République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنســيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : infrastructures de base

Thème

Conception et étude d'un viaduc V79,4 du PK79+365,08 au PK 79+508,38 de la pénétrante reliant le port de DJENDJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville de El-Eulma

Présenté par :

DJAGHLOUL Mohamed Abd El Moaiz

BENAOUDA Mohamed Riad

Encadré par :

Mr. BIREM Kamel

Mr. MAATIB Faouzi

PROMOTION 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

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

Nous remercions notre cher encadreur Mr BIREM Kamel, ainsi que notre cher Co-encadreur Mr MAATIB Faouzi pour tous les efforts aménagés et le suivi minutieux dont ils ont fait preuve tout au long de cette période.

Merci à nos enseignants pour le savoir qu'ils nous ont transmis durant notre cursus au sein de l'E.N.S.T.P.

Merci aux membres du jury d'avoir pris le temps de lire et d'évaluer notre travail.

On voudra enfin remercier nos familles, nos amis et toute personne qui nous a aidées de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous et à toutes

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents qui m'ont soutenue et encouragée durant toute ma vie.

Ma chère famille, Que dieu tout puissant les protègent et les gardent pour moi

Mes chers amis qui m'ont accompagnée durant ce long parcours

Mes enseignent qui ont contribué à notre formation

A mon aimable et mon cher binôme moaiz qui a partagée avec moi ce travail dans les bons et les mauvais moments.

BENAOUDA Mohamed Riad

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents qui m'ont soutenue et encouragée durant toute ma vie.

Ma chère famille, Que dieu tout puissant les protègent et les gardent pour moi

Mes chers amis qui m’ont accompagnée durant ce long parcours

Mes enseignent qui ont contribué à notre formation

A mon aimable et mon cher binôme riad qui a partagée avec moi ce travail dans les bons et les mauvais moments

DJAGHLOUL Mohamed Abd el moaiz

ملخص

يتناول هذا العمل تصميم ودراسة جسر V79.4 الذي يربط ميناء DJENDJEN بالطريق السريع في النقطة الكيلومترية PK79 + 365.08 إلى النقطة الكيلومترية PK79 + 508.38.

بدأنا عملنا بتصميم وتحليل متعدد المعايير للمتغيرات الثلاثة المقترحة ، ثم قمنا باختيار المتغير الأكثر ملائمة ، ثم القياس التفصيلي للأحمال والأحمال الزائدة وتقييمها ، وحساب الإجهاد المسبق والدراسات الزلزالية ,وضع قياس التجهيزات و مختلف العناصر المكونة للجسر، ودراسة البنية التحتية والتكلفة الإجمالية لمشروعنا. و هذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر و اوروبا, وبالاعتماد على برامج الرسم والحساب.

الكلمات المفتاحية: التصميم والدراسة ، الجسر ، الخرسانة سابقة الإجهاد ، الدراسة الزلزالية ، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail traite la conception et de l'étude du viaduc V79,4 reliant le port de DJENDJEN à l'autoroute EST-OUEST du PK79+365,08 au PK79+508,38.

Nous avons commencé notre travail par la conception et l'analyse multicritères des 3 variantes proposé, nous avons par la suite fait le choix de la variante la plus avantageuse, puis le dimensionnement détaillé et l'évaluation des charges et des surcharges, calcule de la précontrainte, études sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, l'étude de l'infrastructure et le cout globale de notre projet. En se référant à des règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de dessin et de calcul.

Mots clés : conception et étude, viaduc, béton précontraint, Etude sismique, Infrastructure.

Abstract

This work deals with the design and study of the V79.4 viaduct connecting the port of DJENDJEN to the EAST-WEST highway from PK79 + 365.08 to PK79 + 508.38.

We started our work with the design and multi-criteria analysis of the 3 proposed variants, we then made the choice of the most advantageous variant, then the detailed dimensioning and evaluation of loads and overloads, pre-stress calculations, earthquake study and the sizing of the various equipment and structural elements, the study of the infrastructure and the overall cost of our project. By referring to regulations used in Algeria and Europe and using drawing and calculation software.

Keywords: design and study, viaduct, prestressed concrete, earthquake study, Infrastructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 2

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTODUCTION 4

I.2. PRESENTATION DU PROJET 4

I.2.1. Situation du projet 4

I.2.2. Caractéristiques de l'ouvrage 5

I.3. LES DONNEES DU PROJET 5

I.3.1. Les données fonctionnelles 5

I.3.1.1. Tracé en plan 5

I.3.1.2 Le profil en long 6

I.3.1.3 Le profil en travers 6

I.3.2. Les données naturelles 6

I.3.2.1. Obstacles à Franchir 6

I.3.2.2. La topographie 7

I.3.2.3. Sismicité du site 7

I.3.2.4. Géotechnique 7

I.3.2.5. Le climat de la région : 9

I.4. Conclusion : 9

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION 11

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 11

II.2.1. Variante 01 : pont a poutre précontrainte par post tension type (VIPP) 11

II.2.1.1. Conception longitudinale : 11

II.2.1.2. Conception transversale : 11

II.2.2. Variante 02 : Pont voussoirs à hauteur constant en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place. 12

II.2.2.1. Description de la méthode : 12

II.2.2.2. Conception longitudinale : 13

II.2.2.3. Conception transversale : 13

II.2.2. VARIANTE 03 : PONT MIXTE BIPOUTRES (POUTRES EN ACIER ET LA DALLE EN BETON) 15

II.2.2.1. CONCEPTION LONGITUDINALE : 15

II.2.2.2. CONCEPTION TRANSVERSALE : 15

II.3. Analyse multicritère : 16

II.3.1. Avantages et inconvénients des variantes 16

II.3.1.1. Variante 01 : pont à poutres précontraintes par post-tension type VIPP 16
II.3.1.2. Variante 2 : Pont voussoirs à hauteur constant en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place. 17
II.3.1.2. Variante 3 : PONT MIXTE BIPOUTRES (POUTRES EN ACIER ET LA DALLE EN BETON) 17
II.3.2. ESTIMATION DE PRIX DES TROIS TABLIER 17
II.4. CONCLUSION : 18
CHAPITRE III: CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL
III.1. INTRODUCTION 20
III.2. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE 20
III.3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX 21
III.3.1. Béton 21
III.3.2. Armateurs 21
III.3.2.1. Armateurs passives 21
III.3.2.2. Armateur active (armature de précontrainte) 21
III.3.3. Appareil d'appui 21
III.3.4. Caractéristique physique de sol 22
III.4. CONTRAINTES ADMISSIBLES 22
III.4.1. Béton 22
III.4.2. Déformation du béton 22
III.4.2.1. Déformation longitudinale 22
III.4.2.2. Déformation transversale 23
III.4.3. Armature 23
III.5. CLASSE DE JUSTIFICATION DE LA PRECONTRAINTE 23
III.6. CONCLUSION 23
CHAPITRE IV : DESCRIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES
IV.1. INTRODUCTION 25
IV.2. CARACTERISTIQUE DE PONT 25
IV.2.1. Largueur roulable 25
IV.2.2. Largueur chargeable 25
IV.2.3. Nombre de voies 25
IV.2.4. Classe de pont 25
IV.3. DESCTIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES 25
IV.4. EVALUATION DES ACTIONS 26
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic 26
IV.4.1.1. Action permanentes 26
IV.4.1.2. Charges permanentes complémentaires 27

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic 27
IV.4.2.1. System de charge A 27
IV.4.2.2. Système de charge B 28
IV.4.2.3. Charges militaires Mc120 30
IV.4.2.4. Coefficient de majoration dynamique 31
IV.4.2.5. Efforts de freinage 31
IV.4.2.6. Convoi exceptionnel D240 32
IV.4.3.LES EQUIPEMENTS 32
IV.5.CONCLUSION 33
CHAPITRE V: MODELISATION
V.1.INTRODUCTION : 35
V.2.Modélisation de l'ouvrage 35
V.2.1. Les étapes de modélisation 35
V.3.MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE 35
V.3.1. Les poutres 35
V.3.2. L'hourdis 36
V.4.CONCLUSION 37
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
VI. 1INTRODUCTION : 39
VI. 2 PRESENTATION DE LA TECHNIQUE : 39
VI.3. DIMENSIONNEMENT DES CABLES : 39
VI.3.1. La Classe de précontrainte : 40
VI.3.2. LES EFFORTS INTERNES : 41
VI.3.3. La Force de précontrainte : 41
VI.3.4. Détermination du nombre des câbles : 42
VI.3.5. Vérification des contraintes : 42
VI.3.6. Tracé du câble : 44
VI.3.6.1. Section d'appuis : 44
VI.3.6.2. Section médiane : 46
VI.3.6.3. Détermination de l'angle de relevage : 47
VI.4. Calcul des pertes : 48
VI.4.1. Pertes instantanées : 48
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement : 48
VI.4.1.2. Perte par recul d'ancrage : 49
VI.4.1.3. Perte par déformation instantané du béton (raccourcissement de béton) : 50
VI.4.2. Les pertes de tension différées : 50

VI.4.2.1. Les pertes par retrait : 50
VI.4.2.3.les pertes par relaxation : 51
VI.4.3. La somme des pertes : 52
VI.5. La vérification des contraintes normales à ELS : 52
VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES : 54
VI.7. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTIELLE A L'E.L. U 55
VI.8. Le ferraillage de poutre : 56
VI.8. 1.Les armatures de la zone tendues : 56
VI.8.2. Armatures de peau : 57
VI.9. Étude de la zone d'about 57
VI.9.1. Zone de surface : 57
VI.9.2. Zone intermédiaire comprimée : 57
VI.9.3. Zone d'éclatement : 58
VI.9.3.1. Ferraillage de la zone d'éclatement : 58
VI.10. Vérification de la flèche : 59
VI.11. Conclusion : 60
CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOURDIS
VII.1-INTRODUCTION 62
VII.2-PRESENTATION DE LA DALLE 62
VII.3-PRINCIPE DU CALCUL 62
VII.4-FERRAILLAGE TRANSVERSAL 65
VII.5-FERRAILLAGE LONGITUDINAL 65
VII.6-CONCLUSION 65
CHAPITRE VIII : EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE
VIII.1. Introduction : 67
VIII.2. APPAREIL D'APPUI : 67
VIII.2.1. CHOIX DE L'APPAREIL D'APPUI : 67
VIII.2.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis : 67
VIII.2.2.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui : 68
VIII.2.2.2. L'épaisseur de l'appareil d'appui : 68
VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes : 68
VIII.3. ETUDE SISMIQUE : 68
VIII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique : 69
VIII.3.2. SEISME LONGITUDINAL : 69
VIII.3.2.1. La raideur totale du système : 69
VIII.3.2.2. La période fondamentale du système : 70
VIII.3.2.3. Spectre de réponse élastique Sa (T ; ξ) : 70

VIII.3.2.4. Répartition de l'effort sismique : 71
VIII.3.2.5. Calcul des déplacements : 71
VIII.3.3. SEISME TRANSVERSAL : 71
VIII.3.4. SEISME VERTIVAL : 72
VIII.3.5. Calcul des efforts et des déplacements horizontaux dus à variation linéaire : 72
VIII.4. Vérification de dimensionnements des appareils d'appui selon RPOA 2008 : 73
VIII.4.1. Résistance à la compression : 73
VIII.4.2. Stabilité au flambement : 73
VIII.4.3. Limitation de la distorsion : 74
VIII.4.4. Condition de non-glissement : 74
VIII.5. DES D'APPUIS : 75
VIII.5.1. Dimensionnement des dés d'appuis : 75
VIII.5.1.1. Hauteur : 75
VIII.5.1.2. Dimension en plan : 75
VIII.5.2. Ferraillage des dés d'appuis : 75
VIII.6. PLOT PARASISMIQUE : 75
VIII.6.1. Dimensionnement du plot parasismique : 75
VIII.6.2. Evaluation des efforts : 76
VIII.6.3. Ferraillage du plot : 76
VIII.7. JOINT DE CHAUSSEE : 76
VIII.7.1. Calcul de souffle : 76
VIII.7.2. Type de joint : 77
VIII.8. Conclusion : 78
CHAPITRE IX : ETUDE DE LA PILE
IX.1. INTRODUCTION : 80
IX.2. Conception de la pile : 80
IX.3. Etude du chevêtre : 81
IX.3.1. Flexion longitudinale : 81
IX.3.1.1. Modélisation : 81
IX.3.1.2. Ferraillages : 82
IX.3.2. La torsion : 83
IX.3.2.1. Le moment de torsion 83
IX.3.2.2. Vérification des contraintes tangentielles : 83
IX.3.3.3. Ferraillage longitudinal de torsion : 84
IX.3.2.4. Ferraillages transversaux de torsion : 84
IX.3.3. Récapitulatif du ferraillage du chevêtre 84

IX.4. Etude des futs : 84
IX.4.1. Vérification vis-à-vis du flambement : 84
IX.4.2. Evaluation des efforts agissant sur les futs de la pile : 85
IX.4.2.1. Evaluation des efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la pile : 85
IX.4.3. FERRAILLAGE DES FUTS : 87
IX.4.3.1. Armature longitudinal: 87
IX.4.3.2. Armature transversale : 87
IX.5. Etude de la fondation : 88
IX.5.1. Evaluation des efforts agissant sur la semelle : 88
IX.5.2. Etude de la semelle : 89
IX.5.2.1. Le ferraillage de la semelle : 89
IX.5.3. Etude des pieux : 90
IX.5.3.1. Effort normal revenant à chaque pieu : 90
IX.5.3.2Effort tranchant en tête du pieux ***P*** : 90
IX.5.3.3. Moment fléchissant : 91
IX.5.3.4. Ferraillage des pieux : 91
IX.6. Conclusion : 92
CHPITRE X : ETUDE DE LA CULEE
X.1.INTRODUCTION 94
X.2.CONCEPTION DES CULEES 94
X.2.1. Choix de type de culée 94
X.2.2. Les éléments de la culée 94
X.2.3. Prédimensionnement de la culée 94
X.3.SOLICITATION SUR CULEE 96
X.3.1. Evaluation des efforts agissants sur les culées 96
X.3.2. Calcule du coefficient de poussée 96
X.3.3. Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges 97
X.3.4Evaluation des efforts issus de la culée : 98
X.3.5. Evaluation des efforts issus du tablier 100
X.4.Cumul des efforts sismiques 100
X.5.Combinaison des efforts 101
X.6.Etude des éléments de la culée 101
X.6.1Etude de mur frontal 101
X.6.1. 1.Les sollicitations les plus défavorables 101
X.6.1.2. Ferraillage du mur frontal 101
X.6.2. Etude mur garde grève 102

X.6.2.1. Détermination des efforts 102
X.6.2.2. Combinaison d'action sur le mur garde grève 103
X.6.2.3. Ferraillage du mur garde grève 103
X.6.3. Dalle de transition 103
X.6.3.1. Combinaison des actions 103
X.6.3.2. Ferraillage de la dalle de transition 104
X.6.4. Etude corbeau d'appui de la dalle de transition 104
X.6.4.1. Combinaison des actions 104
X.6.4.2. Ferraillage de corbeau 104
X.6.5. Etude du mur en retour 104
X.6.5.1. Ferraillage du mur en retour 105
X.6.6. Etude de la semelle : 105
X.6.6.1. Le ferraillage de la semelle : 106
X.6.7. Etude des pieux : 106
X.6.7.1. Ferraillage des pieux : 108
X.7.CONCLUSION 110
CONCLUSION GENERALE : 115

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

FigureI.1.Situation du projet 4
Figure I.2.Vue en plan 5
Figure I.3.Profil en long 6
Figure I.4.Profil en travers 6
Figure I.5.Topographie du site 7

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1.Les deux sections de la poutre. 12
Figure II.2.coupe transversale du voussoir. 14

CHAPITRE IV : DESCTIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure IV.1.Largeur chargeable et largeur roulable 25
Figure IV.2.schéma d'essieux du système de charge Bc. 29
Figure IV.3.Schéma d'essieux du système de charge Bt. 30
Figure IV.4.Schéma des chenilles du système Mc120. 31
Figure IV.5.Schéma d'essieux du convoi type D240. 32

CHAPITRE V: MODELISATION

Figure V.1.Modélisation de la poutre avec ROBOT. 35
Figure V.2.Modélisation des poutres avec ROBOT. 36
Figure V.3.Modélisation du tablier avec ROBOT. 36
Figure V.4.Le moment fléchissant et l'effort tranchant de la combinaison max à l'ELS et L'ELU 37

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VI.1.Dimensionnement en classe II. 40
Figure VI. 2Allure des câbles de précontraintes. 44
Figure VI.3.Caractéristiques des plaques d'ancrages. 45
Figure VI.4.Caractéristiques des plaques d'ancrages. 46
Figure VI.5.La position des câbles Au niveau de la section médiane. 46
Figure VI.6.Section médiane de la poutre. 46
Figure VI.7.Les angles de relevage de chaque câble. 48
Figure VI.8.Ferraillage de section médiane de la poutre. 57
Figure VI.9.Disposition des armatures dans la zone d'éclatement et la zone de surface. 59
Figure VI.10.La Flèche induit par l'effort de précontrainte. 59
Figure VI.11.La Flèche induit par le cas de charge G+D240. 60

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOURDI

Figure VII.1.la modélisation de l'hourdis. 62
Figure VII.2.Moment max à l'ELS : G+1.2Bt2. 63
Figure VII.3.Effort tranchant max à l'ELS : G+1.2Bt2. 64
Figure VII.4.Moment à l'ELS dû à la charge G+1.2Bt2. 64
Figure VII.5.ferraillages de la dalle. 65

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE

Figure VIII.1.Définition géométrique d'un appareil d'appui...... 67
Figure VIII.2.Les dimensions de Joint de chaussée...... 77

CHAPITRE IX: ETUDE DE LA PILE

Figure IX.1.Les démentions de la pile la plus haute...... 81
Figure IX.2.Modélisation du chevêtre. 82
Figure IX.3.Moment fléchissant maximal à ELS sous la combinaison G+1.2A(l)...... 82
Figure IX.4.Effort tranchant maximal a ELU sous la combinaison G+1.2A(l). 82

CHPITRE X: ETUDE DE LA CULEE

FigureX.1.Les démentions de la culée la plus haute...... 96
Figure X.2.les sollicitations dus au mur en retour à l'ELS...... 105
Figure X.3.Ferraillage de la culée. 109

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau II. 1.conception transversal pont a poutre. 11
Tableau II.2.nombre et longueur de chaque type de voussoir. 13
Tableau II.3.conception transversale pont voussoir. 14
Tableau II.4.Prédimensionnements des poutres. 15
Tableau II.5.Prédimensionnements des pièces de pont. 16
Tableau II.6.Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes. 17

CHAPITRE III: CARACTERISTIQUE ET HYPOTHESE DE CALCUL

Tableau III.1.paramètres caractéristiques de la poutre 20
Tableau III.2.la résistance à la compression et la traction du béton. 21
Tableau III.3.Contrainte limites à la compression. 22
Tableau III.4.Contrainte limite de traction des aciers. 23
Tableau III.5.limitation des contraintes des sections en béton. 23

CHAPITRE IV : DESCTIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV.1.Dimensions des sections de la poutre. 26
Tableau IV.2.poids propre des charges complémentaires. 27
Tableau IV.3.coefficients a1 (RCPR). 28
Tableau IV.4.Résultat de la charge A(l). 28
Tableau IV.5.coefficients bc (RCPR). 29
Tableau IV.6.Résultat de la charge Bc. 29
Tableau IV.7.Résultat de la charge Bt. 30
Tableau IV.8.Les résultats des coefficients de majoration dynamique. 31
Tableau IV.9.Force de freinage A(L). 32

CHAPITRE V: MODELISATION

Tableau V.1.Résultats maximums des combinaisons à l'ELS et à l'ELU avec ROBOT. 36

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.1.Les caractéristiques de la poutre. 39
Tableau VI. 2Résultats de logiciel. 41
Tableau VI.3.Résultats de logiciel. 44
Tableau VI.4.Les résultats de f et R et β. 47
Tableau VI.5.Valeurs des coefficients f et φ. 49
Tableau VI.6.Les résultats de calcule des pertes par frottements. 49
Tableau VI.7.Les résultats du calcul des pertes par recul d'ancrage. 50
Tableau VI.8.Les résultats du calcul des pertes par déformation instantané du béton. 50
Tableau VI.9.Les résultats du calcul des pertes par retrait. 51
Tableau VI.10.Les résultats du calcul des pertes par relaxation. 51
Tableau VI.11.Perte de tension dans la précontrainte. 52
Tableau VI.12.Les caractéristiques de section nette. 52
Tableau VI.13.Les contraintes admissibles pour chaque phase. 53
Tableau VI.14. Les Résultats de P1 et P2 selon les 4 phases. 53
Tableau VI.15.Les valeurs des contraintes normales à l'ELS Phase 1et2. 53
Tableau VI.16.Les valeurs des contraintes normales à l'ELS Phase 3et4. 54

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOURDI

Tableau VII.1.combinaisons des moments à l'ELS. 63

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENT ET ETUDE SISMIQUE

Tableau VIII.1.Raideurs longitudinales des piles. 70
Tableau VIII.2.Répartition d'effort sismique. 71
Tableau VIII.3.Répartition d'effort sismique. 72
Tableau VIII.4.Les efforts sismiques sur les appuis. 72
Tableau VIII.5.Type de Joint de chaussée. 77

CHAPITRE IX: ETUDE DE LA PILE

Tableau IX.1.Implantation et hauteurs des piles. 80
Tableau IX.2.les Dimensions des piles. 80
Tableau IX.3.Ferraillage du chevêtre. 84
Tableau IX.4.Evaluations des efforts agissant sur les futs de la pile la plus sollicitée. 86
Tableau IX.5.Résultats des combinaisons retenues pour le calcul du ferraillage de chaque fut. 87
Tableau IX.6.Récapitulatif ferraillage des futs. 88
Tableau IX.7.Evaluations des efforts agissant sur la semelle 88
Tableau IX.8.Combinaison des efforts agissant sur la semelle 89
Tableau IX.9.Récapitulatif ferraillage de la semelle. 90
Tableau IX.10.Récapitulatif ferraillage des pieux. 92

CHPITRE X: ETUDE DE LA CULEE

Tableau X.1.Implantation et hauteurs des culées. 95
Tableau X.2.les Dimensions de la culée. 95
Tableau X.3.calcule des coefficients de poussée. 97
Tableau X.4.Evaluation des charges Statiques dues au remblai. 97
Tableau X.5.Evaluation des charges Statiques dues au remblai. 97
Tableau X.6.calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres. 98
Tableau X.7.Evaluation des efforts dus à surcharge sur remblai. 98
Tableau X.8.Calcul des efforts dus au poids propre des culées. 99
Tableau X.9.efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée. 99
Tableau X.10.Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier. 100
Tableau X.11.Efforts sismiques totales. 101
Tableau X.12.combinaison des efforts. 101
Tableau X.13.combinaison des efforts. 101
Tableau X. 14.les efforts agissant sur la dalle de transition. 103
Tableau X.15.combinaison des actions. 103
Tableau X.16.Récapitulatif ferraillage de la semelle. 106
Tableau X.17.Effort normal revenant à chaque pieu. 107
Tableau X.18.Effort tranchant en tête des pieux. 107
Tableau X.19.Les moments fléchissant dans chaque pieu. 108
Tableau X.20.Récapitulatif ferraillage des pieux. 108

CHAPITRE XI: COÛT GLOBAL DU PROJET

Tableau XI.1.Evaluation du cout du projet. 112

INTRODUCTION GENERALE

2020/2021

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les constructions stratégiques d'un payer les ouvrages d'art dont les ponts occupent une grande partie.

D'une façon générale, l'implantation d'un pont est nécessaire pour la majorité des tracés routier pour permettre à ces derniers de franchir les obstacles, parfois naturelles telles que les oueds et les montagnes, et parfois artificielles comme les chemins de fer et les autres routes.

La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socio-économique et même stratégique.

Le projet que nous avons choisi consiste à concevoir et à étudier un viaduc V79,4 du PK79+365,08 au PK 79+508,38 de la pénétrante reliant le port de DJENDJEN ''WILAYA DE Jijel'' a l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville de ''El-Eulma''.

Le projet sera présenté en trois (3) phases englobant onze (11) chapitres

La première phase contient une Présentation générale du projet ainsi que l'ensemble des données nécessaires à la conception, la proposition de variantes et l'établissement de l'analyse multicritères.

La deuxième phase est consacrée à L'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la superstructure et le dimensionnement des différents équipements du pont.

On entame en dernier l'étude de l'infrastructure et on conclut avec une évaluation du cout global du projet.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

2020/2021

I.1. INTRODUCTION

Un pont C'est un ouvrage destiné à franchir un obstacle naturel (ravin, rivière) ou une voie de circulation afin d'offrir un service aux usagers.

La conception de ce dernier résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tous en intégrant un certain nombre d'exigence de qualité architecturale ou paysagère.

Dans ce premier chapitre, nous allons présenter et analyser toutes les données naturelles et fonctionnelles de notre projet.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude du viaduc V79,4 du PK79+365,08 au PK 79+508,38 de la pénétrante reliant le port de DJENDJEN (WILAYA DE Jijel) a l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville de ''El-Eulma''.

I.2.1. Situation du projet

L'ouvrage se trouve à l'entrée sud de la commune de Beni Aziz, a proximité de l'intersection RN77 et RN9B.



FigureI.1.Situation du projet.

I.2.2. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- ✓ **Côté droit**

-Longueur de la brèche : 144 m du PK79+365,08 au PK 79+508,38

-Largeur de tablier : 13.20 m.

-Largeur de chaussée : 12 m.

-L'angle de biais : 70 grades.

- ✓ **Côté gauche :**

-Longueur de la brèche : 144 m du PK79+356,08 au PK 79+499,38

-Largeur de tablier : 13.20 m.

-Largeur de chaussée : 12 m.

-L'angle de biais : 70 grade.

I.3. LES DONNEES DU PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan de l'ouvrage est droit de longueur total de 144 m, les deux côtés de pont ont les mêmes caractéristiques géométriques.

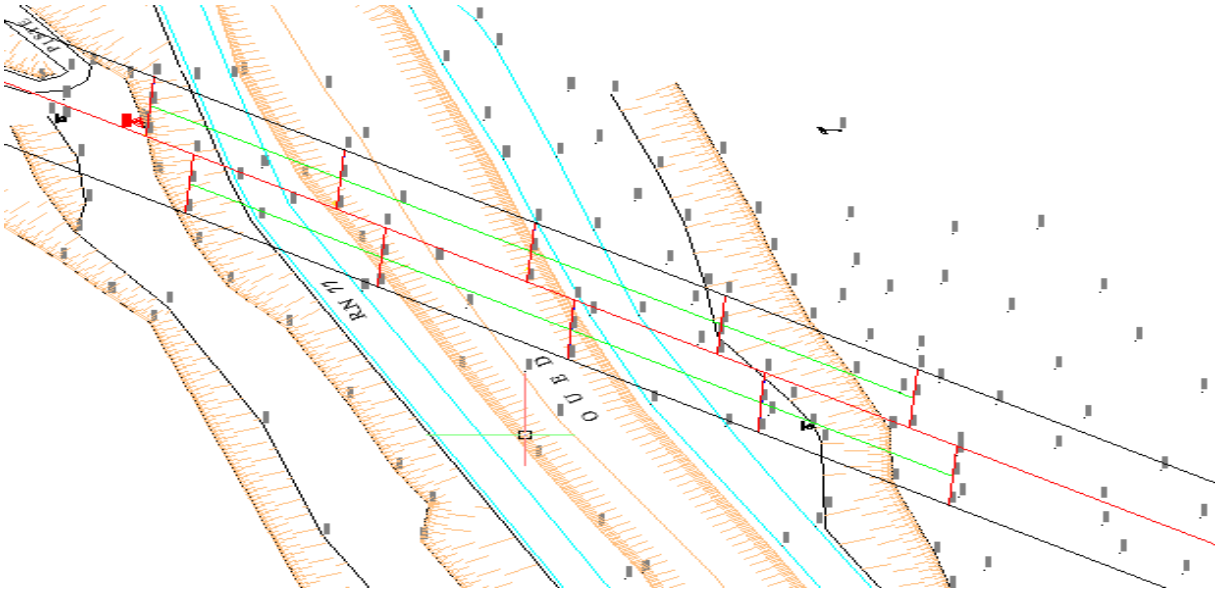


Figure I.2.Vue en plan.

I.3.1.2 Le profil en long

Notre projet présent une pente de1%.

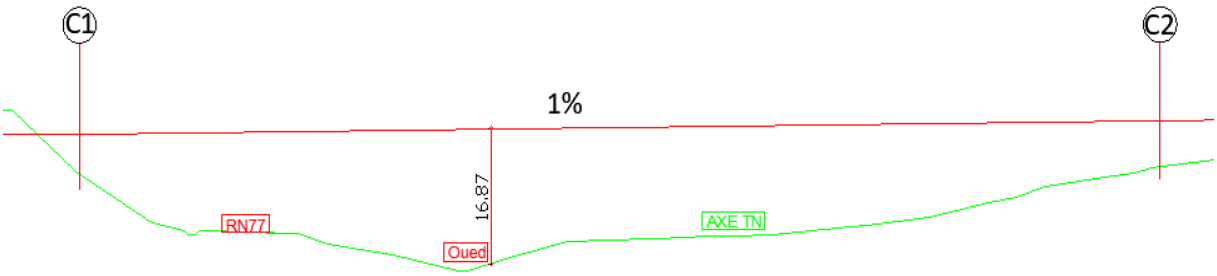


Figure I.3.Profil en long.

I.3.1.3 Le profil en travers

Le profil en travers présente :

-Nombre de voies de circulation : 3 voies (2×3vois).

- Largeur de la chaussée : 12m.

- Largeur de trottoir = 0.6m de chaque côté.

- La largeur totale du pont : 13.20m.

- Couche de revêtement : 8 cm.

- Dévers : 2.5%.

- Glissière de sécurité.

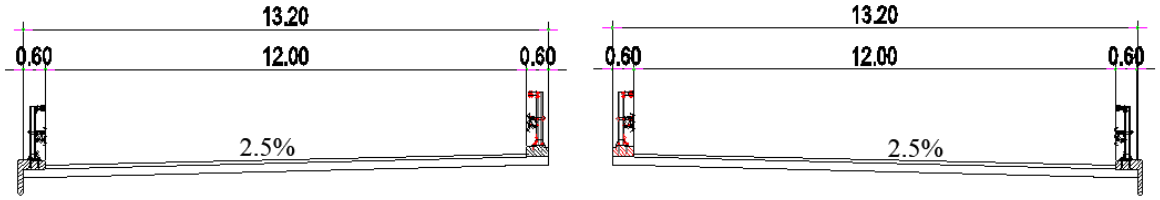


Figure I.4.Profil en travers.

I.3.2. Les données naturelles

I.3.2.1. Obstacles à Franchir

-Oued Dhamcha.

-RN77.

I.3.2.2. La topographie

Le déplacement sur site et la consultation de levier topographique nous a permis de conclure que le projet est implanté dans une zone montagneuse.



Figure I.5.Topographie du site.

I.3.2.3. Sismicité du site

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPOA2008), La région de Sétif dont fait partie notre secteur d'étude, appartient à la zone de sismicité moyenne (IIa).

I.3.2.4. Géotechnique

La reconnaissance géotechnique a pour but de recueillir des informations chiffrées sur le terrain en place, ces informations permettent d'avoir une idée fixe sur les différentes couches lithologiques dont se compose le sol étudié ainsi que leurs caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques.

Le programme d'investigation a été organisé comme suit :

I.3.2.4.1. Essais in site

- sondages carottés : Le forage de trois (03) avec prélèvement d'échantillons intacts à semi remaniés.

- forages pressiométriques : Trois de forages 25 ml, avec un pas d'essai chaque 2 ml.

- essais SPT (Standard Pénétration Test) : le battage de six (un essai chaque 3 m)

-pose et relève piézométrique.

Résultats :

- ✓ **SC01 :**

0.00 – 0.5 m : limon argileux noirâtre à brunâtre.

0.50 – 15.0 m : marne schisteuse friable grisâtre à noirâtre.

15.0 – 42.0 m : marne schisteuse indurée grisâtre à noirâtre.

- ✓ **SC02 et SC03 :**

0.00 – 1.00 m : limon argileux noirâtre à brunâtre.

1.00 – 7.00 m : galet et graviers à matrice sable limoneux.

7.00 – 30.0 m : marne schisteuse indurée grisâtre a noirâtre.

Classification des sites à l'aide des résultats pressiométriques :

Le sol est classé d'après le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA2008), dans la catégorie S2 sol ferme.

Les résultats détaillés sont donnés à l'Annexe A

I.3.2.4.2. Essais au laboratoire :

Après la réalisation des sondages carottés des divers essais physique, mécanique et chimique ont été réalisés selon la nature de sol.

- Essais physiques :

*Analyse granulométrique : Les échantillons testés de nature galet et graviers à matrice sable limoneux, présentent des particules grenues associées à des particules fines. 24% d'éléments ont un diamètre inférieur à 0.08 mm (argile, limons et sable fin).

*Limites d'Atterberg : Les valeurs obtenues varient comme suit :

Wl = 34.86 %

Ip = 9.04 %

Ces valeurs placées dans le diagramme de Casagrande classent les sols fins comme des limons peu plastiques.

*Essai au bleu de méthylène :

L'argilosité de la fraction fine est de 0.6 %. Ce qui correspond à des sols sablo- limoneux.

– **Essais mécaniques :**

Compression sur roche : Les valeurs des résistances à la compression simple (Rc) varient de 21 à 36 MPa.

Selon le FILLIAT, il s'agit d'une marne indurée.

-**Analyse chimique** : Les teneurs en sulfates confèrent au sol une agressivité nulle selon la NF P 18. 011 du 06/92. Pour les teneurs en carbonates, les sols sont peu carbonatés. Pour ce qui est des matières organiques, les sols ne sont pas organiques.

I.3.2.5. Le climat de la région :

Beni Aziz présent Un climat tempéré chaud. La température moyenne sur l'année est de 22.7 °C, la température moyenne Au mois de Janvier (le mois le plus froid) est de 6.3 °C.

La précipitation moyen enregistré durant une année est de 761mm.

I.4. Conclusion :

Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles qui sont indispensable pour la conception et l'étude de notre ouvrage.

CHAPITRE II

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

2020/2021

II.1. INTRODUCTION

La conception c'est la première phase dans l'élaboration du projet, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Si pour cela nous allons procéder dans ce chapitre à la recherche d'une conception adéquate à partir des trois variantes suivantes :

- pont à poutres précontraintes par post tension type VIPP.

-Pont mixte bipoutres.

-Pont voussoirs en béton précontraint.

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.2.1. Variante 01 : pont a poutre précontrainte par post tension type (VIPP)

Les ouvrages de type VIPP (viaduc a travées indépendantes a poutres préfabriquées précontrainte par post tension) ont également été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée.

L'ouvrage, comportant une succession de travées indépendantes avec un tablier constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur.

II.2.1.1. Conception longitudinale :

On propose pour la conception longitudinale de cette variante 4 travées de 36 m avec une longueur totale de 144 m.

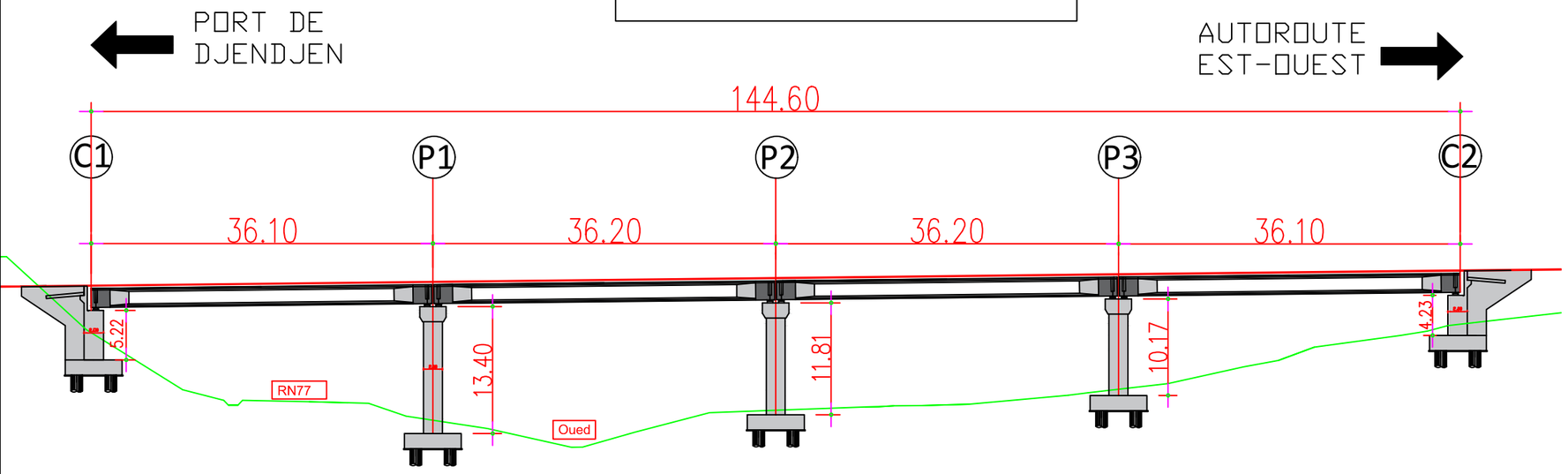
II.2.1.2. Conception transversale :

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

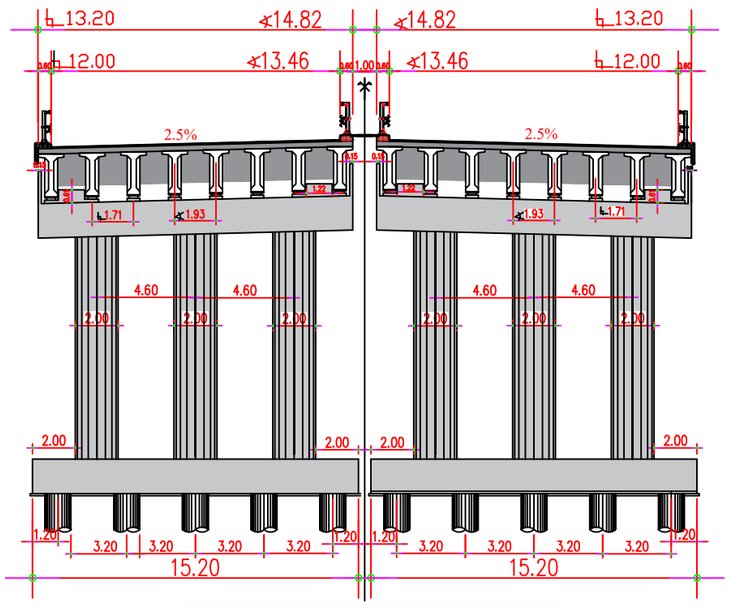
Tableau II. 1.conception transversal pont a poutre.

Elément	Ratio usuel	Valeur retenu
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq HP \leq L/17$	HP = 2m
Epaisseur de l'hourdis	$20 \leq e \leq 30$	e=25cm
hauteur du tablier	Ht=HP+e	Ht=2.25m
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6HP$	b=1.2m
Epaisseur de la table de compression	$10\ cm \leq et \leq 15\ cm$	et= 15cm

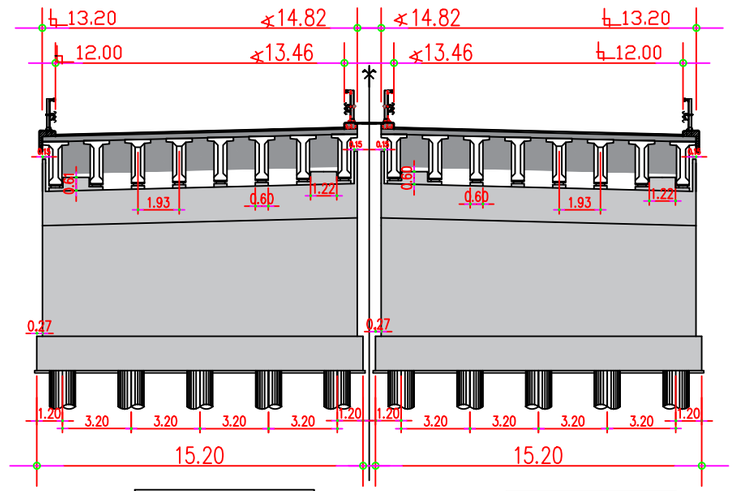
PROFIL EN LONG Ech:1/600



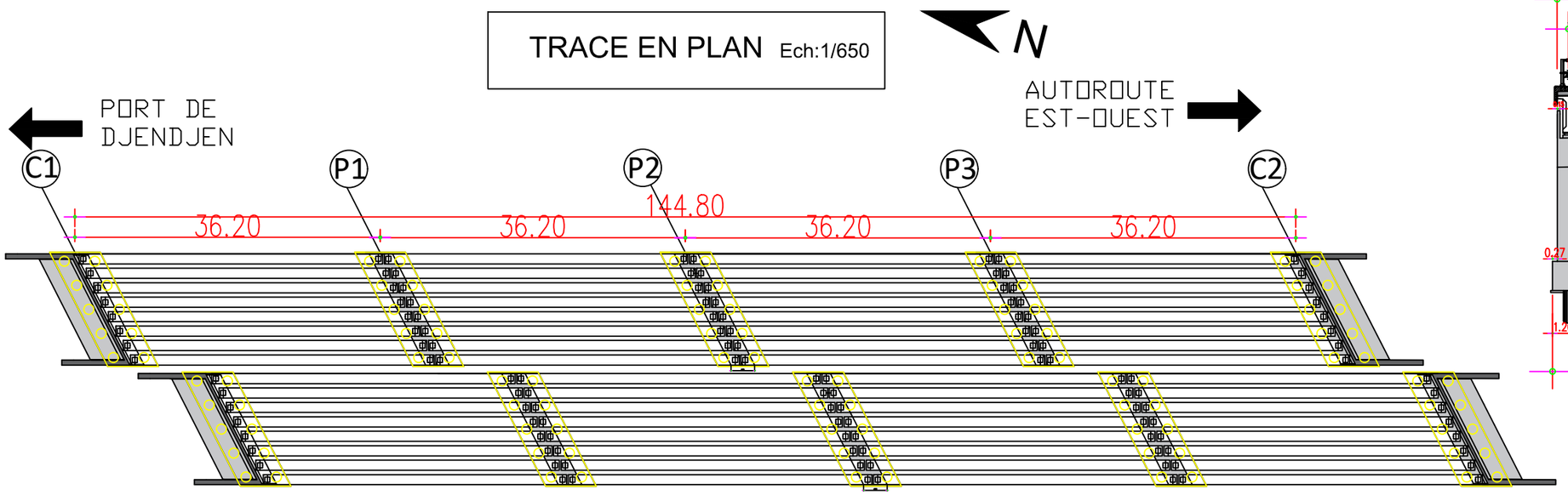
COUPE SUR PILE Ech: 1/300



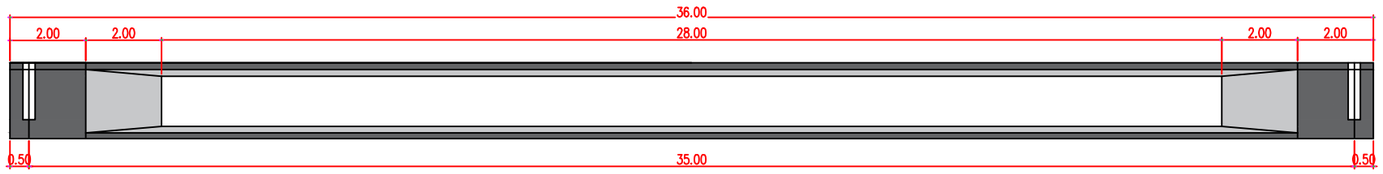
COUPE SUR CULEE Ech :1/300



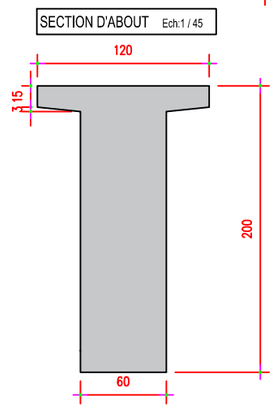
TRACE EN PLAN Ech:1/650



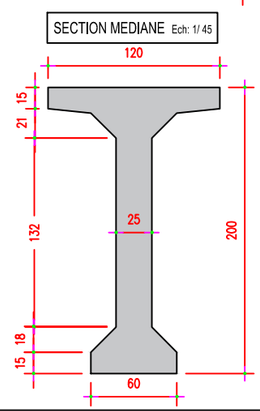
VUE EN PLAN DE LA POUTRE Ech:1/170



SECTION D'ABOUT Ech:1 / 45



SECTION MEDIANE Ech: 1/ 45



Thème :conception et étude du viaduc V79,4 reliant le port de DJENDJEN à l'autoroute EST-OUEST du PK79+365,08 au PK 79+508,38

Chapitre II : conception et prédimensionnement

Variante N°01: pont a poutre

ENSTP

Entraxe des poutres	1.40 m < λ < 2.00 m	λ= 1.714m
Nombre des poutres	N= La / λ +1	n=8 poutre
Epaisseur de l'âme	Ea ≥ 0.14 + Φ Avec Φ = 0,08 m (diamètre de la gaine de précontrainte).	25 cm
La largeur des talons	0.60<Lt<0.90	Lt= 60cm
L'épaisseur de talon	10cm ≤ e talon ≤ 20cm	15cm

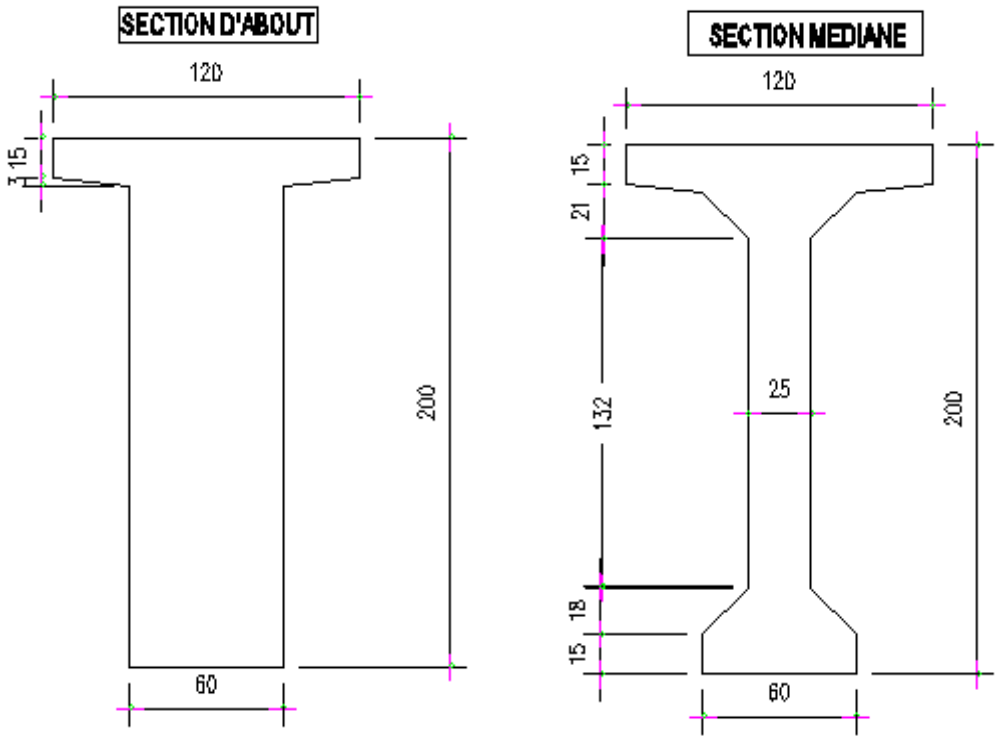


Figure II.1.Les deux sections de la poutre.

II.2.2. Variante 02 : Pont voussoirs à hauteur constant en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place.

II.2.2.1. Description de la méthode :

Cette méthode de construction est de réaliser un tablier de pont sans cintre ni échafaudage au sol, en opérant par tronçon successif dénommes voussoir étant construit encorbellement les voussoirs sont placée à l'aide des câbles de précontraintes.

On distincts deux types de pont pour cette méthode :

- ✓ **Pont voussoirs à hauteur variable :** Lorsque les portées principales de l'ouvrage sont inférieures à 65/70 m.
- ✓ **Pont voussoirs à hauteur constant :** Lorsque les portées principales de l'ouvrage sont supérieures à 65/70 m.

II.2.2.2. Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante composé d'une travée principale de 55m de longueur, et deux travées de rives de 36m de longueur, ce qui donne une longueur totale du pont égale à 127m.

II.2.2.2.1. Le découpage de voussoir :

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir :

- ✓ **Voussoirs sur piles :** Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 7 et 10 m.
- ✓ **Voussoirs de clavages** : Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé. Leur longueur varie de 1,5 à 3 m.
- ✓ **Voussoirs courants :** La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.
- ✓ **Voussoirs coulés sur cintre : :** La longueur des voussoirs coulée sur cintre varie entre 10 et 20 pour de la longueur de travée principal.

Tableau II.2.nombre et longueur de chaque type de voussoir.

Type de voussoir	Longueur (m)	Nombre
Voussoirs sur piles	8	2
Voussoirs courants	3.7	26
Voussoirs de clavages	2.6	1
Voussoirs coulés sur cintre	6.85	2

II.2.2.3. Conception transversale :

Comme on a une largeur de tablier de 13.2m inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé.

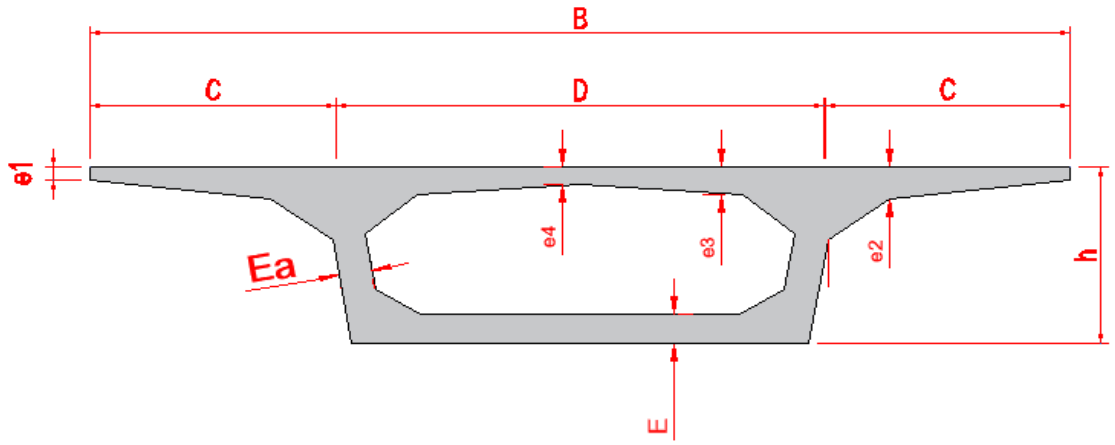


Figure II.2.coupe transversale du voussoir.

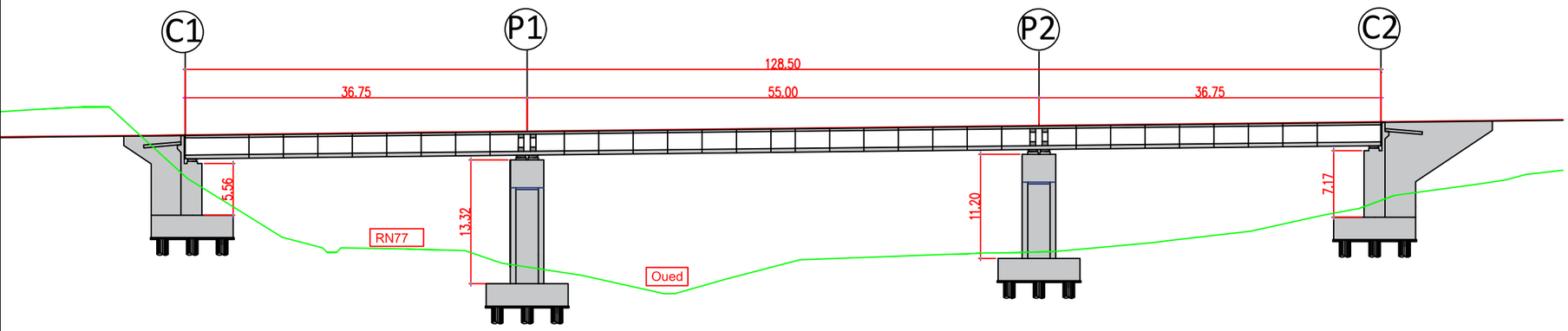
Tableau II.3.conception transversale pont voussoir.

Elément		Valeur usuel (m)	Valeur retenu
Hauteur du voussoir h		$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$	2.5
Largeur du voussoir B		B≤20	13.2
Largeur d'encorbellement C		C=$\frac{B}{4}$	3.30
Entraxe des âmes D		D=B-2C	6.6
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	**e1**	e1≥16 a 18cm	0.20
	e2	$\frac{C}{8} \leq e2 \leq \frac{C}{7}$	0.45
	e3	e3 = 10 + D/25 avec (e3 > e2 - 10 et e3 > 1.5 e4)	0.40
	e4	D/30 ≤ e4 ≤ D/25	0.25
Epaisseur du hourdis inférieur		35 ≤ Ep≤80	0.40
Epaisseur de l'âme		Ea ≥ 26 + L/500	0.45
Inclinaison de l'âme		10% ≤ tgα ≤ 30%	17.6% (α=10°)
Gousset supérieur extérieur			35°
Gousset supérieur intérieur		30° ≤ β ≤ 45°	39°
Gousset inférieur		40°≤γ≤ 45°	40

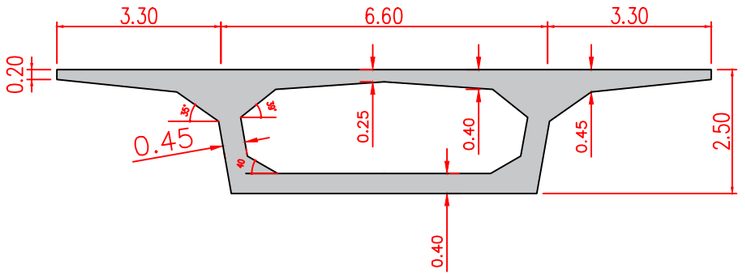
PROFIL EN LONG Ech :1/600

PORT DE DJENDJEN

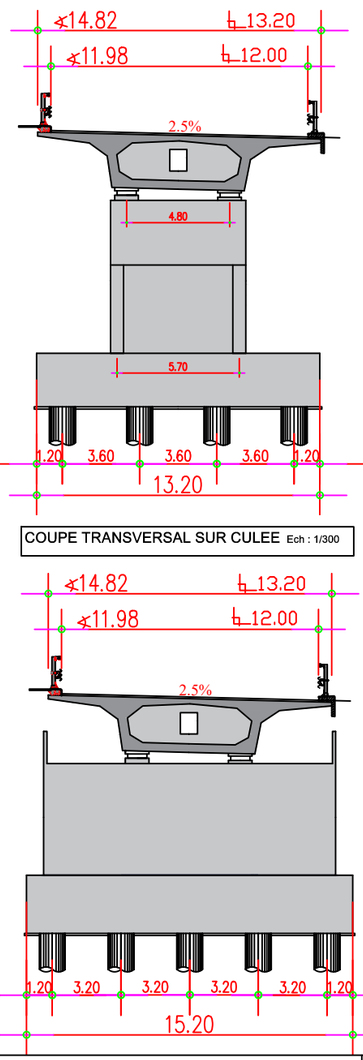
AUTOROUTE EST-OUEST



COUPE TRANSVERSAL DE VOUSSOIRE Ech: 1/130



COUPE TRANSVERSAL SUR PILE Ech : 1/300

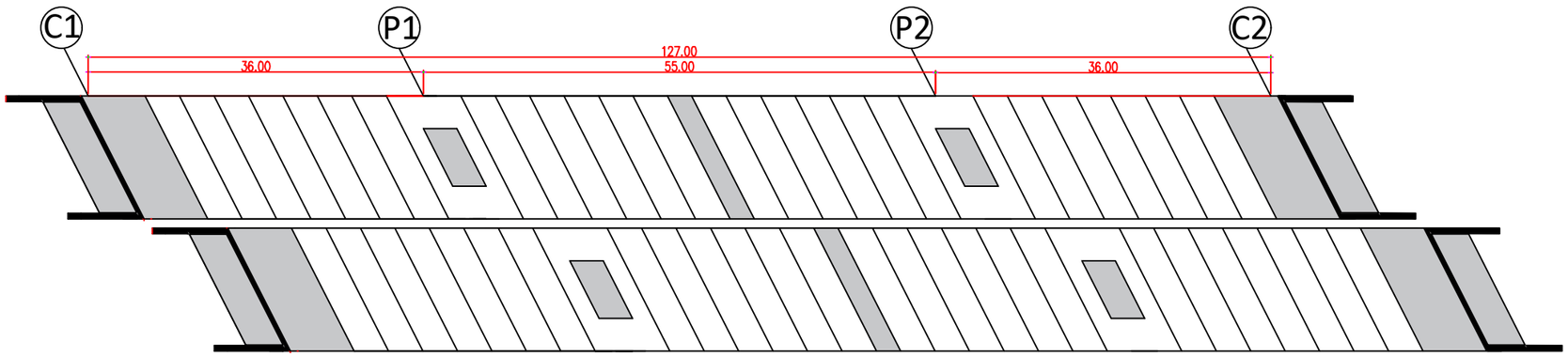


TRACE EN PLAN Ech: 1/650

N

PORT DE DJENDJEN

AUTOROUTE EST-OUEST



Thème :conception et étude du viaduc V79,4 reliant le port de DJENDJEN à l'autoroute EST-OUEST du PK79+365,08 au PK 79+508,38	Chapitre II : conception et prédimensionnement	Variante N°02: pont voussoire

II.2.2. VARIANTE 03 : PONT MIXTE BIPOUTRES (POUTRES EN ACIER ET LA DALLE EN BETON)

Les ponts mixtes acier-béton à poutres sont des ouvrages très connu qui peuvent être réalisé dans des situations très déverses milieu urbain ou rural, ils sont construits par des profilés métalliques travaillant à la flexion longitudinale, et une dalle en béton armé ou précontraint reliées par des connecteurs, et des entretoises pour résister aux moments de torsion.

Le domaine de portée des ponts mixtes va jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes. Il est plus économique au-delà de ces portées.

Le pré-dimensionnement de notre variante est faite selon CALGARO et SETRA.

II.2.2.1. CONCEPTION LONGITUDINALE :

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre à travées continues et hauteur variable, les poutres sont reliée ente eux par des pièces de pont sur une longueur totale de pont égale à 129.8m composé d'une travée principale de 59m de longueur et deux travées de rives de 35.4m.

II.2.2.2. CONCEPTION TRANSVERSALE :

Comme le tablier est assez large $13.2m > 12m$ donc la dalle est appuyée longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont tous les 4m environ. Les pièces de ponts sont inclinées suivant le dévers de la dalle (2.5%) et ils sont attachés entre eux par des goujons.

On opte pour l'entraxe des poutres b=3m et pour la largeur de porte-à-faux a=7.2m.

II.2.2.2.1. CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALE :

La poutre en forme **I** composée d'une âme et deux semelles, la nuance d'acier est de qualité S355. Le tableau ci-dessous comporte le pré-dimensionnement:

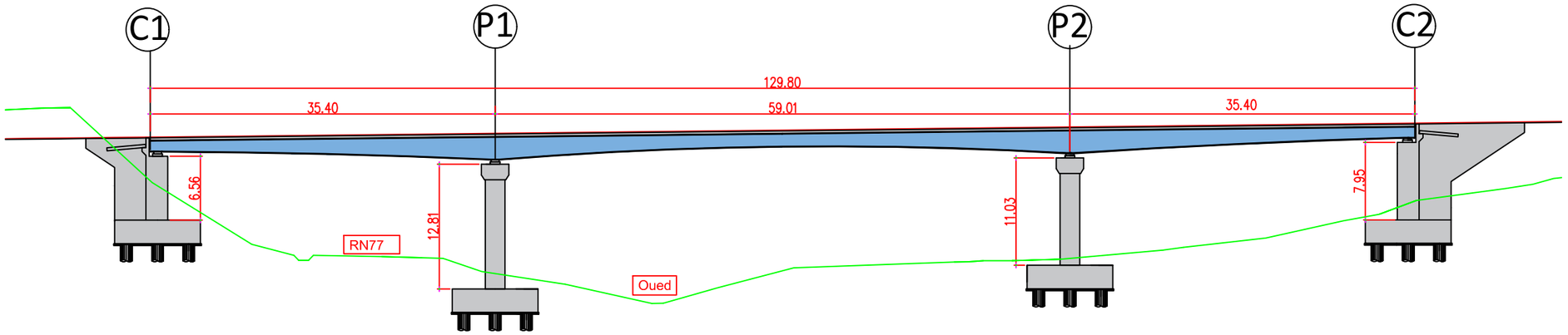
Tableau II.4.Prédimensionnements des poutres.

Elément	Valeur usuelle	Valeur en mm
Hauteur de la poutre sur pile	$H = \frac{L_t}{25}$	2400
Hauteur de la poutre à mi-travée	$\frac{L_t}{50} \leq H \leq \frac{L_t}{40}$	1400
Hauteur de la poutre sur culée	$\frac{L_t}{60} \leq H \leq \frac{L_t}{50}$	1200
Epaisseur de la dalle	$20cm \leq ep \leq 25cm$	250
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005H_w$; $t_w \geq 12mm$	30

PROFIL EN LONG Ech :1/550

PORT DE DJENDJEN

AUTOROUTE EST-OUEST

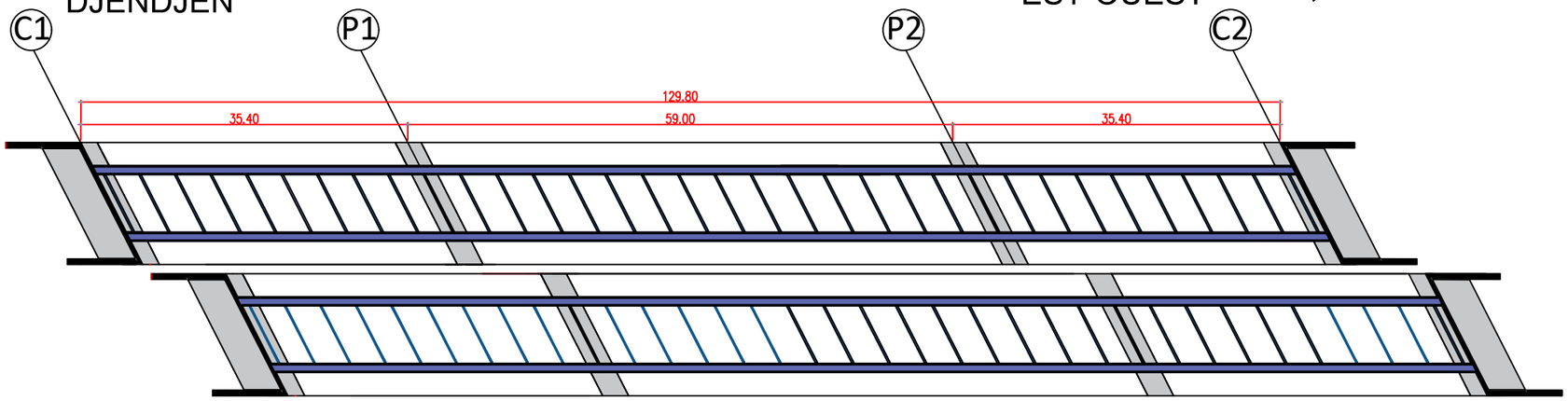


TRACE EN PLAN Ech: 1/650

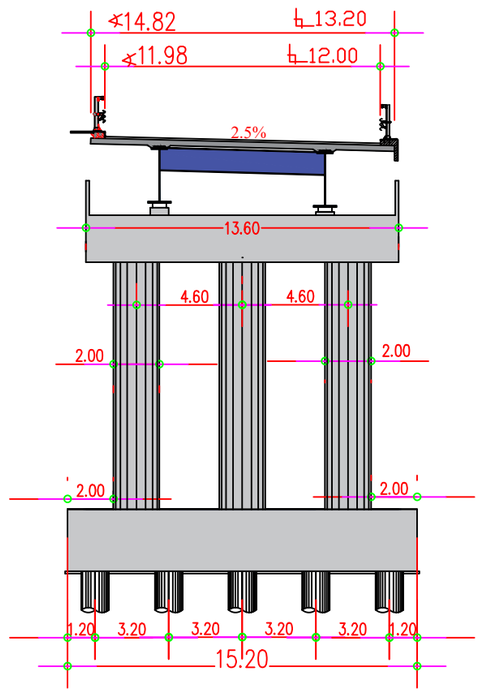
N

PORT DE DJENDJEN

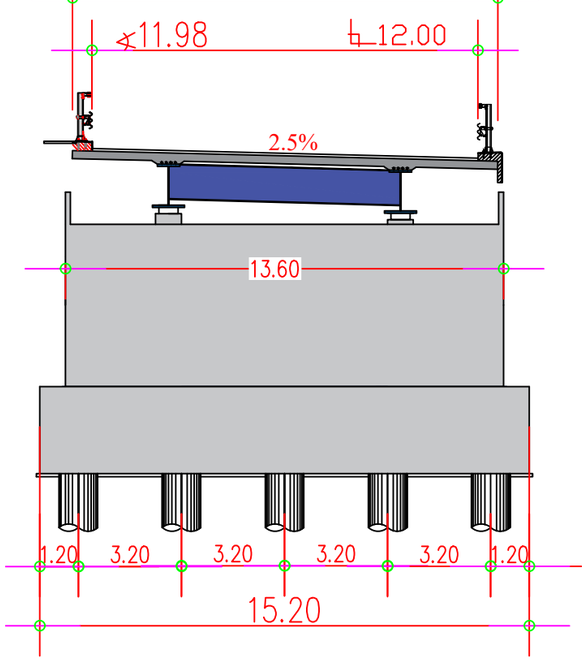
AUTOROUTE EST-OUEST



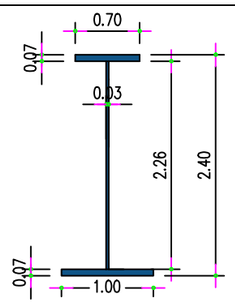
COUPE TRANSVERSAL SUR PILE Ech : 1/280



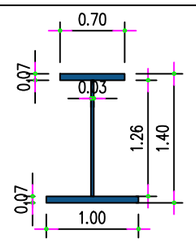
COUPE TRANSVERSAL SUR CULEE Ech : 1/200



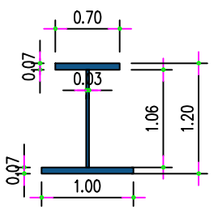
Section sur pile ECH/1/70



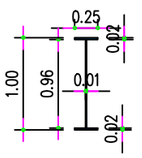
Section à mi-travée ECH/1/70



Section sur culée ECH/1/70



Pièce de pont ECH/1/70



Thème :conception et étude du viaduc V79,4 reliant le port de DJENDJEN à l'autoroute EST-OUEST du PK79+365,08 au PK 79+508,38	Chapitre II: conception et prédimensionnement	Variante N°03:pont mixte bipoutre

Epaisseur de la semelle sup	$20mm \leq ts \leq 150$mm	70
Epaisseur de la semelle inf	$20mm \leq ti \leq 150mm$	70
Largeur semelle sup	$400mm \leq bs \leq 1000mm$	700
Largeur semelle inf	$500mm \leq bs \leq 1200$mm	1000

II.2.2.2.2. CONCEPTION DES PIECES DE PONT

Le prédimensionnement des pièces de pont est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5.Prédimensionnements des pièces de pont.

Elément	Valeur usuelle	Valeur en mm
Hauteur de la poutre	$\frac{L_t}{15} \leq Hp \leq \frac{L_t}{10}$	1000
Epaisseur de l'âme	$10mm \leq e \leq 12mm$	12
Largeur de la semelle	$220mm \leq b \leq 300mm$	250
Epaisseur de la semelle	$t \approx 20mm$	20

II.3. Analyse multicritère :

II.3.1. Avantages et inconvénients des variantes

II.3.1.1. Variante 01 : pont à poutres précontraintes par post-tension type VIPP

- ✓ **Avantage :**

-Une bonne réutilisation des coffrages.

-Préfabrication des poutres pendant la réalisation de l'infrastructure, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage.

- Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.

-La possibilité d'assembler les éléments préfabriqués sans échafaudages ce qui permet d'éviter l'encombrement gênant souvent le fonctionnement du chantier.

- ✓ **Inconvénient :**

-Poids propre très important.

-Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée.

-La multiplication du nombre des appuis, et l'épaisseur importante du tablier qui nuisent l'esthétique le coût total de l'ouvrage.

II.3.1.2. Variante 2 : Pont voussoirs à hauteur constant en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place.

- ✓ **Avantage :**

- On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles.

- Franchir des vallées très profondes.

-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.

- ✓ **Inconvénient :**

-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes.

-L'entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

-la sensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.

II.3.1.2. Variante 3 : PONT MIXTE BIPOUTRES (POUTRES EN ACIER ET LA DALLE EN BETON)

- ✓ **Avantage :**

- La possibilité de franchir des grandes portées.

- La qualité architecturale.

- ✓ **Inconvénient :**

- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers.

- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.

- Un coût très élevé.

- Sensibilité au gradient thermique.

II.3.2. ESTIMATION DE PRIX DES TROIS TABLIER

Tableau II.6.Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes.

Variante 01 : pont a poutre précontrainte par post tension type (VIPP)				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton tablier	m^3	**3 020,00**	**20 000,00**	**60 400 000,00**
Acier passif	t	**604,00**	**132 000,00**	**79 728 000,00**
Acier actif	t	**60**	**470 000,00**	**28 200 000,00**
Total				**168 328 000,00**

Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton tablier	m^3	**2 571,00**	**35 000,00**	**89 985 000,00**
Acier passif	t	**514,20**	**132 000,00**	**67 874 400,00**
Acier actif	t	**103,00**	**490 000,00**	**50 470 000,00**
Total				**208 329 400,00**
VARIANTE 03 : Pont mixte bipoutres				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton tablier	m^3	**856,68**	**18 000,00**	**15 420 240,00**
Acier passif	t	**171,34**	**125 000,00**	**21 417 000,00**
Acier (PRS)	t	**880**	**420 000,00**	**184 800 000,00**
Total				**221 637 240,00**

II.4. CONCLUSION :

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

CHAPITRE III

Caractéristique et hypothèse de calcul

2020/2021

III.1. INTRODUCTION

Le choix des mâtereaux de construction et la forme géométrique de la structure jeux un rôle très important dans la construction d'un ouvrage, il est recommandé d'optimiser la géométrie et améliorer les caractéristiques des mâtereaux.

III.2. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE

La poutre à trois composantes en section transversales (about, intermédiaire et médiane), on détermine dans cette partie les caractéristiques géométriques de chaque section.

G : le centre de gravité de la section.

B : Section de l'élément.

V' : distance de la fibre inferieur par rapport au CG.

V : distance de la fibre supérieure par rapport au CG.

h=V+V' : la hauteur totale.

IG : Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.

ρ : Rendement géométrique de la section **ρ=** IG /B*v*v'

À l'aide de logiciel Autocad on a déterminé les paramètres caractéristiques sans calcul :

Tableau III.1.paramètres caractéristiques de la poutre.

	About		**Médian**		**Intermédiaire**	
	Poutre seul	**Poutre+ dalle**	**Poutre seul**	**Poutre+ dalle**	**Poutre seul**	**Poutre+ dalle**
B (m^2)	1.30	1.73	0.78	1.20	1.02	1.45
υ' (m)	1.07	1.33	1.13	1.49	1.09	1.40
υ (m)	0.93	0.92	0.87	0.77	0.91	0.85
I_G (m^4)	0.48	0.84	0.37	0.65	0.42	0.74
ρ	0.37	0.40	0.49	0.47	0.42	0.43

III.3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux nécessaires pour notre ouvrage :

III.3.1. Béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression et la traction à l'âge de 28 jours :

Tableau III.2.la résistance à la compression et la traction du béton.

	Superstructure	Infrastructure
fc28 (MPa)	35	27
ft28 (MPa)	2.7	2.22
Dosage	450	350
Type de ciment	CEM II 42,5	CEM II 42,5

La densité de béton est $25KN/m^3$

III.3.2. Armateurs

III.3.2.1. Armateurs passives

Les caractéristiques des armateurs passifs utilisés dans notre ouvrage sont les suivant :

-aciers à haute adhérence de nuance Fe E500.

-module de déformation élastique Es=200 GPa.

- limite d'élasticité : fe=500 Mpa.

III.3.2.2. Armateur active (armature de précontrainte)

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance par rapport aux aciers classiques.
Les propriétés mécaniques des câbles de précontrainte utilisé :

Câbles de type 12T15.

Section nominale :Ap=140 mm².

Contrainte de rupture fprg=1770 MPa.

Limite élastique fpeg= 1593 MPa.

Module d'élasticité Ep=190000 MPa.

Coefficient de recul d'encrage g = 2 mm.

III.3.3. Appareil d'appui

Appareil d'appui en élastomère :

G :1.2 MPa dans la condition sismique.

G : 0.9MPa dans la condition normale.

III.3.4. Caractéristique physique de sol

Sol alluvionnaire en surface et la roche en profondeur.

La densité humide en surface γh varient de 23.8 à 25.6 KN/m3.

La densité humide en profondeur γh varient de 25.2 à 25.8 KN/m3.

III.4. CONTRAINTES ADMISSIBLES

III.4.1. Béton

-Contraintes admissibles à la compression :

La contrainte admissible de compression est définie par la relation suivant :

ELU : $fbu = \frac{0.85 fc28}{\theta \gamma b}$ ELS : $fbc = 0.6 fc28$

γb = 1.5 dans le cas d'une situation durable ou transitoire.

γb = 1.15 dans le cas d'une situation accidentel.

Θ=1 24h<t

Θ=0.9 $1h \leq t \leq 24h$

Θ=0.85 t<1h

Tableau III.3.Contrainte limites à la compression.

Etat	Contrainte limite	Superstructure	Infrastructure
ELU	*fbu (MPa)*	19,83	15.3
ELS	*fbc (MPa)*	21	16,2

III.4.2. Déformation du béton

III.4.2.1. Déformation longitudinale

Le module de déformation instantanée du béton Eij pour un chargement d'une durée$< 24h$:

-$Eij = 11000\sqrt[3]{fc28} = 11000 \times \sqrt[3]{35} = 35982\ MPa$ pour le tablier.

- $Eij = 11000\sqrt[3]{fc28} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164\ MPa$ pour l'infrastructure.

Le module de déformation différée du béton (retrait et fluage) :

-- $Evj = 3700\sqrt[3]{fc28} = 3700 \times \sqrt[3]{35} = 12102\ MPa$

- $Evj = 3700\sqrt[3]{fc28} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10819\ MPa$

III.4.2.2. Déformation transversale

Selon la loi de hooke la formule du module d'élasticité transversal est : $G = \frac{E}{2(1+v)}$

v : Coefficient de poisson : v=0.2 état limite de service

v=0.3 état limite ultime

III.4.3. Armature

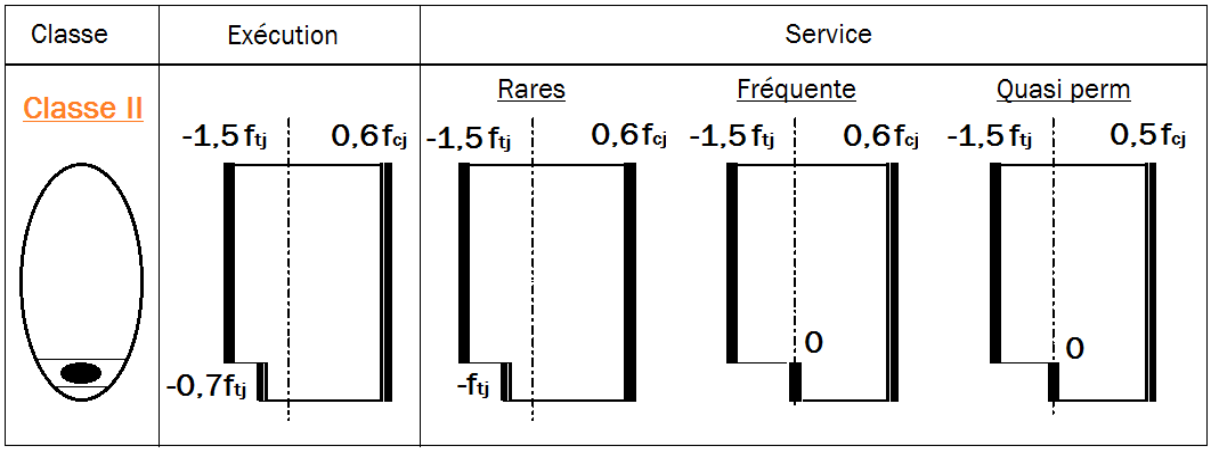
Tableau III.4.Contrainte limite de traction des aciers.

Fissuration	Contraintes limites (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma s = fe$ Pas de limitation	500	500
Préjudiciable	$\sigma s = \max(0.5\, fe; 110\sqrt{nftj})$; n=1.6	250	250
Très préjudiciable	$\sigma s = \max(0.4\, fe; 88\sqrt{nftj})$; n=1.6	200	200

III.5. CLASSE DE JUSTIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

Les contraintes des sections en béton sont limitées selon BPEL en classe II

Tableau III.5.limitation des contraintes des sections en béton.



III.6. CONCLUSION

La définition des caractéristiques géométriques et les propriétés des matériaux est nécessaire pour calculer les sollicitations de l'ouvrage.

CHAPITRE IV

DESCTIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES

2020/2021

IV.1. INTRODUCTION

Un ouvrage doit être capable d'assurer la résistance aux efforts dus à son poids propre et les actions qui lui seront appliquée le long de sa durée de vie, dans ce chapitre on va évaluer les actions dus au trafic ainsi les actions hors trafic pour objectif de vérifier la fiabilité de dimensionnement.

IV.2. CARACTERISTIQUE DE PONT

IV.2.1. Largeur roulable

C'est la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures, en plus de la chaussée, elle contient également toutes les sur largeurs éventuelles (bande d'arrêt, bande dérasée).

La Largueur roulable $Lr = 12m$.

IV.2.2. Largueur chargeable

Le largueur chargeable se déduit en enlevant une bonde de 0.5 m le long de chaque dispositif de retenue.

La largueur chargeable $Lc = 11m$.

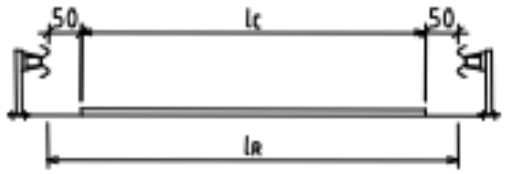


Figure IV.1.Largeur chargeable et largeur roulable.

IV.2.3. Nombre de voies

la chaussée contient un nombre de voies de circulation égal à la partie entière de la division du la largeur chargeable par 3 exprimée en mètres.

$$Nv = \frac{Lc}{3} = \frac{11}{3} \rightarrow 3voies$$

La largeur de chaque voie :$Lv = \frac{Lc}{3} = \frac{11}{3} = 3.67m$. Nous considérons 3 voies de 3,5 m.

IV.2.4. Classe de pont

Selon le RCPR notre largeur roulable $Lr \geq 7m$ donc le pont est de 1ère classe

IV.3. DESCTIPTION DES CHARGES ET SURCHARGES

On distingue trois types des charges et surcharges qui s'applique sur l'ouvrage :

1. Les charges permanentes : comprend le poids propre des éléments porteurs (poids des poutres et hourdis).

2. Les compléments de charges permanentes :

Le poids des éléments additionné aux éléments porteuse (le revêtement, la corniche, les gardes corps, les trottoirs, les glissières de sécurité.)

3. Les surcharges : D'après le RCPR les surcharges à utiliser pour le dimensionnement sont
    - La surcharge A (L).
    - Le système de charges B.
    - La surcharge militaire (MC120).
    - Les convois exceptionnels (D240).
    - Autres charges.

IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Action permanentes

IV.4.1.1.1. Poids des poutres

Tableau IV.1.Dimensions des sections de la poutre.

Section	About	Intermédiaire	Médiane
Longueur (m)	**2**	**2**	**14**
Section (m^2)	**1.3**	**1.02**	**0.78**
Volume (m^3)	**2.6**	**2.04**	**10.92**

$Pi = Vi \times \rho_{béton}$ Sachant que $\rho_{béton} = 25\ KN/m^3$

P_{about}=2.6×25=65KN

$P_{intermédiaire}$=2.04×25=51KN

$P_{médiane}$=10.92×25=273KN

Poids total d'une poutre : P=2× ($P_{about} \times P_{intermédiaire} \times P_{médiane}$) =2× (65×51×273)=778KN

Poids total d'une poutre par mètre linéaire : P= 21.61 KN/ml

Poids total des poutres : P=778×8=6224 KN

IV.4.1.1.2. Poids du hourdis

$$P_{hourdis} = \rho_{béton} \times e_{hordis} \times L_{hordis} \times b_{hordis}$$

e_{hordis} : Épaisseur de l'hourdis = 025m

L_{hordis} : Longueur de l'hourdis = 36.1m

b_{hordis} : Largeur de l'hourdis = 13.2m

➔ $P_{hourdis} = 2978.46KN$

IV.4.1.1.3. Poids propre d'entretoise

Poids propre d'entretoise égal à :

P=nombre d'entretoise×section d'entretoise×epaisseur× $\rho_{béton}$

P=14×1.6336×0.32×25 =182.963 KN

IV.4.1.2. Charges permanentes complémentaires

Tableau IV.2.poids propre des charges complémentaires.

Dimension	Epaisseur (m)	Largeur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids propre (KN)
Revêtement	**0.08**	**12**	**24**	**831.802**
Trottoir	**0.3** (droit)/**0.25** (gauche)	**0.6**	**25**	**297**
Corniche	**Section =3.205 m²**		**25**	**115.38**

Poids de la glissière = 1×2×36=72 KN

Poids des charges complémentaire Pccp=1316.2 KN

Poids total du tablier : G= poids des charger permanentes + poids des charges complémentaires

G= $P_{poutres}$ + $P_{hourdis}$ + $P_{entrtoise}$ + P_{ccp} = 6224 + 2978.46 + 182.963 + 1316.2 =10701.6 KN

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. System de charge A

En fonction de la langueur chargée de tablier (l en mètre), la charge A(l) est donnée par la formule suivante :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{(l+12)}$$

La valeur A(l) est multipliée par les coefficients a1 et a2 en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées :

Tableau IV.3.coefficients a1 (RCPR).

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

Coefficient $a2 = \frac{v0}{v}$, avec

v :la largeur d'une voie =3.5 m.

Tableau IV.4.Résultat de la charge A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m^2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	36	9,80	1	0,95	9,35	3,6667	34,30
2	36	9,80	1	0,95	9,35	7,33	68,60
3	36	9,80	0,9	0,95	8,42	11,00	92,61

IV.4.2.2. Système de charge B

Le Système de charge B comprend trois systèmes :

Le système Bc qui se compose de camions types (300 kN).

Le système Btse compose de groupes de 2 essieux dits (essieux tandems).

Le système Br se compose d'une roue isolée (10 kN).

On considère uniquement les deux systèmes Bc et Bt dans notre pont :

IV.4.2.2.1. Système de charge Bc

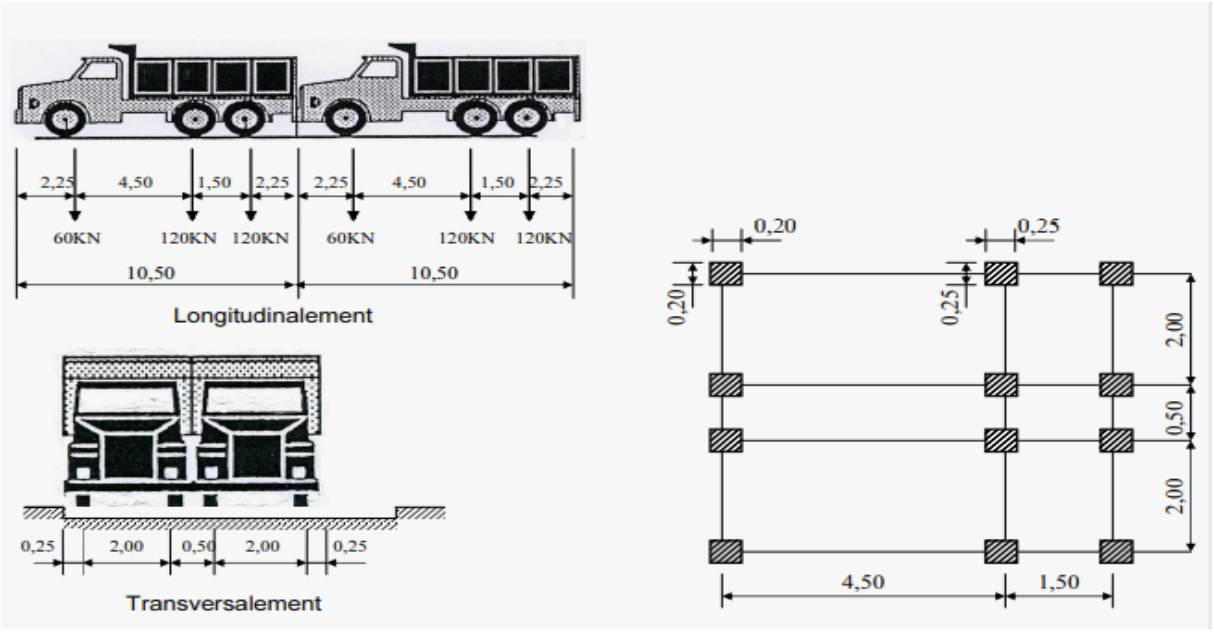


Figure IV.2.schéma d'essieux du système de charge Bc.

Tableau IV.5.coefficients bc (RCPR).

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Premiére	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxiéme	1	1	-	-	-
	Troisiéme	1	0.8	-	-	-

Tableau IV.6.Résultat de la charge Bc.

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

IV.4.2.2.2. Système de charge Bt

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

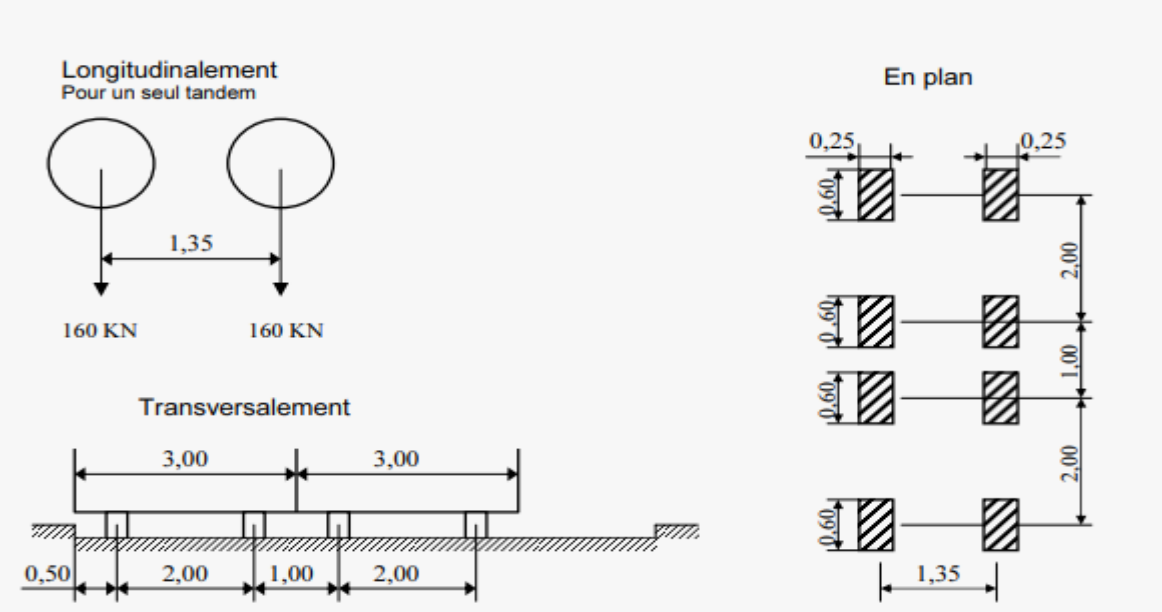


Figure IV.3.Schéma d'essieux du système de charge Bt.

Tableau IV.7.Résultat de la charge Bt.

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1,2	384
2 / 3 / 4	640	1,2	768

IV.4.2.3. Charges militaires Mc120

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles, le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé. S=1100KN.

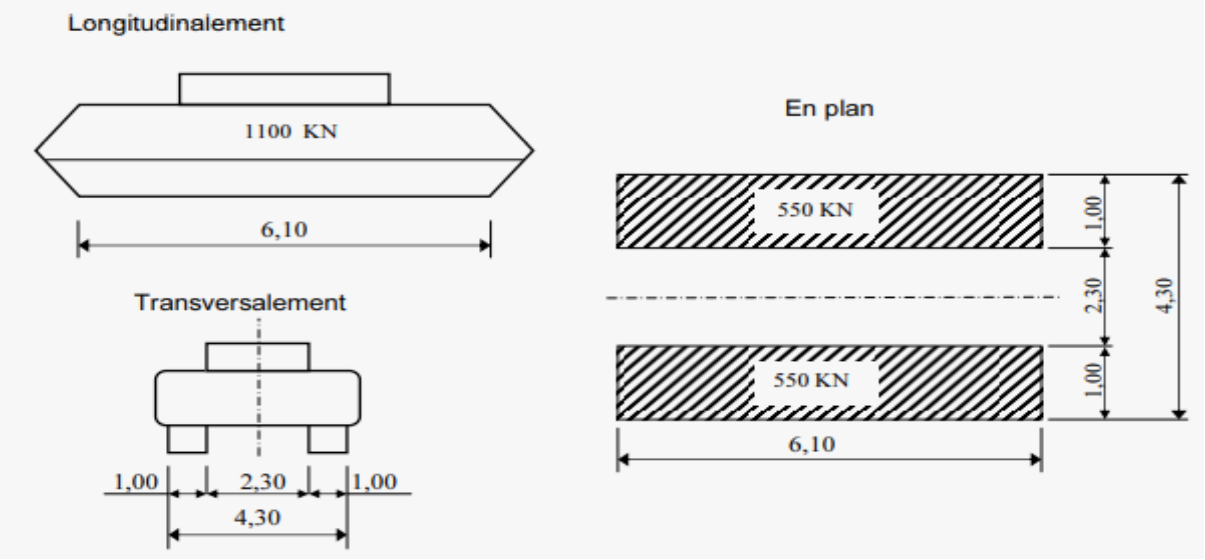


Figure IV.4.Schéma des chenilles du système Mc120.

IV.4.2.4. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B et la charge militaire MC120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique :

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : charge permanente.
S : charge B maximale.

Tableau IV.8.Les résultats des coefficients de majoration dynamique.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	36	10701,6	1710	1,072
B_t			768	1,059
Mc120			1100	1,064

IV.4.2.5. Efforts de freinage

- ✓ **Système de charge A** :

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

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

Tableau IV.9.Force de freinage A(L).

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	264,00	9,35	118,03
2	528,00	9,35	226,07
3	792,00	8.42	292.81

- ✓ **Système de charge Bc**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc est

F_{Bc}= 300KN.

IV.4.2.6. Convoi exceptionnel D240

Une charge de 2400 KN est supposée répartir au niveau de la chaussée sur un rectangle de $3.20m \times 18.60m$ de long.

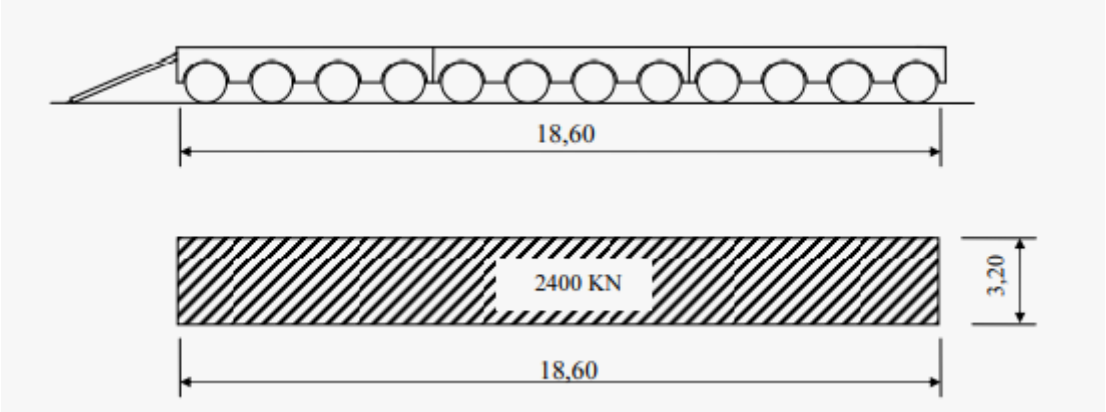


Figure IV.5.Schéma d'essieux du convoi type D240.

IV.4.3.LES EQUIPEMENTS

- ✓ Les trottoirs

La surcharge du trottoir est négligée dans notre conception (pénétrante), la largeur de trottoir =0.6m.

L'epaisseur moyenne =25cm.

- ✓ La corniche

La corniche est un élément apartient de la superstructure pour un role de protection des bord extérieur de la dalle et aussi un role d'esthétique. P=3.205 KN/ml.

- ✓ Les glissiéres de sécurité

Une glissiér de sécurité est une barriére disposée le long de la voie pour le but de minimiser au maximum l'intensité des accidents routiers et aussi la protection des piétons sur le trotoirs.

l $p = 2 \times 1 = 2KN/ml$

IV.5.CONCLUSION

La définition des charges et surcharges ainsi leur disposition est necessaire comme une premier étape précéde la modelisation du pont selon le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR), pour assurer la sécurite d'ouvrage grace à l'évaluation des efforts et des reactions qui nous permettent de dimensionner et calculer les differentes parties du pont telle que l'infrastructure.

CHAPITRE V

MODELISATION

2020/2021

V.1.INTRODUCTION :

La modélisation d'un ouvrage est la représentation par un modèle théorique raffinés pour le traitée et d'analyser de comportement avec une précision et un calcule raisonnable.

V.2.Modélisation de l'ouvrage

Notre ouvrage est un pont isostatique composé de quatre travées indépendantes, on étudiera une seule travée contient une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 8 poutres, en utilisant le logiciel **Autodesk Robot Structural Analyse Professional 2019**. La modélisation du tablier sera effectuée passant par des étapes de façon à obtenir le cas de chargement le plus défavorable, les surcharges sont disposées conformément au règlement algérien RCPR.

V.2.1. Les étapes de modélisation

- Déclaration des lignes de constructions.
- Déclaration des nœuds.
- Affectation des éléments panneaux ou barres.
- Définition des différentes caractéristiques des matériaux et sections.
- Affectation des sections.
- Définition et affectation des charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Calcule et analyse des résultats.

V.3.MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

V.3.1. Les poutres

On utilise l'élément barre pour modéliser la poutre qui se compose en trois sections (section d'about, section intermédiaire, section médiane). Avec deux appuis (simple, double).

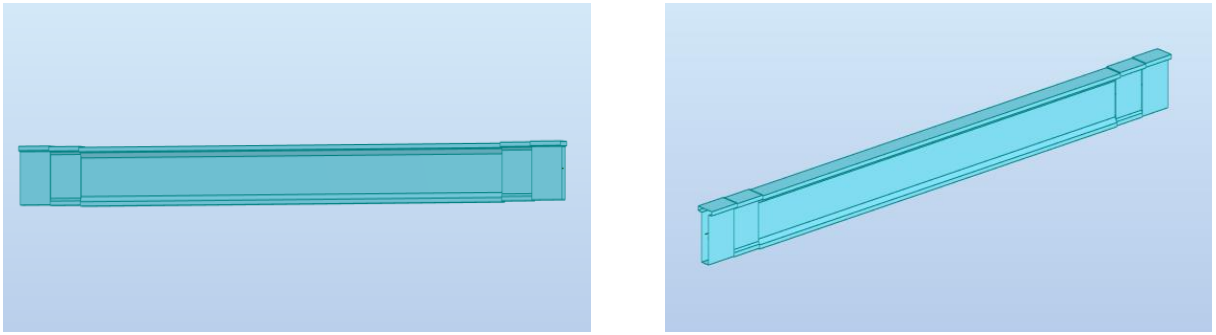


Figure V.1.Modélisation de la poutre avec ROBOT.

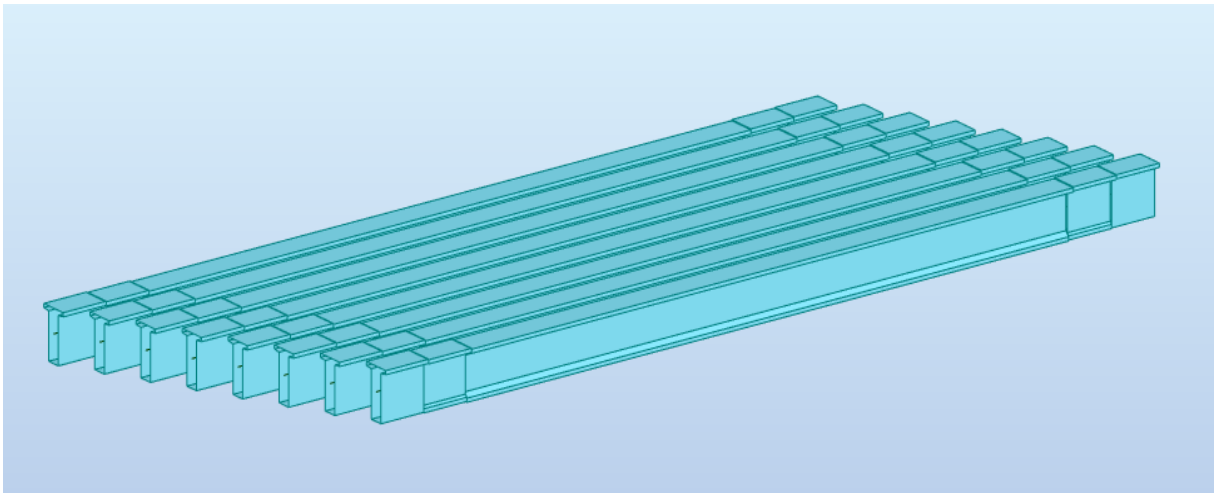


Figure V.2.Modélisation des poutres avec ROBOT.

V.3.2. L'hourdis

On a utilisé l'élément panneau pour la modélisation de dalle.

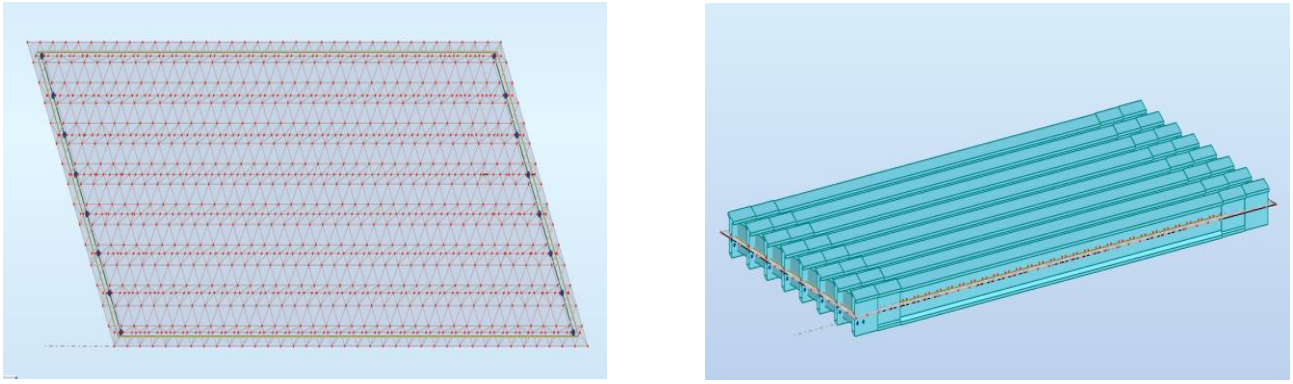


Figure V.3.Modélisation du tablier avec ROBOT.

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

Surcharge	Nombre voies chargées	ELS		ELU	
		Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Surcharge A(l)	1	7312.61	910.45	9843.10	1225.71
	2	7677.41	921.17	10329.49	1240.00
	3	7450.75	901.69	10019.17	1212.55
Surcharge Bc	1	7669.12	1018.18	10318.41	1369.35
	2	8210.16	1040.67	11039.83	1399.34
	3	8207.36	1009.70	11036.08	1358.04

Surcharge Bt	1	6987.13	874.98	6987.13	1178.41
	2	6351.82	839.24	6351.82	1129.48
Surcharge militaire Mc120	1	7926.01	962.21	10700.12	1298.98
Convoi exceptionnel D240	1	8239.63	1150.09	11123.50	1552.62

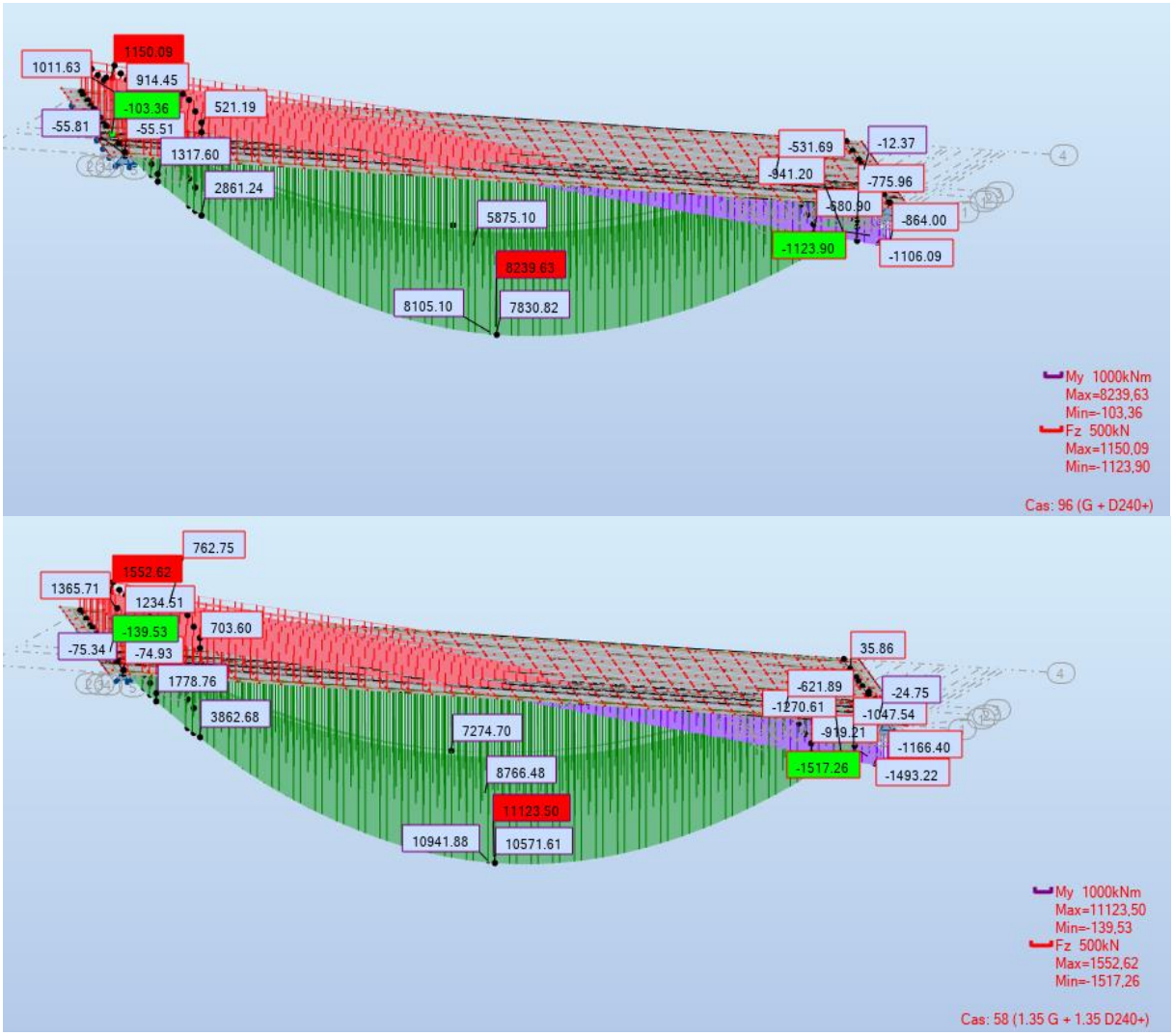


Figure V.4.Le moment fléchissant et l'effort tranchant de la combinaison max à l'ELS et L'ELU

Un maximum des résultats de moment fléchissant et l'effort tranchant est obtenu sous chargement D240.

V.4.CONCLUSION

On a déterminé les sollicitations agissant sur notre ouvrage à l'aide de logiciel ROBOT pour permettre à continuer le dimensionnement et les calculs de la précontrainte et l'infrastructure.

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

2020/2021

VI. 1INTRODUCTION :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de créer artificiellement une contrainte de compression préalable afin de supprimer les contraintes de traction.

Une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts c'est Les ponts à poutres dont on distincts deux techniques de la précontrainte :

- ✓ Précontrainte par post-tension.
- ✓ Précontrainte par pré tension.

Dans notre projet on a utilisé la Précontrainte par post-tension.

VI. 2 PRESENTATION DE LA TECHNIQUE :

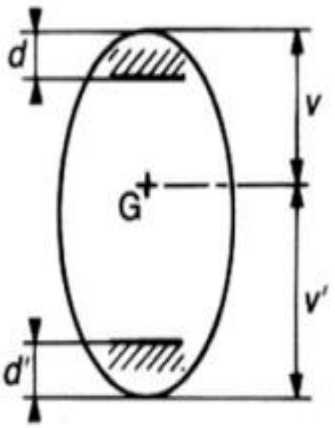
La Précontrainte par post-tension c'est une technique réalisée sur chantier consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

VI.3. DIMENSIONNEMENT DES CABLES :

Tableau VI.1 Les caractéristiques de la poutre.

Tableau VI.1.Les caractéristiques de la poutre.

	About		**Médiane**	
	Poutre seul	**Poutre+ dalle**	**Poutre seul**	**Poutre+ dalle**
B (m^2)	**1,30**	**1,73**	**0,7758**	**1,2043**
υ' (m)	**1,07**	**1,33**	**1,1272**	**1,4822**
υ (m)	**0,93**	**0,92**	**0,8728**	**0,7678**
IG(m^2)	**0,48**	**0,84**	**0,3721**	**0,6491**
ρ	**0,37**	**0,40**	**0,49**	**0,47**



Avec :

B : l'aire de la section.

υ' et υ : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité (υ'+υ = h).

IG : le moment d'inertie.

ρ : le rendement géométrique. ρ=I/(B×υ'×υ).

VI.3.1. La Classe de précontrainte :

Il s'agit de trois classes de la précontrainte.

Classe I : (c'est la classe la plus pénalisante) le recoure à cette classe est en principe exceptionnelle il est justifié toute fois les pièce soumis à la traction simple, tirants, les parois des réservoirs …ex, et les pièces très sollicité à la fatigue.

Classe II :(la plus coutante) elle est destinée à les éléments exposés à des ambiances agressives.

Classe III : (la moins pénalisante) elle concerne les pièces en atmosphère peu agressive.

Sachant que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif (la présence d'oued), on considère alors la précontrainte de **Classe II.**

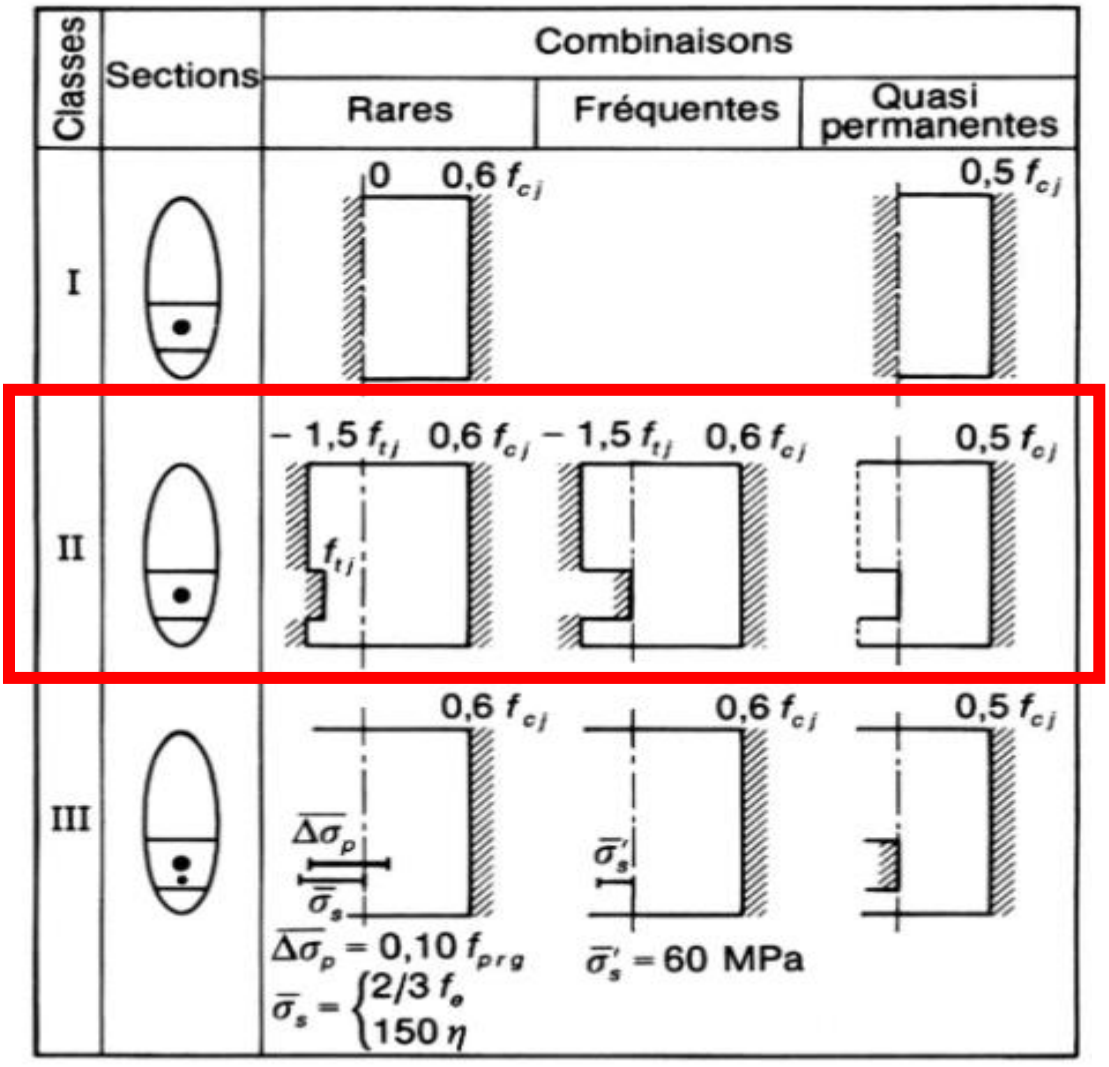


Figure VI.1.Dimensionnement en classe II.

VI.3.2. LES EFFORTS INTERNES :

Les moments fléchissant et les efforts tranchants, sont déterminés par le logiciel ROBOT après modélisation sous la combinaison max :

- A ELS (état limite de service) pour Les moments fléchissant.
- A ELU (état limite ultime) pour les efforts tranchants.

Tableau VI. 2Résultats de logiciel.

Efforts	**Combinaisons**	**RUSULTAT**
Moments fléchissant (MN.m)	Poids propre de la poutre	M_{gp}**= 2,95451**
	(G+D240)	M_M **= 8,23963**
	G	M_m **= 5,18125**
	Poids (poutre +dalle)	$M_{g(p+d)}$ **= 4,59305**
Effort tranchant (MN)	1.35G+1.35D240	V_M **= 1.55262**
	G	V_m**= 0,6117**

VI.3.3. La Force de précontrainte :

Cette force de précontrainte représente la valeur minimale pour laquelle les contraintes supérieures et inférieures seront admissibles. Elle est calculée comme suit :

P_{MIN}=sup(PI ; PII)

$$PI=\frac{\Delta M+\frac{1}{\grave{v}}*\overline{\sigma bt1}+\frac{1}{v}*\overline{\sigma bt2}}{\rho*h} \quad ; \quad PII=\frac{M_M+\frac{1}{\grave{v}}\overline{\sigma bt2}}{\grave{v}+\rho*V-d'}$$

Avec :

ΔM=$M_M - M_m$

$\overline{\sigma bt1}$ = -1.5× $f_{t28} = -4.07MPa$ (contrainte admissible supérieure).

$\overline{\sigma bt2}$ = $-f_{t28} = -2.7MPa$ (contrainte admissible inférieure).

d'= 0.1×htot(poutre + dalle) = 0.1×2,25 =0.23 m.

On trouve :

PI = -0.94MN.

PII = 4.35 MN.

Donc : Pmin =max (PI, PII) = 4.35 MN.

VI.3.4. Détermination du nombre des câbles :

Le nombre des câbles est calculé comme suit :

$$\mathbf{n \geq \frac{Pmin}{P0*(1-\Delta P0)}}$$

Avec :

ΔP0 : est la perte initiale de l'ordre 20-30%, on prend : ΔP0 = 25%.

P0 = min{(0.8×fprg×Ap) ;(0.9×fpeg×Ap)}.

P0 = min {0.8×1770×0.00168 ;0.9×1593×0.00168}.

P0= {2.38 ;2.4086}= 2.38 MN.

$\mathbf{n \geq \frac{4.35}{2.38*(1-0.25)} = 2.44}$ donc on prend : n = 3 câbles.

VI.3.5. Vérification des contraintes :

On vérifier les contraintes sur la section de la poutre à mi- travées, pour les quatre phases de réalisation :

1^{er} Phase : après 7 jours :

Mise en tension des câbles à 50%, on considère 50% des pertes instantanés.

$\boldsymbol{f_{C7} = \frac{7}{4.76 + 0.83 * 7} * 35}$	23.18 MPa
$\boldsymbol{f_{t7}}$**= 0.6+0.06** $\boldsymbol{f_{C7}}$	1.99 MPa
$\boldsymbol{\overline{\sigma bt1}}$ **= -1.5×** $\boldsymbol{f_{t7}}$	-2.99 MPa
$\boldsymbol{\overline{\sigma bt2} = -f_{t7}}$	-1.39 MPa
$\boldsymbol{\overline{\sigma bc} = 0.6 f_{C7}}$	13.91 MPa
Nombre des câbles	3 câbles

2^{eme} Phase : après 28 jours :

Mise en tension des câbles à 100%, on considère 100% des pertes instantanés.

$\boldsymbol{f_{C28}}$	35 MPa
$\boldsymbol{f_{t28}}$**= 0.6+0.06** $\boldsymbol{f_{C28}}$	2.7 MPa
$\boldsymbol{\overline{\sigma bt1}}$ **= -1.5×** $\boldsymbol{f_{t28}}$	-4.09 MPa
$\boldsymbol{\overline{\sigma bt2} = -f_{t28}}$	-1.89 MPa
$\boldsymbol{\overline{\sigma bc} = 0.6 f_{C28}}$	21 MPa

Nombre des câbles	3 câbles

3eme Phase : après le coulage de la dalle :

On considère 100% des pertes instantanés+50 des pertes différées.

f_{C28}	35 MPa
f_{t28}= 0.6+0.06 f_{C28}	2.7 MPa
$\overline{\sigma bt1}$ = -1.5× f_{t28}	-4.09 MPa
$\overline{\sigma bt2}$ = $-f_{t28}$	-1.89 MPa
$\overline{\sigma bc} = 0.6 f_{C28}$	21 MPa
Nombre des câbles	3 câbles

4eme Phase : après le coulage de la dalle :

On considère 100% des pertes total.

f_{C28}	35 MPa
f_{t28}= 0.6+0.06 f_{C28}	2.7 MPa
$\overline{\sigma bt1}$ = -1.5× f_{t28}	-4.09 MPa
$\overline{\sigma bt2}$ = $-f_{t28}$	-1.89 MPa
$\overline{\sigma bc} = 0.6 f_{C28}$	21 MPa
Nombre des câbles	3 câbles

On doit vérifier pour chaque phase les conditions suivantes :

$$\overline{\sigma bt1} \leq \quad \sigma sup = \frac{P}{B} - \frac{(P * e0 - M) * v}{I} \quad \leq \overline{\sigma bc}$$

$$\overline{\sigma bt2} \leq \quad \sigma inf = \frac{P}{B} + \frac{(P * e0 - M) * \acute{v}}{I} \quad \leq \overline{\sigma bc}$$

Avec e0 = $\acute{v} - d$ l'excentricité des câbles.

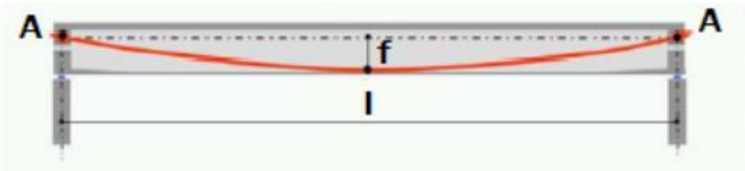
Tableau VI.3.Résultats de logiciel.

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Remarque
Phase 1	0,90	M_{gp}=2,95	3,21	4,27	3,97	C.V
Phase 2	0,90	M_{gp}=2,95	6,42	1,62	16,88	C.V
Phase 3	1,26	$M_{g(p+d)}$ =4,59305	6,07	1,45	11,96	C.V
Phase 4	1,26	M_M =8,24	5,35	6,23	1,00	C.V

VI.3.6. Tracé du câble :

Le tracé des câbles de précontrainte est parabolique puisqu'il suit essentiellement le diagramme des moments.

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



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

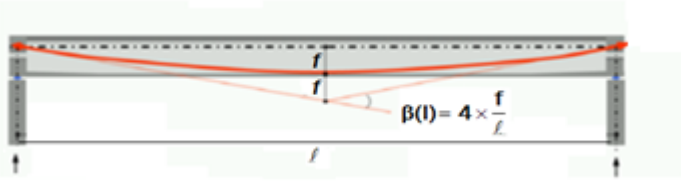
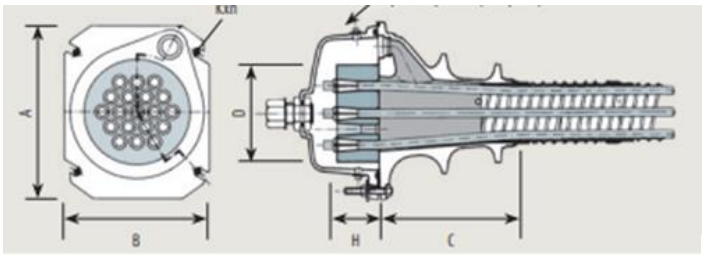


Figure VI. 2Allure des câbles de précontraintes.

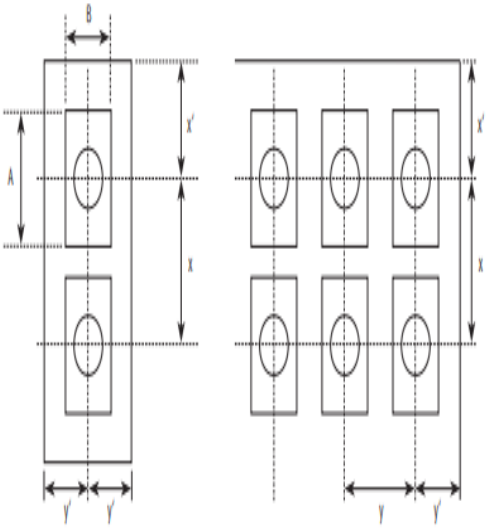
VI.3.6.1. Section d'appuis :

A l'about de poutre on dispose les câbles de précontrainte de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortant coïncider avec le centre de gravité de la section.

En se référant aux caractéristiques des plaques d'ancrage :



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	466	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.3.Caractéristiques des plaques d'ancrages.

On a des cables 12T15$et\ f_{C28}$=35MPa alors A=240 B=200 alors a=b= 370mm

X=0.32m	$\acute{X} = 0.49m$	$\acute{y} = 0.30m$

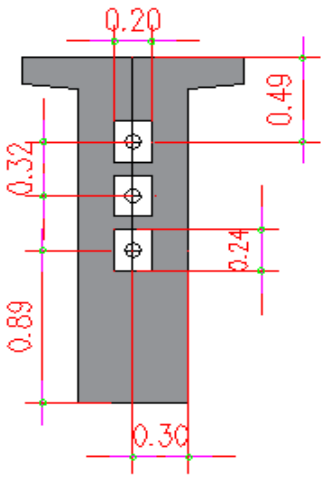


Figure VI.4.Caractéristiques des plaques d'ancrages.

VI.3.6.2. Section médiane :

Au niveau de la section médiane la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon de façon à avoir une excentricité maximum toute en respectant les dispositions suivantes :



Figure VI.5.La position des câbles Au niveau de la section médiane.

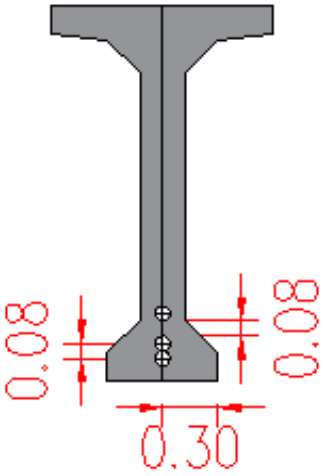


Figure VI.6.Section médiane de la poutre.

VI.3.6.3. Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage c'est l'angle qui fait le câble avec l'horizontale sur une distance de 1 à 1.20 m à partir de son ancrage elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec

VM et Vm : l'effort tranchant maximal et minimal obtenu.

$\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about = $\bar{T}$×bn×0.8×h.

$\bar{T}$: contrainte tangentielle limite en l'état limite de service = $[0.4 \times ftj \times (ftj + \sigma x)]^{1/2}$.

σx : contrainte normale au niveau de la fibre neutre=$\frac{p}{Bn}$.

Bn= BBrute – nombre de câble ×Bgaine.

bn : la largeur nette de la section d'about =b0 – ϕ.

b0 : la largeur brute de l'âme de section de l'about = 0.6 m.

ϕ = diamètre des gaines ϕ=8cm.

bn =	0,52	m
Bn=	1,71	m^2
P=	5,35	MN
σx =	3,13	MPa
$\bar{T}$=	2,51	MPa
$\bar{V}$=	2,35	MPa

L'angle de relevage sera : **-8.54° ≤ α ≤ 36,36°**

Tableau VI.4.Les résultats de f et R et β.

N° câble	L (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)					f (m)	R (m)	β(l) rad
			X=0	X=1	X=9	X=13.5	X=18			
C1	36	4,73	0,89	0,81	0,31	0,17	0,12	0,69	210,26	0,081
C2	36	6,18	1,2	1,09	0,45	0,26	0,2	0,89	162,05	0,105
C3	36	7,14	1,52	1,39	0,65	0,43	0,36	1,03	139,65	0,122

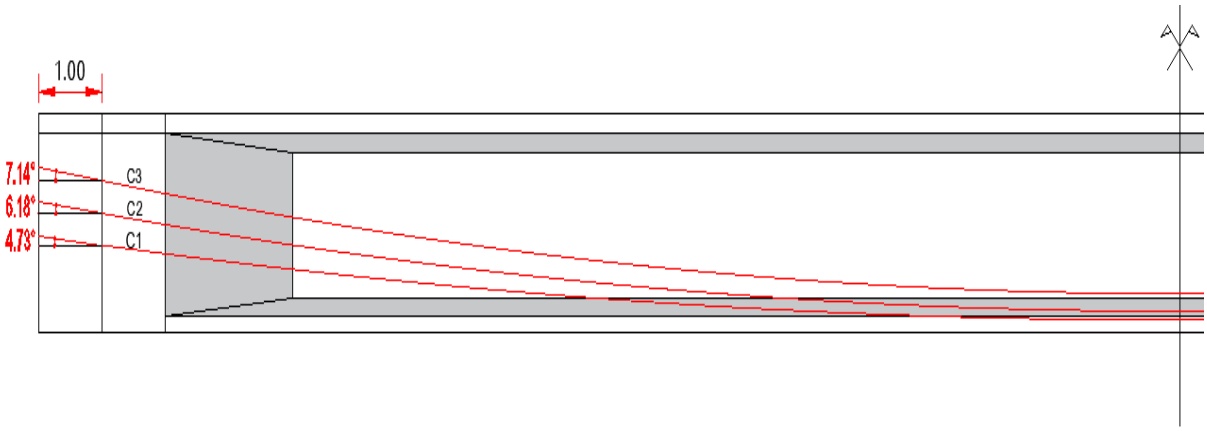


Figure VI.7.Les angles de relevage de chaque câble.

VI.4. Calcul des pertes :

Les pertes sont la différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

En béton précontraint existe deux types des pertes : pertes instantanées et pertes différées.

- ✓ **Pertes de tension instantanées :**

Elles se produisent lors de la mise en œuvre de la précontrainte, il s'agit de :

- pertes par Frottement câble-gaine.

- pertes Recul d'ancrage.

-Perte par déformation instantanée du béton.

- ✓ **Pertes différées :**

Elles se produisent et évoluent après la mise en service de la structure, il s'agit de :

-pertes par Retrait du béton.

- pertes par Fluage du béton.

- pertes par Relaxation des aciers.

VI.4.1. Pertes instantanées :

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement :

Elles sont dues au Frottement du câble dans sa gaine Lors de la mise en tension,

Données pas la formule suivante :

$\Delta\sigma\varphi = \sigma p0 * (1 - e^{[-(f*\beta+\varphi*X)]})$.

φ : coefficient de perte en ligne=0.002 m^{-1}.

f : coefficient de frottement d′un câble sur son conduit=0.18.

σp0 : contrainte à l'origine correspondant a 'P0' =1416 MPa.

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

Tableau VI.5.Valeurs des coefficients f et φ.

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients *f* et φ

Cas	Nature des armatures	f : $3 \leq R \leq 6$ (m)	f : $R \geq 6$ (m)	φ (m^{-1})
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24-R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24-R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26-R}{100}$	0,20	

Tableau VI.6.Les résultats de calcule des pertes par frottements.

N° câble	β (rad)	Δσφ(MPa) (X=0)	Δσφ (MPa) (X=L/4)	Δσφ (MPa) (X= 3L/8)	Δσφ (MPa) (X=L/2)
C1	0,081	20,4588	45,35381	57,63429	69,80
C2	0,105	26,48809	51,27554	63,50296	75,62
C3	0,122	30,68996	55,40246	67,5929	79,67
Moyen	0,102	25,87895	50,67727	62,91005	75,03

VI.4.1.2. Perte par recul d'ancrage :

Données pas la formule suivante : **Δσg**=2×σp0×k(d-x) ; Avec :

k : constant ; k = f× $\frac{\beta}{L}$ + **φ**.

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

σp0 : Contrainte initiale.

g : l'intensité du recul d'ancrage.

Ep : module d'élasticité des aciers de précontrainte.

Tableau VI.7.Les résultats du calcul des pertes par recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	Δσg(MPa) (X=0)	Δσg(MPa) (X=L/4)	Δσg(MPa) (X=3L/8)	Δσg(MPa) (X=L/2)
C1	18	0,0028	16,93	134,66	63,08082	27,2888	0
C2	18	0,0030	16,25	140,31	62,59822	23,74074	0
C3	18	0,0032	15,82	144,13	62,12916	21,12744	0
Moyen				139,7035	62,6027323	24,05233	0

VI.4.1.3. Perte par déformation instantané du béton (raccourcissement de béton) :

Données par la formule suivante :

σe= $\frac{1}{2}\frac{Ep}{Eij}$ σbi tel que **σbi**=$\frac{P}{B}+\frac{P*e^2}{I_G}-\frac{Mg*e}{I_G}$

Eij : Module de déformation instantanée du béton.

e : excentrement moyen.

P= P0*(Nbr de câbles) - (les pertes du au frottement+ les pertes du recul d'encrage).

Tableau VI.8.Les résultats du calcul des pertes par déformation instantané du béton.

	La valeur			
	X=0	**X=L/4**	**X=3L/8**	**X=L/2**
Mp (MPa)	0.00	2.18	2.76	2.95
B (m^2)	1.3	0.776	0.776	0.776
I (m^4)	0.48	0.37	0.37	0.37
e0 (m)	-0.08	0.67	0.86	0.92
σbi (MPa)	4.7595	12.4554	15.4975	16.29
σe (MPa)	12.5662	32.8851	40.9170	43.01

VI.4.2. Les pertes de tension différées :

VI.4.2.1. Les pertes par retrait :

La perte de tension par retrait données par la formule suivante :

Δσr= Ep×εr[1 – r(t)]

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

Très souvent, on peut négliger r (t0) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

Δσr≈ Ep×εr .

εr=3*10^{-4} climat tempéré sec zone B.

Δσr=57 MPa Δσr=4.03%.

VI.3.6.2.2. Perte par fluage :

Δσfl=2.5*σb*$\frac{Ep}{Eij}$ **et** **σbi=**$\frac{P}{B}+\frac{P*e^2}{I_G}-\frac{Mg*e}{I_G}$

Avec

B=section poutre+dalle .

Tableau VI.9.Les résultats du calcul des pertes par retrait.

	La valeur			
	X=0	**X=L/4**	**X=3L/8**	**X=L/2**
Mp (MPa)	0.00	4.27	5.042	5.18
B (m^2)	1.73	1.2043	1.2043	1.2043
I (m^4)	0,84	0,6491	0,6491	0,6491
e0 (m)	0.18	1.03	1.21	1.27
σbi (MPa)	3,3127	6,3662	7,127497	7.48
Δσfl (MPA)	43,7320	84,0407	94,0911	98.72

VI.4.2.3.les pertes par relaxation :

Les pertes de tension par relaxation peuvent estimer par la formule suivante :

Δσρ=$\frac{6}{100}$×ρ1000×($\frac{\sigma i}{f_{prg}}$ μ0) ×σi **;**

avec :

ρ1000 (%) : relaxation garantie à 1000 h =2.5%.

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

Tableau VI.10.Les résultats du calcul des pertes par relaxation.

	La valeur			
	X=0	**X=L/4**	**X=3L/8**	**X=L/2**
Δσr (MPa)	50,01248	54,74656	57,53103	59,05
Δσr %	0,03532	0,038663	0,040629	0.0417

VI.4.3. La somme des pertes :

Tableau VI.11.Perte de tension dans la précontrainte.

	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
ΔσInst (Mpa)	**178,1487**	**146,16506**	**127,879367**	**118,04**
ΔσDiff (Mpa)	**150.7444**	**186,6628**	**199,0336**	**204,93**
La somme (Mpa)	**328,8931**	**332,8279**	**326,9130**	**322,98**
La somme %	**23,164**	**23,504**	**23,087**	**22,809**

VI.5. La vérification des contraintes normales à ELS :

La vérification des contraintes normales s'effectue phase par phase pour les 4 sections 0 ; L/4 ; 3L/8 ; L/2.

Tableau VI.12.Les caractéristiques de section nette.

	X=0,5		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25
B_{nette} (m^2)	1,284	1,712	0,761	1,189	0,761	1,189	0,761	1,189
v_n (m)	0,931	0,917	0,860	0,755	0,856	0,753	0,855	0,752
v'_n (m)	1,069	1,333	1,140	1,495	1,144	1,497	1,145	1,498
I_{nG} (m^4)	0,476	0,837	0,365	0,633	0,361	0,627	0,359	0,625
ρ (%)	37,26	39,97	48,96	47,18	48,46	46,79	48,26	46,65

Pour la vérification à ELS on considère les deux valeurs de l'effort de précontrainte suivante :

P1=1,02×P0– 0,8×ΔP.

P2 =0,98×P0– 1,2×ΔP ; Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

Tableau VI.13.Les contraintes admissibles pour chaque phase.

	Phase 1	Phase2	Phase3	Phase4	Cas
σbc (MPa)	13.91	21	21	21	Exécution / Rares / Fréquente
σbt1(MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05	Exécution / Rares / Fréquente
σbt2(MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-1.89	Exécution
σbt2(MPa)	-1.99	-2.7	-2.7	-2.7	Rares

Tableau VI.14. Les Résultats de P1 et P2 selon les 4 phases.

	Mt	X=L/2			X=3L/8			X=L/4			X=0		
	%	ΔP	P1	P2	ΔP	P1	P2	ΔP	P1	P2	ΔP	P1	P2
Phase 1	50	4,17	3,52	3,32	4,52	3,51	3,30	5.16	3.49	3.28	6.56	3.46	3.23
Phase 2	100	8,34	6,80	6,28	9,03	6,76	6,22	10,32	6,69	6,11	12.58	6.56	5.92
Phase 3	100	15,57	6,39	5,66	16,06	6,36	5,62	16,91	6,31	5,55	17.9	6.26	5.46
Phase 4	100	22,81	5,98	5,04	23,09	5,96	5,02	23,50	5,94	4,98	23.23	5.95	5.00

Tableau VI.15.Les valeurs des contraintes normales à l'ELS Phase 1et2.

		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)		-0,08	0,67	0,86	0,92	-0,08	0,67	0,86	0,92
MEls (MN.m)		0,00	2,18	2,76	2,95	0	2,18	2,76	2,95
P1 (MN)		3,46	3,49	3,51	3,52	6,56	6,69	6,76	6,80
P2 (MN)		3,23	3,28	3,30	3,32	5,92	6,11	6,22	6,28
σp (MPa)	**σsup**	0,00	5,14	6,55	7,03	0,00	5,14	6,55	7,03
	σinf	0,00	-6,82	-6,52	-9,41	0,00	-6,82	-8,75	-9,41
σP1 (MPa)	**σsup**	3,24	-0,92	-2,52	-3,06	6,15	-1,76	-4,86	-5,92

	σinf	2,07	11,90	14,15	14,93	3,92	22,80	27,26	28,85
σP2 (MPa)	**σsup**	3,03	-0,86	-2,37	-2,89	5,55	-1,61	-4,47	-5,46
	σinf	1,93	11,16	13,31	14,07	3,53	20,82	25,07	26,63
σTotal (P1) (MPa)	**σsup**	3,24	4,22	4,03	3,96	6,15	3,38	1,69	1,11
	σinf	2,07	5,08	7,63	5,52	3,92	15,98	18,51	19,44
σTotal(P2) (MPa)	**σsup**	3,03	4,28	4,18	4,14	5,55	3,53	2,08	1,56
	σinf	1,93	4,34	6,79	4,66	3,53	14,00	16,32	17,22

Tableau VI.16.Les valeurs des contraintes normales à l'ELS Phase 3et4.

		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)		0,18	1,03	1,21	1,27	0,18	1,03	1,21	1,27
MEls (MN.m)		0,00	3,34	4,23	4,5247	0	6,2691	7,7667	8,25
P1 (MN)		6,26	6,31	6,36	6,39	5,95	5,94	5,96	5,98
P2 (MN)		5,46	5,55	5,62	5,66	5,00	4,98	5,02	5,04
σp (MPa)	**σsup**	0,00	3,99	5,08	5,44	0,00	7,47	9,32	9,92
	σinf	0,00	-7,90	-10,10	-10,85	0,00	-14,80	-18,55	-19,77
σP1 (MPa)	**σsup**	2,40	-2,41	-3,89	-4,40	2,28	-2,26	-3,65	-4,12
	σinf	5,48	20,59	23,74	24,85	5,21	19,36	22,25	23,24
σP2 (MPa)	**σsup**	2,09	0,14	-0,62	-3,90	3,98	0,26	-1,17	-3,47
	σinf	4,78	18,09	20,97	22,01	4,38	16,24	18,72	19,60
σTotal(P1) (MPa)	**σsup**	2,40	1,58	1,18	1,04	2,28	5,21	5,67	5,80
	σinf	5,48	12,69	13,64	14,00	5,21	4,56	3,70	3,48
σTotal(P2) (MPa)	**σsup**	2,09	4,12	4,46	1,54	3,98	7,73	8,15	6,45
	σinf	4,78	10,19	10,87	11,17	4,38	1,44	0,18	-0,17

VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

On doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times ftj \times (ftj + \sigma x) = \overline{\tau 1}^2.$$

$$\tau^2 \leq 2 \times (0.6 \times fcj - \sigma x) \times (ftj + \sigma x) = \overline{\tau 2}^2.$$

Si : **σx< 0.4×fcj on a : $\overline{\tau 1}$< $\overline{\tau 2}$;** on vérifie que : **τ< $\overline{\tau 1}$.**

σx= $\frac{P}{Bn}$; avec **P**=$\sum_1^3 Picos(\alpha i)$.

$\boldsymbol{\tau} = \frac{Vred*Sn}{In*Bn}$.

Vred =Vser - $\sum_1^3 Pisin(\alpha i)$.

Sn=υ'×Bn.

Bn	1,71	m²
σx	3,20	MPa
$\overline{\tau 1}$	2,52	MPa
Vser	1,15	MPa
Vred	0,57	MPa
Sn	0,63	m³
In	0,84	m⁴
bn	0,52	m
τ	0,83	MPa

On a $\boldsymbol{\tau} < \overline{\tau 1}$ la condition vérifiée.

VI.7. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTIELLE A L'E.L. U

tan(2βu)=$\frac{2*\tau u}{\sigma x-\sigma y}$

σx et σy : représenter les contraintes normales au niveau de G avec σx= $\frac{P}{Bn}$

τu: La contrainte tangentielle ultime= $\frac{Vured*Sn}{In*bn}$

Vult =	1,55	MPa
Vred =	0,98	MPa
Sn =	0,63	m³
In =	0,84	m⁴
bn =	0,52	m
Bn =	1,71	m²
σx =	3,20	MPa
τu =	1,41	MPa
βu =	20,74	°

On prend : βu = 30°.

Détermination de la section des armatures transversale :

$$\frac{At * fe}{bn * St * \gamma} \geq \left[\tau u - \frac{ftj}{3}\right] \times tg(\beta u)$$

τu =	1,41 MPa
f_e =	500,00 MPa
f_{t28} =	2,70 MPa
bn =	0,52 m
γ_s =	1,15

$$\frac{At}{St} \geq 3.54cm^2$$

La section minimale est donnée par la formule suivante :

$\frac{At}{St} \geq 0.6 * \frac{\mathbf{ys*bn}}{\mathbf{fe}}$=7.176$cm^2$

St min $\leq$ min (1m ;0.8h ;3b_0) **on prend un cadre de HA12 (As=2.26cm^2) avec un espacement St=30 cm**

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

$\boldsymbol{\tau u} \leq \frac{fc28}{6}=\frac{35}{6} = 5.83MPa$.

On a $\boldsymbol{\tau u} = 1{,}41$ MPa alors la condition est vérifiée.

VI.8. Le ferraillage de poutre :

VI.8. 1.Les armatures de la zone tendues :

C'est des armatures longitudinales disposées dans la zone tendue pour équilibrer les

Contraintes de tractions.

As=$\frac{Bt}{1000} + \frac{NBt}{fe} * \frac{ftj}{\sigma bt}$

Avec :

$\boldsymbol{Bt}$: l'aire de la section tendue.

σbt: valeur absolue de la contrainte de traction maximum dans la zone inférieure.

$\boldsymbol{NBt}$**:** résultante des contraintes de traction.

B_t =	0,0347m²
σ_{Bt} =	0,17MPa
N_{Bt} =	0,0059MN

AS=	**2,22 cm2**

On prend 4HA12.

VI.8.2. Armatures de peau :

Le ferraillage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et des variations de température. La section à prendre en compte est donnée par :

As≥max($3cm^2$/ml ; 0.1% bh).

As≥max(3*2 ;0.761*10000*(0.1/100)).

As≥max($6cm^2$;7.61cm^2).

As ≥ 7.61cm2 .

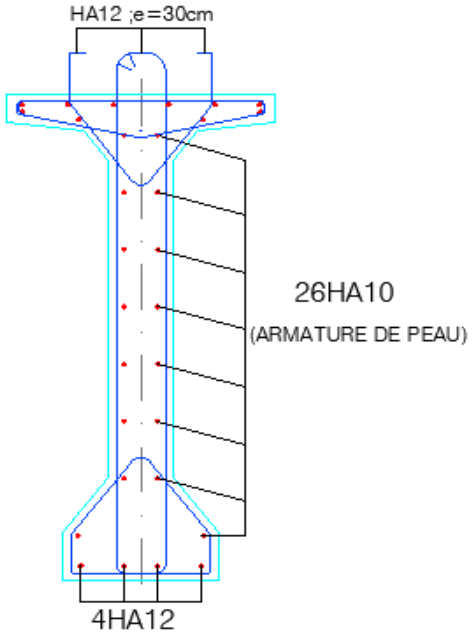


Figure VI.8.Ferraillage de section médiane de la poutre.

VI.9. Étude de la zone d'about

VI.9.1. Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferraillage de surface As donnée par la formule :

As=0.04× $\frac{Pj0}{\bar{\sigma}s}$

Avec $\bar{\sigma}s = \frac{2}{3} \times fe = \frac{2}{3} \times 500 = 333.33MPa.$

$\boldsymbol{Pj0}$:Force à l'origine de l'ancrage.

$\boldsymbol{Pj0} = \sigma p0 * Ap$ =0.0016*1416=2.38 MN.

Donc **As**=0.04× $\frac{2.38}{333.33}$ =2.856cm^2.

Soit un cadre de HA14 As=3.08cm^2 + un cadre HA14 pour chaque ancrage.

VI.9.2. Zone intermédiaire comprimée :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

σmj=$\frac{Pj0}{B\times dj} \leq \frac{2}{3} fcj$ avec :

dj: Longueur de la partie comprise entre l'about de poutre et la section d'appuis

Au 7ème jour : $fcj = 23.179$MPa.

σmj=$\frac{1.19}{0.6*0.5}$=3.967≤ $\frac{2}{3} * 23.179$=15.45 contrainte vérifiée.

Au 28 -ème jour : $fcj = 35$MPa

σmj=$\frac{2.38}{0.6*0.5}$=7.93≤ $\frac{2}{3} * 35$=23.33 contrainte vérifiée.

VI.9.3. Zone d'éclatement :

La contrainte de traction du béton σtj doit vérifier :

σtj $= 0.5 * \left(1 - \frac{aj}{dj}\right) * \frac{Pj0}{b*dj}$≤1.25ftj;

Avec :

$\boldsymbol{Pj0}$ = Force a l'origine de l'ancrage.

dj: Longueur de la partie comprise entre l about de poutre et la section d'appuis.

dj=0.5m.

b: Largeur de l'âme de la section d about.

$\boldsymbol{aj}$: Plus grande dimension de la plaque d'ancrage (0.24cm).

Au 7ème jour : ft7= 1.991MPa.

σtj $= 0.5 * \left(1 - \frac{0.24}{0.5}\right) * \frac{1.19}{0.6*0.5}$ = 1.031MPa≤ 2.48875MPa contrainte vérifiée.

Au 28ème jour : ft7= 2.7MPa

σtj $= 0.5 * \left(1 - \frac{0.24}{0.5}\right) * \frac{2.38}{0.6*0.5}$ = 2.063MPa≤ 3.375MPa contrainte vérifiée.

VI.9.3.1. Ferraillage de la zone d'éclatement :

$$\mathbf{Ae=max}\left(max\left(\frac{\mathbf{0.25}*\left(\mathbf{1}-\frac{\boldsymbol{aj}}{\boldsymbol{dj}}\right)*\boldsymbol{pj0}}{\boldsymbol{Kj}\frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}}\times\boldsymbol{fe}}\right)\ ;\ \mathbf{0.15}*\frac{\boldsymbol{pj0}}{\frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}}\boldsymbol{fe}}\right)$$

Kj=1 pour un ancrage d'extrémité et **1.5** pour un ancrage intermédiaire.

- ✓ **Verticalement**

$$\mathbf{Ae=max}\left(\frac{\mathbf{0.25}*\left(\mathbf{1}-\frac{\mathbf{0.24}}{\mathbf{0.5}}\right)*\mathbf{2.38}}{\frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}}\times\mathbf{500}}\ ;\ \mathbf{0.15}*\frac{\mathbf{2.38}}{\frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}}\mathbf{500}}\right)=\mathbf{10.71}cm^2$$

Soit 3 cadres de HA 16.

- ✓ **Horizontalement**

$$\mathbf{Ae=max\left(\frac{0.25*\left(1-\frac{0.24}{0.5}\right)*3*2.38}{\frac{2}{3}\times 500}\ ;\ 0.15*\frac{3*2.38}{\frac{2}{3}500}\right)=32.13}cm^2$$

Soit 9 cadres de HA16 .

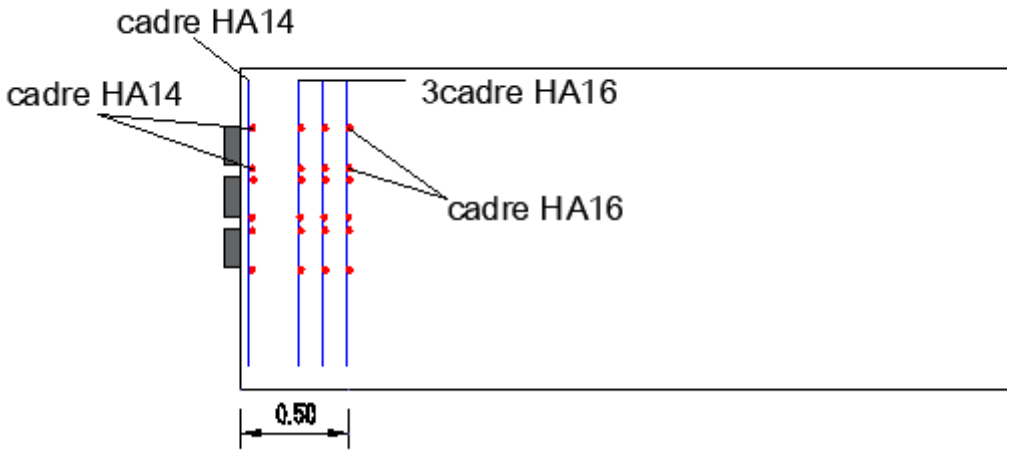


Figure VI.9.Disposition des armatures dans la zone d'éclatement et la zone de surface.

VI.10. Vérification de la flèche :

La flèche admissible $\frac{L}{300} = \frac{35}{300}$=11.6 cm.

- ✓ **La Flèche induit par l'effort de précontrainte :**

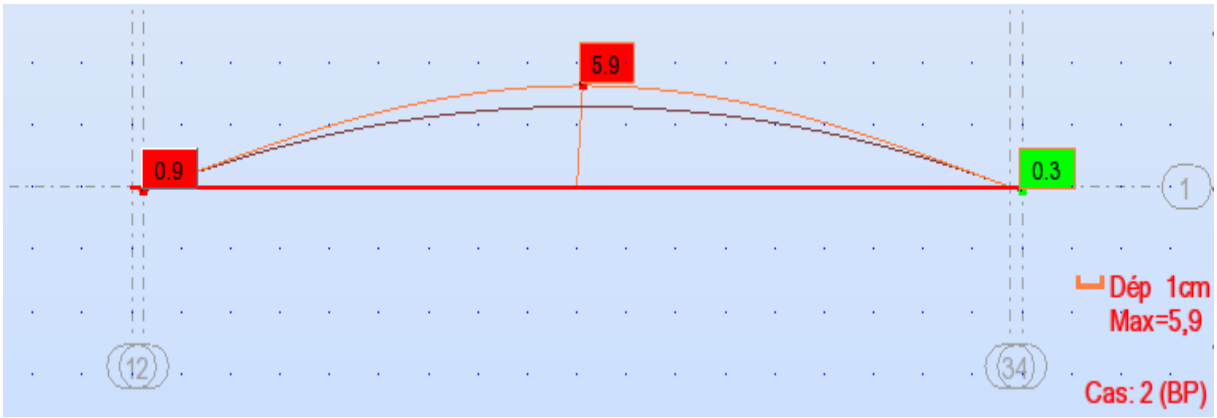


Figure VI.10.La Flèche induit par l'effort de précontrainte.

✓ **La Flèche induit par le cas de charge G+D240 :**

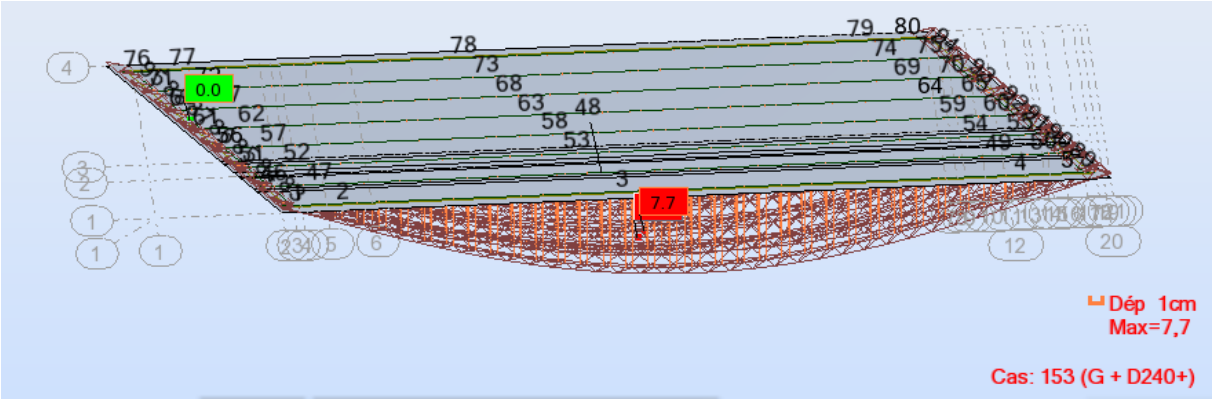


Figure VI.11.La Flèche induit par le cas de charge G+D240.

✓ **La flèche finale :**

La flèche finale est calculée à partir de la combinaison la plus défavorable (G + D240 dans notre cas) à laquelle on soustraira la valeur de la contre flèche induit par l'effort de précontrainte.

La flèche réal= la fléche$_{G+D240}$ - la contre flèche due au précontrainte.

La fléche$_{G+D240}$=7.7cm.

La contre flèche due au précontrainte :5.9cm.

La flèche réal=1.8 cm< La flèche admissible.

La flèche est vérifiée.

VI.11. Conclusion :

Nous avant vu Dans ce chapitre le dimensionnent de la précontrainte ainsi que le ferraillage de la poutre et toutes les vérifications nécessaires.

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'HOURDI

2020/2021

VII.1-INTRODUCTION

L'hourdis est un élément appartient à la superstructure de l'ouvrage, il permet la distribution ainsi la transmission des charges, il est sollicité dans les deux directions longitudinal et transversal. Les poutres ont la responsabilité de reprendre les efforts des sollicitations longitudinal, et transversal qui seront repris par l'hourdis.

On calculera dans ce chapitre le ferraillage nécessaire pour reprend les efforts transversaux.

VII.2-PRESENTATION DE LA DALLE

Notre hourdi est une dalle en béton armé de 37m de longueur et 13.2m de largeur et 25cm d'épaisseur, la dalle est reposée sur 8 poutres, l'entraxe des poutres égales à 1.714m (droite).

VII.3-PRINCIPE DU CALCUL

L'hourdis est soumis à deux types de flexion (longitudinale, transversale), La précontrainte au niveau des poutres reprendre les efforts de la flexion longitudinale, et le ferraillage passif de la dalle reprendre les efforts de la flexion transversale.

Pour notre calcul unidirectionnel on a modélisé la dalle comme un élément de barre de 13.2m de longueur et 1m de largeur et 0.25m d'épaisseur basés sur l'hypothèse que la dalle travaille principalement dans le sens transversal en utilisant logiciel ROBOT.

Vérifions après, les résultats par un calcul bidirectionnel à l'aide d'une cartographie des moments transversaux.

- ✓ **Calcul unidirectionnel**

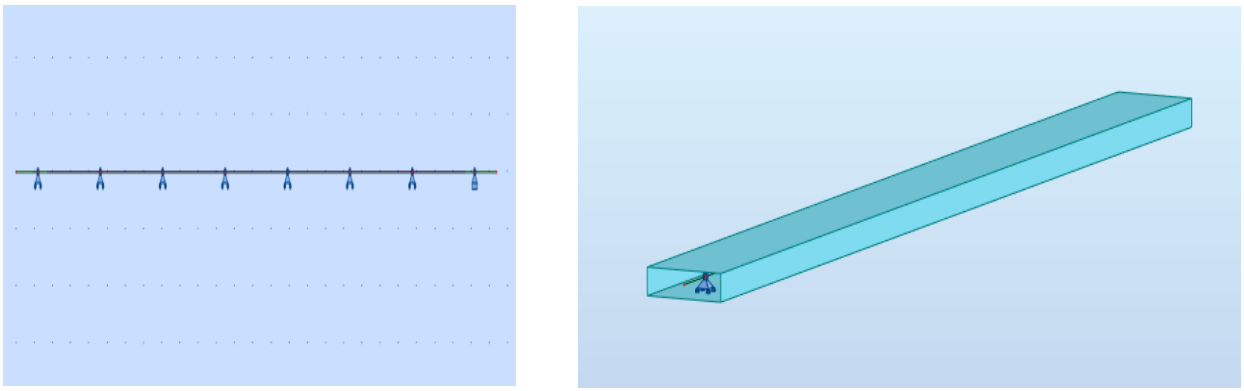


Figure VII.1.la modélisation de l'hourdis.

Résultats

Les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous sont donnée à l'état limite de service (ELS) à l'aide de logiciel ROBOT.

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

Combinaison	Mi- travée (KN.m/ml)	Sur appuis (KN.m/ml)
G+1.2AL1	2.67	4.85
G+1.2AL2	2.48	4.81
G+1.2AL3	2.39	4.61
G+1.2Bc1	30.86	25.90
G+1.2Bc2	33.60	29.52
G+1.2Bc3	34.65	25.79
G+1.2Bt1	36.85	32.61
G+1.2Bt2	42.17	32.71
G+Mc120	24.93	16.65
G+D240	7.27	12.76

Les diagrammes ci-dessous représentent le moment de flexion et l'effort tranchant obtenus sous la combainaison la plus défavorables à l'ELS G+1.2Bt2 .

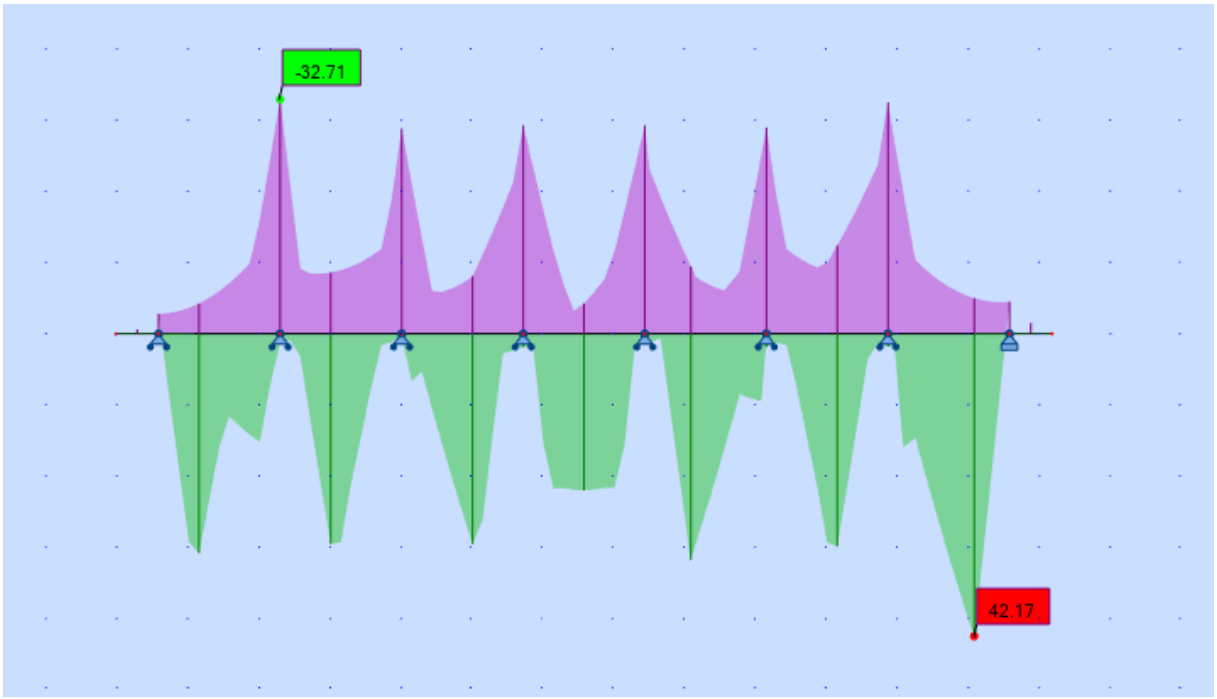


Figure VII.2.Moment max à l'ELS : G+1.2Bt2.

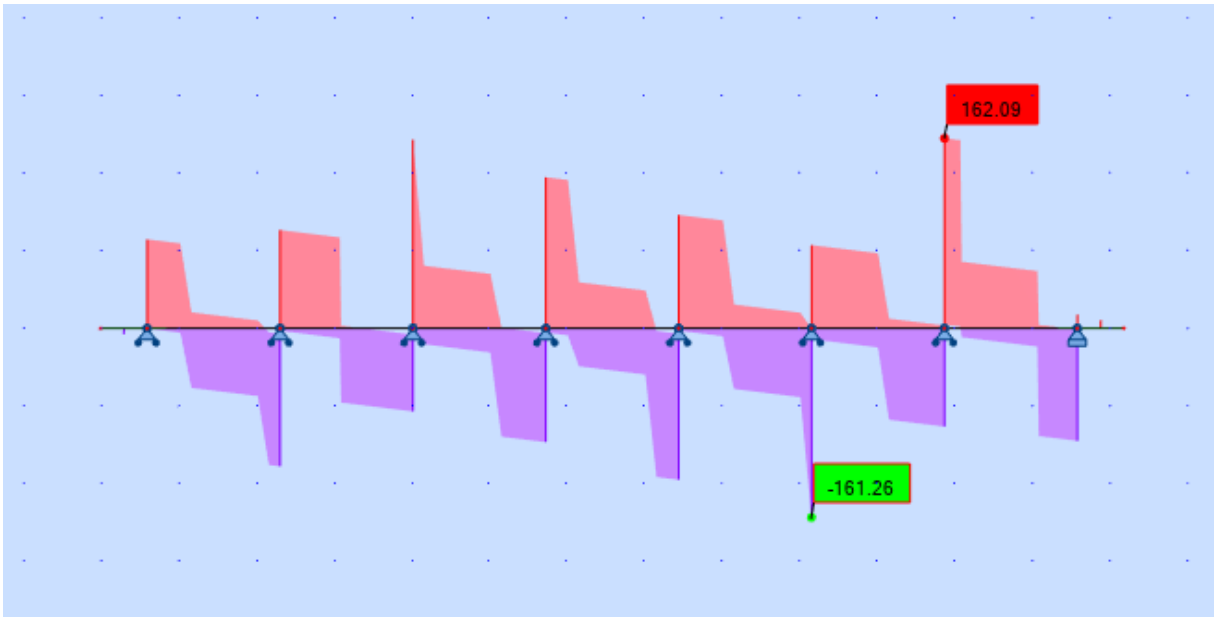


Figure VII.3.Effort tranchant max à l'ELS : G+1.2Bt2.

❖ **Calcul bidirectionnel**

Vérification du moment obtenu par la méthode bidirectionnel.

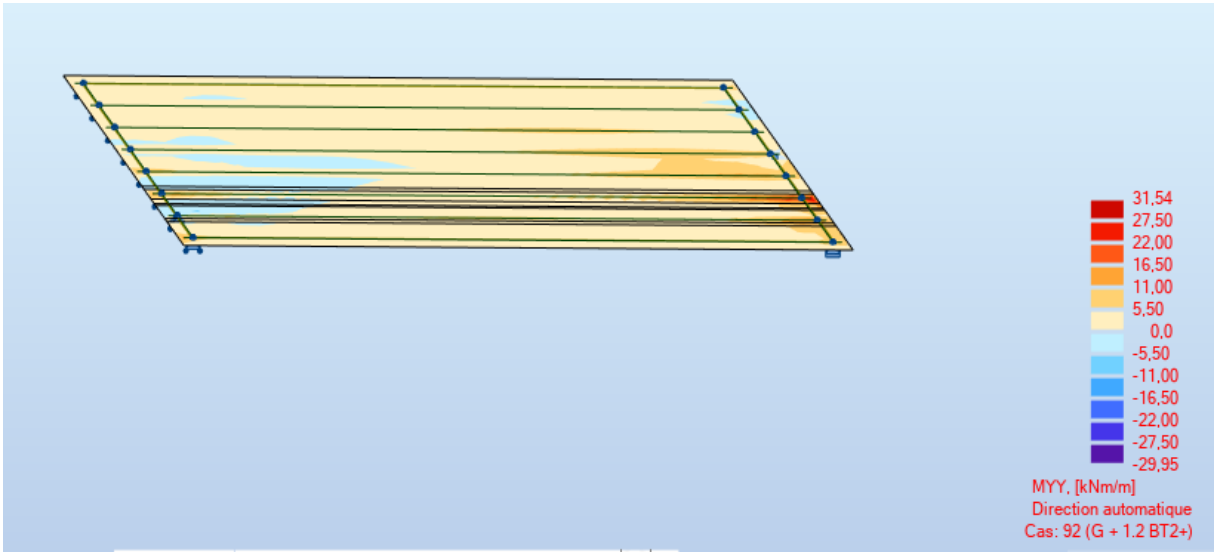


Figure VII.4.Moment à l'ELS dû à la charge G+1.2Bt2.

Les moments obtenus par la cartographie des panneaux.

A mi- travée Mmax=31. 54KN.m/ml.

Sur appuis Mmax=29. 95KN.m/ml.

On adoptera les résultats maximaux de la méthode unidirectionnelle qui sont vérifié.

VII.4-FERRAILLAGE TRANSVERSAL

A l'aide de logiciel ROBOT expert la dalle est ferraillée en flexion simple.

A mi- travée (Mmax=42.17KN.m/ml) (nappe inferieur).

Après les calculs on a trouvé $Ast = 10.1\ cm^2$ ➔ $6HA16$ espacées de 17cm, enrobage 5cm.

Sur appuis (Mmax=32.71KN.m/ml) (nappe supérieur).

On a trouvé $Ast = 7.7\ cm^2$ ➔ $6HA14$ espacées de 17cm, enrobage 5cm.

VII.5-FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Les armateurs de construction égale à 1/3 de la section As

-$Asl = 3.36cm^2$ ➔ $5HA10/ml$.

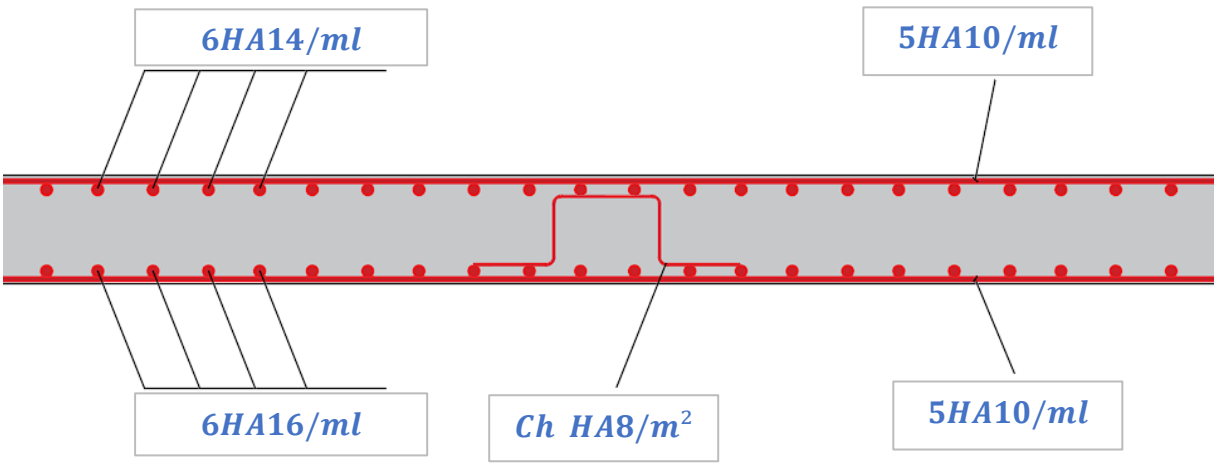


Figure VII.5.ferraillages de la dalle.

VII.6-CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le dimensionnement de la dalle et ainsi leur vérification pour assurer le bon fonctionnement du tablier.

CHAPITRE VIII

EQUIPEMENTS ET ETUDE SISMIQUE

2020/2021

VIII.1. Introduction :

Les Equipements sont l'ensemble des dispositifs jouent un rôle fondamental pour la durabilité de l'ouvrage ainsi que la sécurité des usagers.

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

VIII.2. APPAREIL D'APPUI :

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

VIII.2.1. CHOIX DE L'APPAREIL D'APPUI :

Les appareils d'appui les plus utilisée dans les ponts, sont **AAEF** (Les appareils d'appui en élastomère fretté) se sont des blocs d'élastomère vulcanisé, renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier.

Dans notre cas, on a choisi des appareils d'appui en élastomère fretté (type B) Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante.

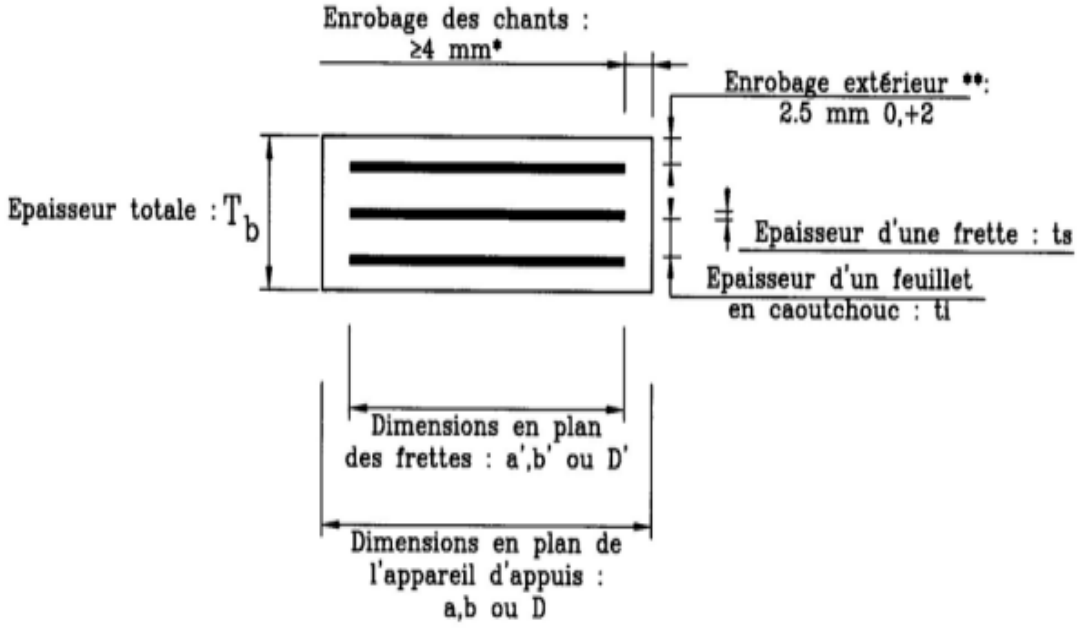


Figure VIII.1.Définition géométrique d'un appareil d'appui.

VIII.2.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis :

Evaluation d'effort normaux max appliqués sur les appareils d'appuis :

	Combinaison	**Valeur**
Rmax (MN)	1.35G+1.35D240	1.55262

VIII.2.2.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui :

La contrainte de compression maximale σmax sur la surface A' ne doit pas dépasser 20 à 25 MPa (condition de non écrasement), On prend σp = 20 MPa.

$A' \geq \frac{Rmax}{\sigma max} = \frac{1.55262}{20} = 0.07763 m^2$ a'*b' $\geq$ 776,3cm^2 on prend **a=350cm b=400cm.**

VIII.2.2.2. L'épaisseur de l'appareil d'appui :

Pour satisfaire la condition de non flambement, la hauteur doit vérifier :

$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ $\frac{35}{10} \leq T \leq \frac{35}{5}$ alors **3.5cm≤T≤7cm**

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} ts \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma m}{\sigma e} \\ ts \geq 2mm \end{cases}$$

Avec **σe**: la limitte d'elasticité d'acierqui compose les frettes $= 235 kg/mm2$.

G : module d'élasticité statique=90MPa.

$\boldsymbol{\beta} = \frac{a*b}{2*G*(a+b)} = 10.37.$

$\boldsymbol{\sigma m} = \frac{Rmax}{a*b} = 11.09 MPa.$

Donc ts≥(2mm ;1.59mm).

On prend ts =2mm.

Feuillets d'élastomère : t_i	10mm
Frettes métalliques de : t_s	2mm
Enrobage des chants	4mm
Enrobage extérieur (haut et bas)	2,5mm
Épaisseur nominale totale d'élastomère : Te	45mm
Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : Tb	55mm

VIII.3. ETUDE SISMIQUE :

Nous allons effectuer le calcul sismique sur notre ouvrage on applique les règlements parasismiques algérien pour les ouvrages d'art qui nous permet d'avoir un dimensionnement des éléments porteurs.

VIII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

-Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 2 (pont important).

- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).

- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.2 (RPOA, tableau 3.1).

- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).

- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), ξ =5%.

VIII.3.2. SEISME LONGITUDINAL :

On détermine les effets sismiques en utilisant un modèle à tablier rigide

F=M*Sa(T ;ξ).

M : La masse totale mise en mouvement égale la masse du tablier =4298,48t.

Sa (T ;ξ): le spectre de réponse élastique correspondant à la période fondamentale du système

VIII.3.2.1. La raideur totale du système :

La rigidité longitudinale totale de l'ouvrage est égale à la somme des rigidités des piles et culées.

K= 2*K (culée) + K(pile1)+ K(pile2)+ K(pile3).

VIII.3.2.1.1. Raideur de la culée :

En considérant que la culée est infiniment rigide donc.

K (culée)=$k_{app\ d'appuis}$.

$k_{app\ d'appuis}=\frac{Gab}{e}*n$ avec :

n : Nombre d'appareils d'appuis sur la culée égal à 8 appareils.

G : Module de cisaillement de l'appareil (G=1.2MPa en condition sismique).

ab : Dimension en plan de l'appareil d'appuis. (350×400) mm² .

e: Epaisseur de l'appareil d'appuis.

K (culée) $= k_{app\ d'appuis} = 29.84$MN/m.

VIII.3.2.1.2. Raideur de la pile :

La raideur de la pile égale à la formule suivante :

$$\mathbf{K(pile)}=\frac{1}{\frac{1}{Kfut}+\frac{1}{k_{app\ d'appuis}}}$$

$$Kfut=n*\frac{3*E_{ij}*I}{h^3}$$

n: Le nombre de fûts dans chaque pile.

E_{ij}:Module de déformation instantanée ($\boldsymbol{E_{ij}} = \mathbf{11000}\sqrt[3]{\boldsymbol{fc28}}$=33000MPa).

$\boldsymbol{I}$: Moment d'inertie longitudinale d'un fût ($\boldsymbol{I}$ = 0.785m4).

h: La hauteur du fût dans chaque pile.

Tableau VIII.1.Raideurs longitudinales des piles.

Piles	h(m)	D(m)	I(m^4)	n(Fût)	K Futs (MN/m)	$k_{app\ d'appuis}$ (MN/m)	K(pile) (MN/m)
P1	11,8	2	0,79	3	141,90	59.68	42,04
P2	10,22	2	0,79	3	218,41	59.68	46,91
P3	8,57	2	0,79	3	370,41	59.68	51,44

VIII.3.2.2. La période fondamentale du système :

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

$$\mathbf{T=2\ \pi\sqrt{\frac{M}{K}}.}$$

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

M : la masse totale en tonne .M= 4298,48t .

On a donc **T=0.92s** .

VIII.3.2.3. Spectre de réponse élastique Sa (T ; ξ) :

Le spectre de réponse élastique Sae constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Il est calculé par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A*S*g*(1+(T/T1)*(2.5\eta-1)) & 0\leq T\leq T1 \\ 2.5*A*\eta*S*g & T1\leq T\leq T2 \\ 2.5*A*\eta*S*g*(T2/T) & T2\leq T\leq 3s \\ 2.5*A*\eta*S*g*(3T2/T^2) & T\geq 3s \end{cases}$$

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

T1 ;T2 :Période caractéristique associées à la catégorie de site, site2 donc (T1=0.2s;T2=0.5s).
S : Coefficient de site (S=1.2).

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

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

g : Accélération de la pesanteur (g=9.8 m/s²).

Donc Sa est donnée par la 3eme branche.

Sa=2.5*A*η*S*g*(T2/T) =3.2m/s^2.

Effort longitudinale totale =FL=M*Sa=13737.47KN.

VIII.3.2.4. Répartition de l'effort sismique :

La force horizontale qui s'applique sur le tablier est répartie sur chaque élément porteur selon la formule suivante :

Fappui=$\frac{Kappui}{Ktot}$* FL

Tableau VIII.2. Répartition d'effort sismique

Tableau VIII.2.Répartition d'effort sismique.

Appui	K_{appui} (MN/m)	K_{Total} (MN/m)	F_{appui} (kN)
C1	29,87	200,11	2050,3
P1	42,04	200,11	2885,8
P2	46,91	200,11	3220,0
P3	51,44	200,11	3531,1
C2	29,87	200,11	2050,3

VIII.3.2.5. Calcul des déplacements :

Le Déplacement du tablier par rapport au sol est donné par la formule suivante :

d=$\frac{T^2}{4*\pi^2}$ **Sa**=0.069 m.

VIII.3.3. SEISME TRANSVERSAL :

Pour l'étude de séisme transversale on utilise le Modèle à tablier flexible. Car le module

$\frac{longueur\ du\ tablier}{largeur\ du\ tablier} \geq 5$

Dans certains cas l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes.

Cela lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$0.9 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.1$

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

Fi = Mi × Sa ×Ti

Mi: est la masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier efférent à la pile).

Ti= période fondamentale de chaque pile. Ti=$2\pi\times\sqrt{\frac{Mi}{Ki}}$

Tableau VIII.3.Répartition d'effort sismique.

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	K (MN/m)	M (Kg)	T (s)	Sa (m/s^2)	Fi (KN)
P1	11,8	107,90	6501,72	59,19	1 356 945,11	0,95	3,09	4 197,73
P2	10,22	107,90	10007,41	59,38	1 307 403,11	0,93	3,16	4 126,97
P3	8,57	107,90	16971,96	59,52	1 287 974,36	0,92	3,18	4 101,19
C1/C2				29,87	535 080,05	0,84	3,50	1 872,46

VIII.3.4. SEISME VERTIVAL :

L'effet vertical de séisme sur les piles des ouvrages se situe dans une zone sismique classée en zone (I) et (IIa) est négligeable.

Tableau VIII.4.Les efforts sismiques sur les appuis.

Appui	EL(KN)	ET(KN)	EV(KN)
C1	2 050,29	1 872,46	0,00
P1	2 885,79	4 197,73	0,00
P2	3 219,95	4 126,97	0,00
P3	3 531,14	4 101,19	0,00
C2	2 050,29	1 872,46	0,00

VIII.3.5. Calcul des efforts et des déplacements horizontaux dus à variation linéaire :

***H_{FLV}=|Xi|*Ki*Ɛ**

Avec:

Xi **:** position de l'appui par rapport au centre de rigidité.

Ki : rigidité de l'appui.

Ɛf : coefficient du fluage est de 3×10^{-4}.

Ɛr : coefficient de retrait, Ɛr = 2×10^{-4}.

On trouve $\mathbf{H_{FLV}}$ **(Ret + flu)**=254.8KN.

***HT=α*|*Xi*|*ΔT* Ki.**

α= $9.9*10^{-6}c°^{-1}$ pour le béton armé.

ΔT= gradient de température 35c°.

On trouve **HT**=135.83 KN.

- ✓ **Les déplacements horizontaux sont donnés par la formule suivante :**

ΔL(ret+flu)= |*Xi*|* Ɛ =0.0114 m.

ΔL(T)= α*|*Xi*|*ΔT=0.0061 m.

VIII.4. Vérification de dimensionnements des appareils d'appui selon RPOA 2008 :

VIII.4.1. Résistance à la compression :

Le coefficient de sécurité de la résistance en compression du matériau est pris égal à 1.5 : alors

On doit vérifier que σm $\leq \frac{20}{1.5}$=13.33MPa.

σm $= \frac{N}{a*b} = 11.09MPa \leq$ 13.33MPa Condition vérifiée.

VIII.4.2. Stabilité au flambement :

On doit vérifier l'inégalité suivante :

γs×Pu≤ *Pc*

Avec :

γs : Le coefficient de sécurité. **γs=3.**

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

Pc : La charge critique de l'appareil d'appui = $4*G*B*S^2*d/h$.

B : L'aire nominale de l'appui.

G: module de cisaillement G=1.2MPa.

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

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

S: facteur de forme=$\frac{a*b}{2*ti*(a+b)}$

S =	9,33
d =	0,012 m
h =	0,055 m
B =	0,14 m²
Pc =	12,77 MN
Pu =	1,55 MN

3*Pu=4.65MN<Pc=12.77MN

Condition vérifiée .

VIII.4.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier

- ✓ Pour $p = \frac{Pu}{Pc} \leq 0.25$ **$\delta \leq \delta c = 0.7 + (\delta o - 0.7)(0.25 - p)$.**

Avec :

δo :c/hc, borné par [0.7 ;2].

C : diamètre pour un appui circulaire, petite cote pour un appui rectangulaire.

hc : épaisseur totale d'élastomère.

- ✓ Pour : p≥0.25 $\delta \leq \delta c = 1.4*(1-2p)$

On a p=$\frac{Pu}{Pc} = 0.122 \leq 0.25$ alors $\delta c = 1.37$

$$\delta = \frac{\gamma}{Tb}$$

γ= 0×H(traffic)+ 0,4×Htem+Hsis +H(ret+flu) = 0.08244m .

$\delta = 1.49 \geq \delta c = 1.37$ Condition non vérifiée On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

VIII.4.4. Condition de non-glissement :

On doit vérifier que :

H < ʃ. N Avec ʃ = 0.1+ (0.6 / σm)

H: l'effort horizontal sous combinaison sismique.

ʃ : coefficient de frottement.

N: l'effort de compression verticale.

- ✓ **Pour la pile :**

N = 0,67 MN

σm = 4,78 MPa d'où ʃ = 0.23

H=0,24 MN > 0,15 MN

- ✓ **Pour la Culée :**

N = 0,67 MN

σm = 4,78 MPa d'où ∫ =0,23

0,28 MN > 0,15 MN

La condition de non glissement n'est pas vérifiée l'appareil doit être équipé d'un système anti-glissement.

VIII.5. DES D'APPUIS :

Les dés d'appuis sont des éléments sur lesquels reposent les appareils d'appuis .

VIII.5.1. Dimensionnement des dés d'appuis :

VIII.5.1.1. Hauteur :

La hauteur des différents dés d'appuis d'un même appui sera telle que la distance verticale entre la face supérieure de l'appui et l'intrados du tablier soit au moins de 15 cm.

Pour notre projet on a choisi des dés d'appuis de h=15cm de hauteur.

VIII.5.1.2. Dimension en plan :

Les dés d'appuis présentent un débord minimal de 5 cm par rapport à l'appareil d'appui si la hauteur est inférieure à 10cm et un débord minimal de 10 cm si la hauteur est supérieure à 10cm.

Dans notre cas on prend un débord de 10cm alors A=550mm B=600mm.

VIII.5.2. Ferraillage des dés d'appuis :

Les bossages sont des pièces soumises à des efforts de compression et d'éclatement ; les armatures seront donc constituées par une ou plusieurs nappes de frettes croisées, placées le plus près possible de la face supérieure de l'appui (2 cm d'enrobage).

La section totale d'armatures dans chaque direction doit pouvoir équilibrer 0.04 R, tel que R est la réaction d'appui maximale relative à l'appareil d'appui considéré :

As=$\frac{0.04*R}{\sigma s}$ Avec $\sigma s = 434.78$ MPa.

As=$\frac{0.04*1.55262}{434.78}$ =1.4284 cm^2 2HA10 dans chaque direction .

VIII.6. PLOT PARASISMIQUE :

Les plots parasismiques et les butées sont des éléments placés au niveau des appuis (piles et culées) ayant pour rôle de bloquer le tablier dans le sens transversal lors d'un éventuel déplacement en cas de séisme.

VIII.6.1. Dimensionnement du plot parasismique :

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

	H(m)	a(m)	b(m)
Plot	**0.6**	**0.6**	**1.22**

VIII.6.2. Evaluation des efforts :

Le plot parasismique est soumis aux efforts suivants :

FT (KN)	Nombre de plot	FT/plot (KN)	Bras de levier(m)	MT/plot (KN.m)
4 197,73	4	1049.4325	0.44	461.75

VIII.6.3. Ferraillage du plot :

- ✓ **Armature de flexion**

Le ferraillage du plot parasismique se fait en flexion simple sous l'action sismique transversale .

Avec logiciel robot expert on a trouvé As=19.7cm2 10HA16.

- ✓ **Armature d'Effort tranchant :**

Avec logiciel robot expert on considère un effort tranchant de 1049.43255(KN).

On trouve des Cadre HA12 Avec St=8cm.

VIII.7. JOINT DE CHAUSSEE :

Les joints de chaussée sont conçus dans le but d'assurer la continuité entre deux travées du pont d'une part et entre le pont et la route d'une autre part, au moyen de tiges précontraintes. Ils permettent à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs paramètres, notamment le souffle c'est à dire le déplacement du tablier et l'intensité du trafic.

VIII.7.1. Calcul de souffle :

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

$$\mathbf{W=}\boldsymbol{W_D}\mathbf{+0.4}\boldsymbol{W_T}\mathbf{+}\frac{\boldsymbol{W_S}}{\mathbf{3}}\mathbf{.}$$

W : Souffle total du joint .

WD : Souffle des déformations différées (retrait et fluage) (WD = 4,68 cm) .

WT : Souffle thermique (WT= 2.49 cm).

WS : Souffle sismique. (WS= 6,9 cm).

W=7.976cm.

VIII.7.2. Type de joint :

On a choisi pour notre ouvrage des joints de chaussée de type Wd80(souffles moyens),Ces joints sont de la famille des joints à dents en console. Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

Tableau VIII.5.Type de Joint de chaussée.

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S >250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

										Réservations		Fixations		
Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

*Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.*

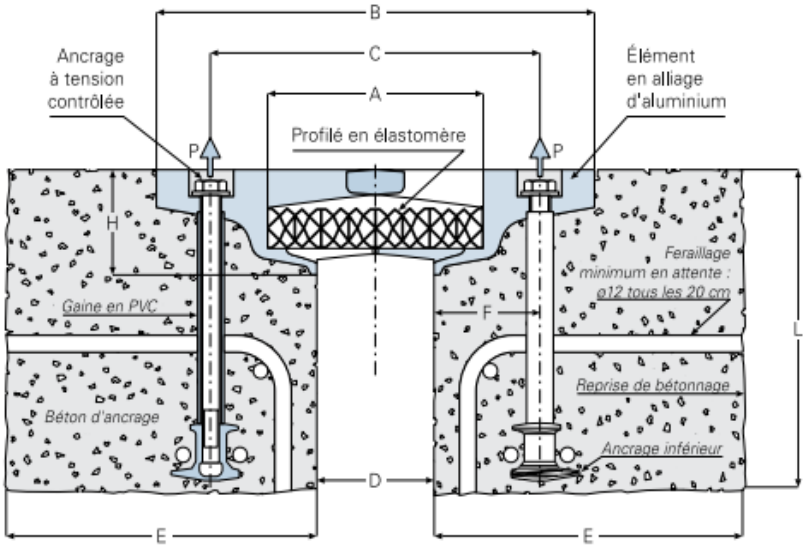


Figure VIII.2.Les dimensions de Joint de chaussée.

VIII.8. Conclusion :

Nous avons vu dans ce chapitre le dimensionnement des différents équipements nécessaire pour le bon fonctionnement de l'ouvrage ainsi que l'évaluation des efforts sismique.

CHAPITRE IX

ETUDE DE LA PILE

2020/2021

IX.1. INTRODUCTION :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol.

Elle intervient dans la résistance globale du pont.

Les pile de notre ouvrage sont constituées de :

-D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.

- trois futs circulaire encastré dans une semelle.

- une semelle sur pieu (10 pieux).

IX.2. Conception de la pile :

Tableau IX.1.Implantation et hauteurs des piles.

Pile	**P1**	**P2**	**P3**
Hauteur	13.40	11.81	10.17
Position	PK79+400	PK79+436.20	PK79+472.40

Tableau IX.2.les Dimensions des piles.

Elément	**La démentions**		**La valeur (m)**
Chevêtre	Longueur		14.82
	Largeur		2.8
	Hauteur		1.6
Fut	Diamètre		2
La semelle	Longueur		15.2
	Largeur		6
	Hauteur		1.6
Pieu	Diamètre		1.2
	Longueur		15
	Entraxe	Longitudinal	3.2
		Transversal	3.6

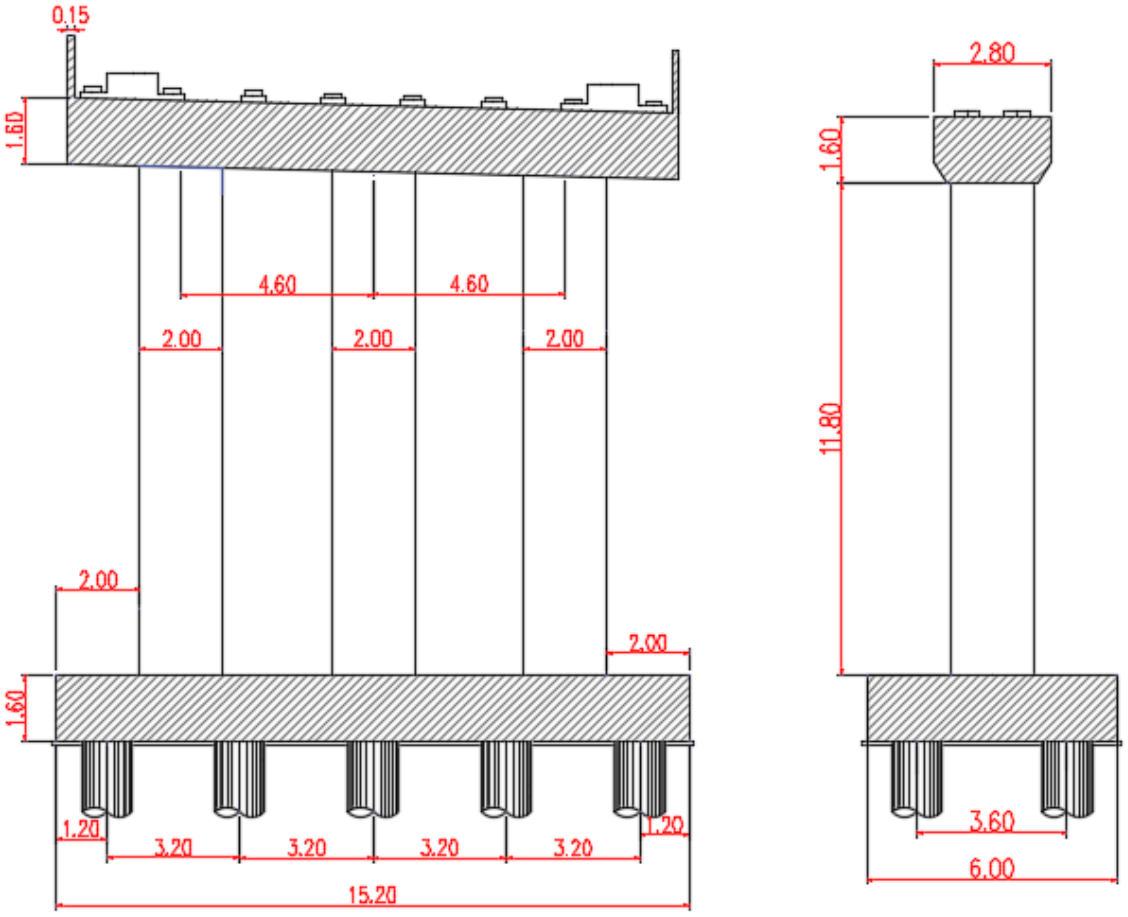


Figure IX.1.Les démentions de la pile la plus haute.

IX.3. Etude du chevêtre :

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

IX.3.1. Flexion longitudinale :

IX.3.1.1. Modélisation :

Afin de procéder au ferraillage de chevêtre, nous avons créé un modèle sur le logiciel robot où nous avons modélisé cet élément.

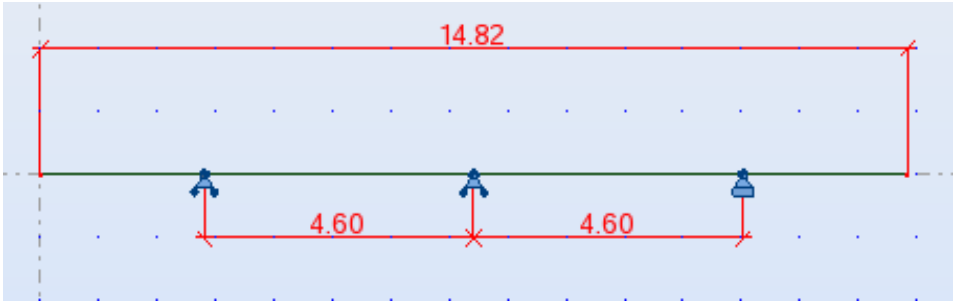


Figure IX.2.Modélisation du chevêtre.

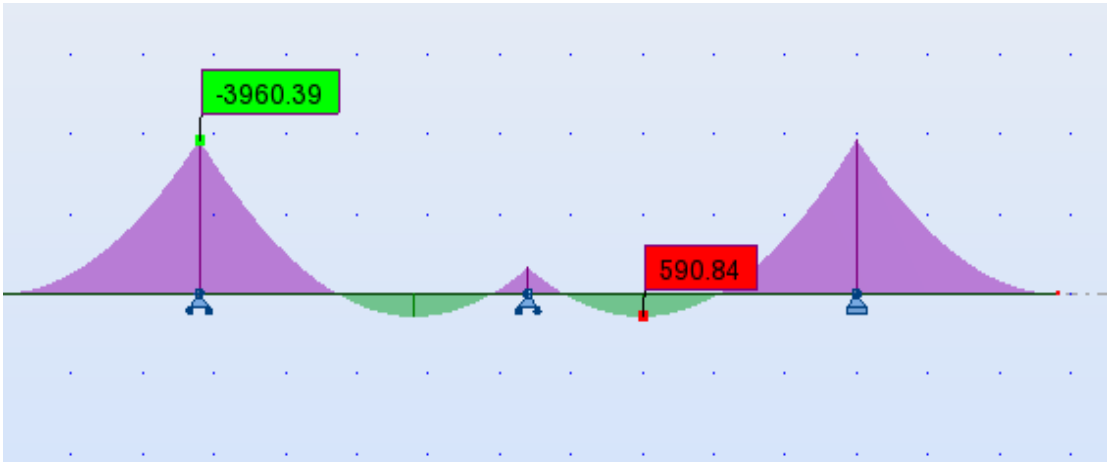


Figure IX.3.Moment fléchissant maximal à ELS sous la combinaison G+1.2A(l).

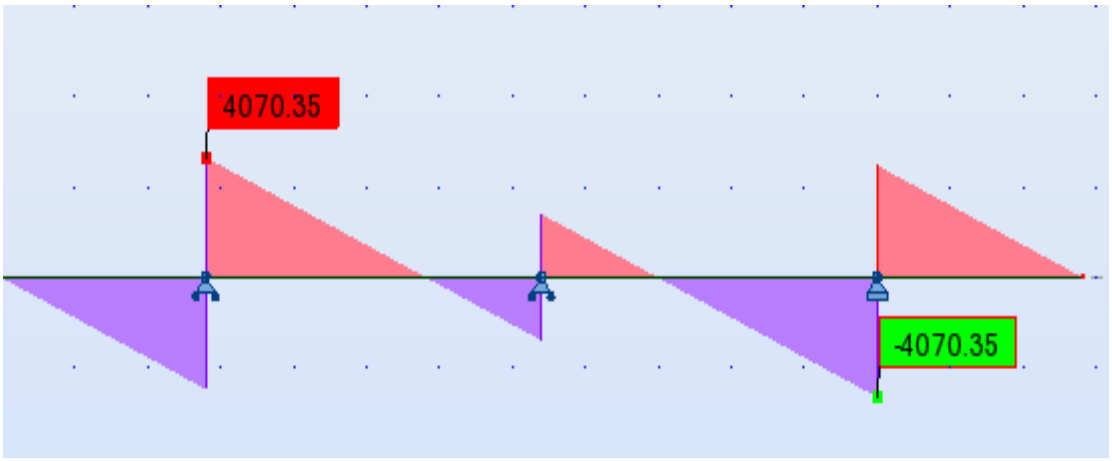


Figure IX.4.Effort tranchant maximal a ELU sous la combinaison G+1.2A(l).

IX.3.1.2. Ferraillages :

IX.3.1.2.1. Les armatures longitudinales :

- ✓ **La nape supérieure :**

Le moment maximal sur appui est de 3960.39 KN.m.

Avec logiciel robot expert on trouver une section As= 113.3cm^2 alors 15HA32.

- ✓ **La nappe inférieure :**

Le moment maximal à mi travée est de 590.84 KN.m.

Avec logiciel robot expert on trouve une section As=38.1cm^2 13 HA20.

IX.3.1.2.2. Armatures transversales :

Avec robot expert on trouve $\frac{At}{st} = 0.2697cm$.

Section minimal $\frac{At}{st} = \frac{0.4b0}{fe}$=0.1996cm.

Alors $\frac{At}{st} = 0.2697cm$.

IX.3.2. La torsion :

IX.3.2.1. Le moment de torsion

- ✓ **Phase de construction**

C1 =PG ×e.

C1= le moment de torsion phase de construction.

e = entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres (e=0.6m).

PG = poids des poutres par mètre d'un travée agit sur la chevêtre (PG=209.99KN/ml).

On trouve **C1=**125. 99KN.m/ml.

- ✓ **Phase de service :**

C2 =P_{sur}×e .

C2= moment de torsion phase de service.

P_{sur}=effort de surcharge max par mètre dans notre cas$P_{sur} = P_{D240}$= 121.23KN/ml.

On trouve ´**C2** = 72.74 KN.m/ml .

Donc : Le moment de torsion est :

C =Max (C1, C2)=125.99KN.m/ml.

IX.3.2.2. Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier que :

$$\tau b^2+\tau v^2 \leq \tau lim^2$$

- ✓ **La contrainte tangente de torsion :**

$$\tau b=\frac{C}{2*\Omega*bn}$$

bn: l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent, h/6=0.2667m.

Ω **:** L'aire du contour à mi- épaisseur des parois Ω =(b-bn) (h-bn) =2.97m^2.

τb=79.53KPa.

- ✓ **La contrainte tangente due à l'effort tranchant :**

$\tau v=\frac{Vu}{b0*d}$ **b0**=2.495m **d**=0.9*h=0.9*1.6=1.44m

$\boldsymbol{\tau v}$ =1.13292MPa

- ✓ **La contrainte limite**

τlim= min(0.15fcj/γb ;4MPa)=min (2.7MPA ;4MPA).

τlim=2.7MPa.

Alors

$\tau b^2+\tau v^2$= $0.07953^2+1.1329^2$=1.2898MPa<2.7MPa.

La contrainte tangentielle est vérifiée.

IX.3.3.3. Ferraillage longitudinal de torsion :

As=$\frac{C*P}{fed*2\Omega}$

Avec :

$\boldsymbol{\Omega}$ **:** L'aire du contour à mi- épaisseur des parois $\boldsymbol{\Omega}$ =(b-bn) (h-bn) =2.97m^2.

$\boldsymbol{P}$ **:** Périmètre du contour d'air $\boldsymbol{\Omega}$ $\boldsymbol{P = 7.1232m.}$

As $= \frac{0.12599*7.1232}{434.8*2*2.97}$ **=3.47cm^2.**

IX.3.2.4. Ferraillages transversaux de torsion :

$\frac{At}{St} = 2 * \frac{c}{2*\Omega*fed}$ =0.0084 cm.

$\frac{At}{St} \geq 2 * 0.4\frac{b0}{fed}$ =0.4588cm.

On prend $\frac{At}{St} = 0.4588$cm.

IX.3.3. Récapitulatif du ferraillage du chevêtre

Tableau IX.3.Ferraillage du chevêtre.

Cas			Choix des barres	Espacement (cm)
Longitudinal	**Flexion**	**Nappe inférieure**	14 HA20	22cm
		Nappe supérieur	15 HA32	20cm
	Torsion		4 HA12	
Transversal	**Flexion + torsion**		2 cadre HA 16	10 cm

IX.4. Etude des futs :

IX.4.1. Vérification vis-à-vis du flambement :

On doit vérifier que L'élancement λ soit inférieur à 50.

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

Lf : la longueur du flambement : lf =0.7×Lo =8.26.

i : rayon de giration i=$\frac{D}{4}$=0.5m.

λ=$\frac{8.26}{0.5}$=16.52<20.

Condition vérifiée, donc le risque de flambement est très faible.

IX.4.2. Evaluation des efforts agissant sur les futs de la pile :

IX.4.2.1. Evaluation des efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la pile :

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement, les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier.

- ✓ **La période fondamentale de la pile :**

Le calcul de la période propre s'effectue comme suit :

$$\mathbf{T= 1.784*}\sqrt{\frac{\rho SL^4}{EI}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\rho}$: masse volumique du matériau de l'appui (en kg/m3). ρ=2500kg/m^3.

E : Module d'Young du matériau de l'appui (en Pa). E=33000×10^{6}Pa.

S : section équivalente (en m^2) de l'appui pour retrouver la masse totale de l'appui. S=14.44m^2.

I : l'inertie Ilong = 2.36m^4 Itrans = 107.90 m^4.

L : hauteur de la pile L=11.80m.

On trouve **Ttrans =0.025s** **Tlong=0.169s**

- ✓ **Spectre de réponse élastique horizontal Sa (T ; ξ) :**

A*S*g*(1+(T/T1)*(2.5η-1))	0≤T≤T1
2.5*A*η*S*g	T1≤T≤T2
2.5*A*η*S*g*(T2/T)	T2≤T≤3s
2.5*A*η*S*g*(3T2/T²)	T≥3s

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

T1 ;T2 :Période caractéristique associées à la catégorie de site, site2 donc (T1=0.2s;T2=0.5s).
S : Coefficient de site (S=1.2).

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

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

g : Accélération de la pesanteur (g=9.8 m/s²).

On trouve que :

Sa Trans = 2.80s **Sa long = 2.53s**

- ✓ **Spectre de réponse élastique vertical Sa (T ; ξ)**

αAg(1+(T/T1)(2.5 η-1)) pour 0<T<T1

2.5αAg η pour T1<T<T2

2.5αAg η(T2/T) pour T2<T<3.05s

2.5 αAg η(3T2/T^2) pour T>3.05s

Avec :

α: coefficient qui tient compte de la composante vertical en zone de forte sismicitéα =0.7 pour

Les zones sismique I IIa IIb et α= 1 pour la zone sismique III .

On a α= 0.7.

Donc Sa^V=3.43s.

- ✓ **Les efforts sismiques :**

On a **F= Sa*M**

On obtient

Dés	**N (MN)**	**V_L (MN)**	**V_T(MN)**	**Bras de levier**	**M_{FV} (MN.m)**	**M_{FHL} (MN.m)**	**M_{FHT} (MN.m)**
Pile	1,46	1,08	1,19	5,90	0,00	6,4	7,03

- ✓ **Cumul des efforts sismiques :**

Les efforts sismiques provenant du tablier et les efforts sismiques provenant des piles se cumulent quadratiquement :

$E=\sqrt{E_{tablier} + E_{piles}}$

Tableau IX.4.Evaluations des efforts agissant sur les futs de la pile la plus sollicitée.

Sollicitation / Désignations	**Effort Vertical (KN)**	**Effort Horizontal (KN)**	**Moment horizontal (KN.m)**
Fûts	2780,31	/	/
Chevêtre	1478,40	/	/

G Tablier	10701,60	/	/
H(ret+flu)	/	254,80	3414,32
HT°	/	135,83	1820,10
(Al) 3voies	2240,46	/	/
(Bc) 3voies	1589,32	/	/
Mc120	1139,27	/	/
D240	2122,29	/	/
Freinage (Al)	/	97,92	1312,10
Freinage (Bc)	/	180,00	2412,00
E longitudinal	/	3080	34640
E transversal	/	4360	50030
E vertical	1460	/	/

IX.4.3. FERRAILLAGE DES FUTS :

Tableau IX.5.Résultats des combinaisons retenues pour le calcul du ferraillage de chaque fut.

Cas	Combinaison	N (KN)	H(KN)	M (KN.m)
ELU	1.35G+1.6Bc(3voies) +0.9H_T+ H_{flv}	9044.25	251.41	3771.12
ELS	G+1.2Bc(3voies) +0.6 H_T+ H_{flv}	6707.3	184.1	2761.48
ELA	G+E4+0.4 H_T+ H_{flv}	4840	1130	12763.33

IX.4.3.1. Armature longitudinal:

On considère que les futs sont soumis à la flexion composée on tire la section d'armature à partir du logiciel ROBOT expert en considérant les cas précédents .

As=245.7cm2.

As min disposition sismique =314.2cm^2.

On prend 40HA32 .

IX.4.3.2. Armature transversale :

Par robot expert

On a trouvé une cerce de HA14 espacé de 12cm en zone critique et 20 cm en zone courant

Tableau IX.6.Récapitulatif ferraillage des futs.

Sens	Armature	Espacement
Longitudinal	40HA32	14.5cm
Transversal	Cerce HA16	12cm en zone critique
		20cm en zone courant

IX.5. Etude de la fondation :

IX.5.1. Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

Tableau IX.7.Evaluations des efforts agissant sur la semelle

Sollicitation / Désignations	Effort Vertical (KN)	Effort Horizontal (KN)	Moment horizontal (KN.m)
Semelle	3254,40	/	/
Fûts	2780,31	/	/
Chevêtre	1478,40	/	/
G Tablier	10701,60	/	/
H (Ret + flu)	/	254,80	3822,00
HT°	/	135,83	2037,42
Al 3voies	2240,46	/	/
Bc 3voies	1589,32	/	/
Mc120	1139,27	/	/
D240	2122,29	/	/
Freinage A(l) 3 voies	/	97,92	1468,77
Freinage Bc 3voies	/	180,00	2700,00
E longitudinal	/	3150	39510
E transversal	/	4410	56960
E vertical	1480	/	/

Tableau IX.8.Combinaison des efforts agissant sur la semelle

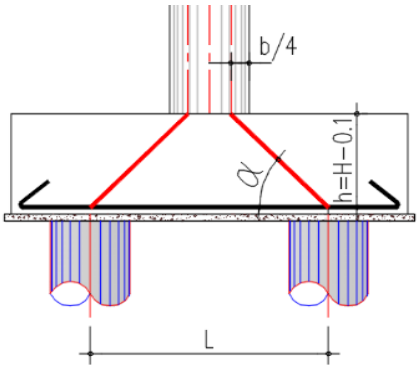
Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	M(KN)
ELU	1.35G+1.6Bc(3voies)+0.9H_T+ H_{flv}	27132,77	754,23	11313,38
ELS	G+1.2Bc(3voies) +0.6 H_T+ H_{flv}	20121,90	552,30	8284,45
ELA	G+E1+0.4 H_T+ H_{flv}	15600	3460	43650

IX.5.2. Etude de la semelle :

On dimensionne la semelle de façon à pouvoir appliquer la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle α d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égal a 45°

On doit donc avoir :

h$\geq \frac{l}{2}-\frac{b}{4}$



H: la hauteur de la semelle H= 1,60 m .

h : la hauteur utile de la semelle h=H-0.1.

b : le diamètre du fut b= 2m.

L : entraxe entre pieux L=3,6m.

∅ : diamètre du pieu ∅=1.2m.

On a h=1.5m > $\frac{3.6}{2}-\frac{2}{4}$=1.3m La condition est vérifiée.

IX.5.2.1. Le ferraillage de la semelle :

Les armatures transversales inférieures seront calculées comme suit :

As=$\frac{N1}{\bar{\sigma}} \times \frac{\frac{l}{2}-\frac{b}{4}}{h}$

$N1$: Réaction maximale exercée par un seul pieu.

Ces armatures sont placées dans des bandes de largeur égal à H+∅=1.6+1.2=2.8m

As= 36.957cm^2/ml.

Selon RPOA **AS min** = 24cm^2/ml.

Alors AS= 36.957 cm^2/ml 5HA32/ml.

Tableau IX.9.Récapitulatif ferraillage de la semelle.

Cas	Calcul de la section	Choix des barres
Armatures transversales supérieures	$\frac{As}{3} = 15.29 cm^2$ /ml Selon RPOA Amin =16cm^2/ml On prend A=16cm^2/ml	6HA20/ml
Armatures longitudinales supérieures	$\frac{As}{4} = 11.46 cm^2/ml$	6HA16/ml
Armature longitudinale inférieur	$As = 36.957 cm2/ml.$	5HA32/ml
Armatures latérales	$\frac{As}{10} = 4.587$ cm^2/ml	4HA14/ml

IX.5.3. Etude des pieux :

IX.5.3.1. Effort normal revenant à chaque pieu :

A partir de la relation suivante nous arrivons à calculer les efforts normaux qui reviennent à chaque pieu.

$$Ri=\frac{N}{n} \pm \frac{Mi}{\sum yi}$$

Nous obtenons les résultats suivants :

Cas	R(min) (KN)	R(max) (KN)
ELU	2084,76	3341,80
ELS	1551,94	2472,44
ELA	-870	3980

IX.5.3.2Effort tranchant en tête du pieux $\overline{P}$:

Cas	Effort tranchant total (KN)	Effort tranchant par pieu (KN)
ELU	754.23	75.123
ELS	552.30	55.230
ELA	3460	346.00

IX.5.3.3. Moment fléchissant :

On calcule le moment dans chaque pieu par la méthode de WALTHER

On alors : $\mathbf{M}=\frac{X_{\theta p}}{X_{\theta M}} \times \frac{\overline{p}}{\lambda}$; $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b*C_u}{4EI}}$

Tel que :

b : diamètre du pieu 1,2m.

Cu : module de réaction du sol **30** MN/m³.

E : module d'élasticité du béton ; **E**=33 000 MPa.

I : moment d'inertie du pieu **I**= 0,101 m⁴.

L: longueur du pieu ; **L**= 15m.

Donc

λ =0.228 et $\lambda * l$ =3.419

A partir des abaques de WALTHER on obtient les valeurs des coefficients :

$X_{\theta p}$=1.2 $X_{\theta M}$=1.51

Cas	Moment par pieu (KN.m)
ELU	264.21
ELS	193.47
ELA	1212.05

IX.5.3.4. Ferraillage des pieux :

- ✓ **Armature longitudinale :**

On considère que les pieux sont soumis à la flexion composée on tire la section d'armature à partir du logiciel ROBOT expert.

As=66.9cm^2

Condition sur l'armature minimale :

As=113.1cm^2 .

Alors on prend As=113.1cm^2 24HA25.

- ✓ **Armature transversale** :

À partir du logiciel ROBOT expert on trouve Cerce de HA12espade de 15 en zone critique et 30 en zone courante.

Tableau IX.10.Récapitulatif ferraillage des pieux.

Sens	Armature	Espacement
Longitudinal	**24HA25**	**12.5cm**
Transversal	**Cerce HA12**	**15cm en zone critique**
		20cm en zone courant

IX.6. Conclusion :

La conception et le dimensionnement des différents éléments de la pile ont été établis pour la transmission des charges au sol de fondations et pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage dans les conditions normales et sismiques.

CHAPITRE X

ETUDE DE LA CULEE

2020/2021

X.1.INTRODUCTION

La culée est un appui de tablier et l'un des éléments fondamentaux de la structure du pont, qui a pour rôle d'assurer la continuité de la chaussée de la route et celle portée par le pont, et un mur de soutènement en présence de la poussée des terres et des surcharges de remblais. Elle intervient dans la résistance globale du pont.

X.2.CONCEPTION DES CULEES

X.2.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

➔On opte pour notre ouvrage deux culées remblayées (appui et soutien des remblais).

X.2.2. Les éléments de la culée

Les éléments constituant la culée sont les suivant :

- Mur garde grève (pour séparer le remblai de l'ouvrage).
- Mur frontale (pour soutenir le remblai et transmis les charges verticales).
- Mur en retour (pour soutenir le remblai).
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide).
- Corbeau (forme trapézoïdale qui porte la dalle de transition).
- Semelle (pour supporter les charges de tablier et le poids propre).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appuis).

X.2.3. Prédimensionnement de la culée

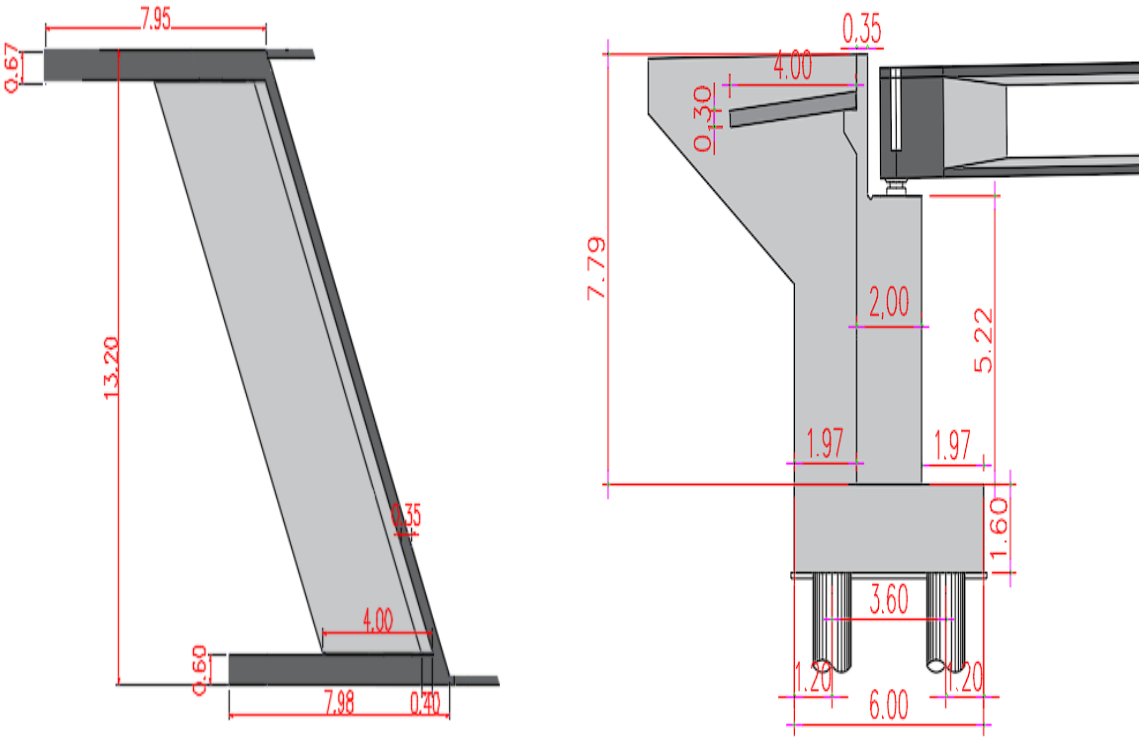
On a pris en considération la culée C1 qui est la plus haut par rapport à la culée C2, avec une hauteur de 7,78m.

Tableau X.1.Implantation et hauteurs des culées.

Culée	**C1**	**C2**
Hauteur (m)	7.78	6.81
Position	PK79+363.8	PK79+508.6

Tableau X.2.les Dimensions de la culée.

Elément	**La démentions**		**La valeur (m)**
Mur en retour	Largeur		**0.6**
Corbeau	Longueur		**13.47**
semelle	Longueur		**15.2**
	Largeur		**6**
	Hauteur		**1.6**
Pieu	Diamètre		**1.2**
	Longueur		**15**
	Entraxe	Longitudinal	**3.2**
		Transversal	**3.6**
Dalle de transition	Longueur		**15.2**
	Largeur		**4**
	Hauteur		**0.3**
Mur garde grève	Longueur		**14.82**
	Largeur		**0.35**
	Hauteur		**2.57**
Mur frontale	Longueur		**14.82**
	Largeur		**2**
	Hauteur		**5.22**



FigureX.1.Les démentions de la culée la plus haute.

X.3.SOLICITATION SUR CULEE

X.3.1. Evaluation des efforts agissants sur les culées

Des efforts horizontaux et verticaux sont agissants sur la culée dus au chargement de tablier et poids propre de la culée, poids et poussée des terres, freinage et déformations différées, effet du séisme.

X.3.2. Calcule du coefficient de poussée

Selon le RPOA la formule de coefficient de poussée est écrite comme suit:

$$k_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2\vartheta[1 + \sqrt{\frac{sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{cos\vartheta cos\beta}}]^2}$$

Avec :

$\theta = arctg(\frac{k_h}{1 \pm k_v})$.

k_h:Coefficient sismique horizontal $k_h = A = 0.2$.

k_v: Coefficient sismique vertical $k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$.

$\varphi = 30°$ Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β: Angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale =0

Tableau X.3.calcule des coefficients de poussée.

Condition		k_h	k_v	$\theta(°)$	k_{ad}
Condition normal		0	0	0	0.33
Condition sismique	Horizontal $1+k_v$	0.2	0.06	10.68	0.464
	Horizontal $1-k_v$	0.2	-0.06	12.01	0.484
	Verticale	0	0.06	0	0.33

X.3.3. Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges

- ✓ **Evaluation des charges statiques dues au remblai.**

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est donnée par la formule suivante :

$$F_h = \frac{1}{2}\,\gamma\, K_a\, L\, H^2$$

Avec

γ : la masse volumique de remblai $\gamma = 18\ KN/m^3$.

H : la hauteur totale de la culée.

K_a : Coefficient de poussée dans le cas normal.

Tableau X.4.Evaluation des charges Statiques dues au remblai.

Désignation	Poids (KN)	d_{FV}(m)	M_V(KN.m)
Remblai au-dessous de DDT	2811.93	2.02	5688.54
Remblai au-dessus de DDT	355.03	2.04	725.65

Tableau X.5.Evaluation des charges Statiques dues au remblai.

Désignation	F_H(KN)	d_{FH}(m)	M_H(KN.m)
Poussée Mur Frontal	1763.84	3.81	6726.13
Poussée Semelle	1076.20	0.80	860.96
Poussée DDT	22.50	8.88	199.83

Les moments sont calculés par rapport au point situé en bas de la semelle (coté du tablier)

✓ **Evaluation des charges Sismiques dues à la poussée des terres**

La formule de la poussée dynamique globale due aux terres (effet statique et dynamique) est écrite comme suit :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\,\gamma\,(1 \pm K_v) L\,H^2 k_{ad}$$

Cette poussée est appliquée à mi-hauteur.

Tableau X.6.calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres.

Cas	k_{ad}	F_{ad}(KN)	d(m)	M_h(KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.46	5220.98	3.120	16289.47
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.48	4834.93	3.120	15084.98

✓ **Evaluation des efforts dus aux surcharges**

Selon SETRA, Une surcharge est appliquée sur le remblai due au compacteur $q = 10KN/m^2$

Cette surcharge engendre une poussée exercée à mi-hauteur donnée par la formule suivante

$$F = \frac{qH}{COS\beta}\,k_a$$

Tableau X.7.Evaluation des efforts dus à surcharge sur remblai.

Poids (KN)	$d_{FV}\ (m)$	M_V(KN.m)	F_H(KN)	d_{FH}(m)	M_H(KN.m)
240	2.02	485.52	370.66	4.68	1734.67

X.3.4Evaluation des efforts issus de la culée :

✓ **Efforts dus au poids propre des éléments de la culée**

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.8.Calcul des efforts dus au poids propre des culées.

Elément	P(KN)	$d_{FV}\ (m)$	M_V(KN.m)
Semelle	3254.40	0.00	0.00
Mur frontal	3548.56	0.00	0.00
Dalle de transition	178.50	2.02	360.28
Mur en routeur	808.11	3.26	2635.98
corbeau	71.85	1.20	86.50
Mur garde-grève	296.84	0.85	252.64

- ✓ **Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée**

Ces efforts sont calculés en multipliant les masses par les coefficients sismiques k_h et k_v :

Tableau X.9.efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée.

Désignation	F_v(KN)	F_H(KN)	$d_{FV}\ (m)$	$d_{FH}\ (m)$	M_V(KN.m)	M_H(KN.m)
Semelle	195,26	650,88	0,00	0,80	0,00	520,70
Mur frontal	212,91	709,71	0,00	4,21	0,00	2987,17
Dalle de transition	10,71	35,70	2,02	8,48	21,62	302,68
Mur en routeur	48,49	161,62	3,26	6,52	158,16	1054,46
Corbeau	4,31	14,37	1,20	8,07	5,19	115,96
Mur garde-grève	17,81	59,37	0,85	8,10	15,16	480,93
Remblai au-dessous de DDT	168,72	562,39	2,02	4,90	341,31	2758,22
Remblai au-dessus de DDT	21,30	71,01	2,04	9,00	43,54	638,88
Somme	679,51	2265,04	/	/	584,98	8859,00

X.3.5. Evaluation des efforts issus du tablier

Tableau X.10.Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.

Désignation	F_v(KN)	F_H(KN)	d_{FV} (m)	d_{FH} (m)	M_V(KN.m)	M_H(KN.m)
Rg	5350,80	/	-0,24	/	-1284,19	/
R(Al)	1666.98	/	-0,24	/	-400.08	/
Rbc	1463.64	/	-0,24	/	-351.27	/
RMc120	1084.94	/	-0,24	/	-260.38	/
RD240	1796.57	/	-0,24	/	-431.18	/
Hf+r	/	127,40	/	-6,82	/	-868,87
HT°	/	67.91	/	-6,82	/	-463.17
Frein Al	/	292.81	/	-6,82	/	-1996.98
Frein Bc	/	150.00	/	-6,82	/	-1023.00
Séisme Tablier	0.00	2050.29	0,24	-6,82	0.00	13982.98

X.4.Cumul des efforts sismiques

Les efforts provenant de l'accélération de la culée et les efforts de poussée sont cumulés directement : $E_{appui} = E_{accélération\ culée} + E_{poussée}$

Par contre les efforts provenant du tablier et des appuis sont cumulés par la formule suivante :

$$E = \sqrt{E_{tablier}^2 + E_{appui}^2}$$

On distingue dans le calcul trois cas défavorables :

Cas 01 : Séisme horizontal avec séisme vertical descendant.

Cas 02 : Séisme horizontal avec séisme vertical ascendant.

Cas 03 : Séisme vertical.

Tableau X.11.Efforts sismiques totales.

	Efforts provenant de l'appui			Efforts totale		
cas	F_v(KN)	F_H(KN)	M(KN.m)	F_v(KN)	F_H(KN)	M (KN.m)
01	0.00	7486.03	25148.46	0.00	7761.72	28774.45
02	0.00	7099.97	23943.98	0.00	7390.08	27727.93
03	679.51	0.00	584.98	679.51	0.00	584.98

X.5.Combinaison des efforts

Les sollicitations les plus défavorables sur la culée :

Tableau X.12.combinaison des efforts.

cas	Combinaison	F_v(KN)	F_H(KN)	M(KN.m)
ELS	$G + 1.2A(l)_{3v} + 0.6H_T + H_{f+r}$	18676,40	3301,98	2798,54
ELU	$1.35G + 1.6A(l)_{3v} + 0.9H_T + H_{f+r}$	25179,79	4459,27	3780,88
ELA	$P_{MAX} - H + 0.3V$	16879.87	7899.99	-21076.53

X.6.Etude des éléments de la culée

X.6.1Etude de mur frontal

Le mur frontal est un élément travaille à la flexion composée, il est sollicité par des charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

X.6.1. 1.Les sollicitations les plus défavorables

Tableau X.13.combinaison des efforts.

cas	**Combinaison**	F_v**(KN)**	F_H**(KN)**	**M(KN.m/ml)**
ELS	$G + 1.2A(l)_{3v} + 0.6H_T + H_{f+r}$	11801,95	2305.87	-509.35
ELU	$1.35G + 1.6A(l)_{3v} + 0.9H_T + H_{f+r}$	15899,30	3006,40	-687.18

X.6.1.2. Ferraillage du mur frontal

-Section d'acier avec ROBOT expert.

As=20 cm² ➔soit 5T25/ml avec un espacement e=20cm.

-armateur de constructions

As'=As/3 =6.66 cm² ➔soit 5T14/ml avec un espacement e=20cm.

-armateurs transversales

On opte pour 5T12, e=20cm.

X.6.2. Etude mur garde grève

X.6.2.1. Détermination des efforts

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base :

- Le moment des poussées des terres

$$\boldsymbol{M_p = \frac{P \times H}{3}} \quad ; \quad \boldsymbol{P = \frac{1}{2} K_{ah}\, \gamma\, H^2\, L\, \lambda}$$

Avec :

K_{ah} : Coefficient de poussée des terres K_{ah}=0.33.

H : hauteur des remblais H=2.57m.

L : longueur des remblais.

P= 19.62 KN/mlv ; M_p=16.80 KN.m/ml

$M_{p_ultime} = 22.69\ KN.m/ml$

$M_{p_service} = 16.80\ KN.m/ml$

- Moment du à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2 \times \mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

μ : Coefficient de pondération, μ 1.6 à $L'ELU$,1.2 à $L'ELS$

P=60 KN

$M_{p_ultime} = 91.55\ KN.m/ml$

$M_{p_service} = 68.66\ KN.m/ml$

- Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)}\, dx \quad ; \quad \text{K} = K_{ah} \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

bc : coefficient de majoration dynamique du system Bc.

γ: Coefficient de pondération γ=1.6 à $L'ELU$,1.2 à $L'ELS$

δ: Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

H : hauteur de mur garde grève

$k_{ultime} = 0.67$

$k_{service} = 0.50$ ➔ $M_{p/k} = 8.69\ t.m$

$M_{p_ultime} = 91.55\ KN.m/ml.$

$M_{p_service} = 68.66\ KN.m/ml.$

X.6.2.2. Combinaison d'action sur le mur garde grève

$M_{p_ultime} = 172.53\ KN.m/ml.$

$M_{p_service} = 129.19 KN.m/ml.$

X.6.2.3. Ferraillage du mur garde grève

Le MGG est sollicité par une flexion simple (fissuration préjudiciable).

-Section d'acier avec ROBOT expert

As=14.3 cm² ➔soit 5T20/ml avec un espacement e=20cm.

-armateur de constructions

As'=As/3 =4.77cm² ➔soit 5T12/ml avec un espacement e=20cm.

-armateurs transversales

Ast=3.58 cm² ➔On opte pour 5T10, e=20cm.

X.6.3. Dalle de transition

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée et sollicitée par une flexion simple ainsi la fissuration est considérée préjudiciable.

TableauX.15 les efforts agissant sur la dalle de transition

Tableau X. 14.les efforts agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	Q(KN/ml)	M(MK.m/ml)	V(KN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	14.76	29.52	29.52
Surcharges	10	20	20

X.6.3.1. Combinaison des actions

Tableau X.15.combinaison des actions.

Etat	Combinaison	M(MK.m/ml)	V(KN)
ELS	G+1.2Q	72.36	72.36
ELU	1.35G+1.6Q	97.29	97.29

X.6.3.2. Ferraillage de la dalle de transition

-Section d'acier avec ROBOT expert

As=13 cm² ➔soit 5T20/ml avec un espacement e=20cm.

-armateur de constructions

As'=As/3 =4.33 cm² ➔soit 5T14/ml avec un espacement e=20cm.

-armateurs transversales

Ast=3.25 cm² ➔On opte pour 5T12, e=20cm.

X.6.4. Etude corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- Réaction au poids des charges permanentes :

$R_{per} = \frac{ql}{2} = \frac{24.18 \times 4}{2} = 48.36\ KN/ml.$

- Réaction des surcharges sur remblais

$R_{rem} = \frac{ql}{2} = \frac{10 \times 4}{2} = 20.00\ KN/ml.$

X.6.4.1. Combinaison des actions

ELS : $R_{service} = R_G + 1.2R_Q$ ELS : $R_{service} = 72.36\ KN.m/ml$

ELU : $R_{ultime} = 1.35R_G + 1.6R_Q$ ELU : $R_{ultime} = 97.29\ KN.m/ml$

X.6.4.2. Ferraillage de corbeau

Avec ROBOT expert

- Armateur horizontal (flexion) As=5.5cm² ➔5T12.
- Armateur vertical (compression) As=11.2cm² ➔5T20 .

X.6.5. Etude du mur en retour

On modélise le mur en retour à l'ELS en utilise un modèle 3D par logiciel ROBOT, on suppose que le mur en retour est encastré sur ses deux côtés, et il est sollicité par une flexion composée, la fissuration est considérée préjudiciable :

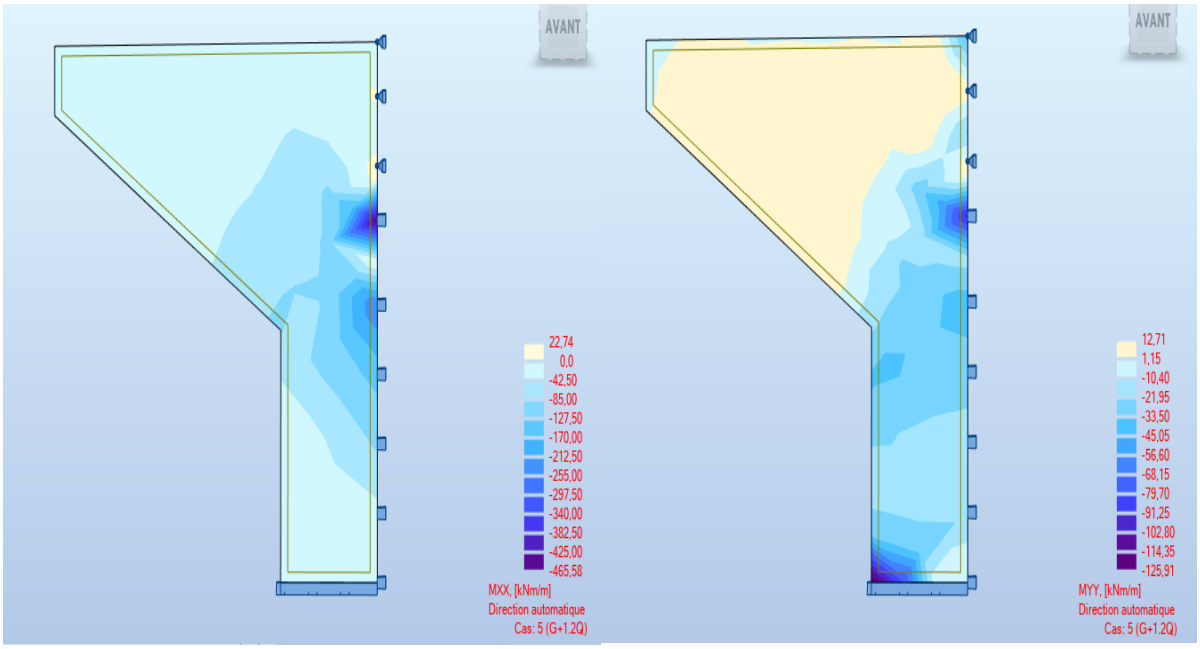


Figure X.2.les sollicitations dus au mur en retour à l'ELS.

Les sollicitations agissantes sur le mur en retour à l'ELS sont :

- $M_s = M_G + 1.2M_Q = 425\ KN.m/ml.$
- $M_s = M_G + 1.2M_Q = 125\ KN.m/ml.$

X.6.5.1. Ferraillage du mur en retour

Ferraillage horizontal

- Zone intérieure : As=35cm²➔ : 5T32/ml .
- Zone extérieure : As=35/3=11.66cm²➔ 5T20/ml.

Ferraillage vertical

- Zone intérieure : As=9.8cm²➔ 5T16/ml.
- Zone extérieure : As=9.8/3=3.266cm²➔ 5T12/ml.

X.6.6. Etude de la semelle :

En utilisant la méthode de billes pour le dimensionnement de la semelle, l'angle $\boldsymbol{\alpha}$ qui montre l'inclinaison de la bielle avec l'horizontal doit être supérieur ou égal à 45°.

On doit donc avoir :

$\mathbf{h} \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$

H: la hauteur de la semelle H= 1,60 m.

h : la hauteur utile de la semelle h=H-0.1.

b : le diamètre du fut b= 2m.

L : entraxe entre pieux L=3,6m.

∅ : diamètre du pieu ∅=1.2m.

On a h=1.5m > $\frac{3.6}{2}-\frac{2}{4}$=1.3m La condition est vérifiée.

X.6.6.1. Le ferraillage de la semelle :

Les armatures transversales inférieures seront calculées comme suit :

As=$\frac{N1}{\bar{\sigma}} \times \frac{\frac{l}{2}-\frac{b}{4}}{h}$

$N1$: Réaction maximale exercée par un seul pieu.

Ces armatures sont placées dans des bandes de largeur égal à H+∅=1.5+1.2=2.7m.

As= 52.60cm² ; **As=**$\frac{52.60}{2.7}$ =21.92cm² /ml .

Selon RPOA **AS min =** 24cm^2/ml.

Alors AS= 24 cm^2/ml 5HA25 espacement e=20cm.

Tableau X.16.Récapitulatif ferraillage de la semelle.

Cas	Calcul de la section	Choix des barres
Armatures transversales supérieures	$\frac{As}{3} = 7.30$cm^2 /ml Selon RPOA Amin =16cm^2/ml On prend A=16cm^2/ml	4HA25/ml
Armatures longitudinales supérieures	$\frac{As}{4} = 5.48$cm^2/ml	4HA14/ml
Armature longitudinale inférieur	As = 21.92cm^2/ml	5HA25/ml
Armatures latérales	$\frac{As}{10} = 2.192$ cm^2/ml	4HA12/ml

X.6.7. Etude des pieux :

- ✓ **Effort normal revenant à chaque pieu :**

Les efforts normaux qui reviennent à chaque pieu sont calculée par la relation suivant :

$Ri=\frac{N}{n} \pm \frac{Mi}{\sum yi}$

Nous obtenons les résultats suivants

Tableau X.17.Effort normal revenant à chaque pieu.

Cas	Rmax(KN)	Rmin(KN)
ELU	2438.14	2141.19
ELS	1805.69	1587.11
ELA	2858.91	517.07

- ✓ **Effort tranchant en tête des pieux $\overline{P}$:**

Tableau X.18.Effort tranchant en tête des pieux.

Cas	Effort tranchant total (KN)	Effort tranchant par pieu (KN)
ELU	4690.6	469.06
ELS	3475.5	347.55
ELA	7900.00	790.00

- ✓ **Moment fléchissant :**

On calcule le moment dans chaque pieu par la méthode de WALTHER.

On alors **:** $\mathbf{M}=\frac{X_{\theta p}}{X_{\theta M}} \times \frac{\overline{p}}{\lambda}$; $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b*C_u}{4EI}}$

Tel que :

b : diamètre du pieu 1,2m .

Cu : module de réaction du sol **30** MN/m³.

E : module d'élasticité du béton ; **E=**33 000 MPa.

I : moment d'inertie du pieu **I=** 0,101 m⁴.

L: longueur du pieu ; **L=** 15m.

Donc

λ =0.228 et $\lambda * l$ =3.419 .

A partir des abaques de WALTHER on obtient les valeurs des coefficients

$X_{\theta p}$=1.2 $X_{\theta M}$=1.51

Tableau X.19.Les moments fléchissant dans chaque pieu.

Cas	Moment par pieu (KN.m)
ELU	1720.17
ELS	1274.56
ELA	2897.15

X.6.7.1. Ferraillage des pieux :

- ✓ **Armature longitudinale :**

À partir du logiciel ROBOT expert, on tire la section d'armature longitudinale en considérant que les pieux sont soumis à la flexion composée.

As=125.1cm^2 .

Condition sur l'armature minimale :

As=113.1cm^2 .

Alors on prend As=125.1cm^2 26HA25.

- ✓ **Armature transversale** :

À partir du logiciel ROBOT expert on trouve Cerce de HA16 espace de 15cm EN zone critique et 20cm en zone courant.

Tableau X.20.Récapitulatif ferraillage des pieux.

Sens	Armature	Espacement
Longitudinal	**26HA25**	**11.5cm**
Transversal	**Cerce HA16**	**15cm en zone critique**
		30cm en zone courant

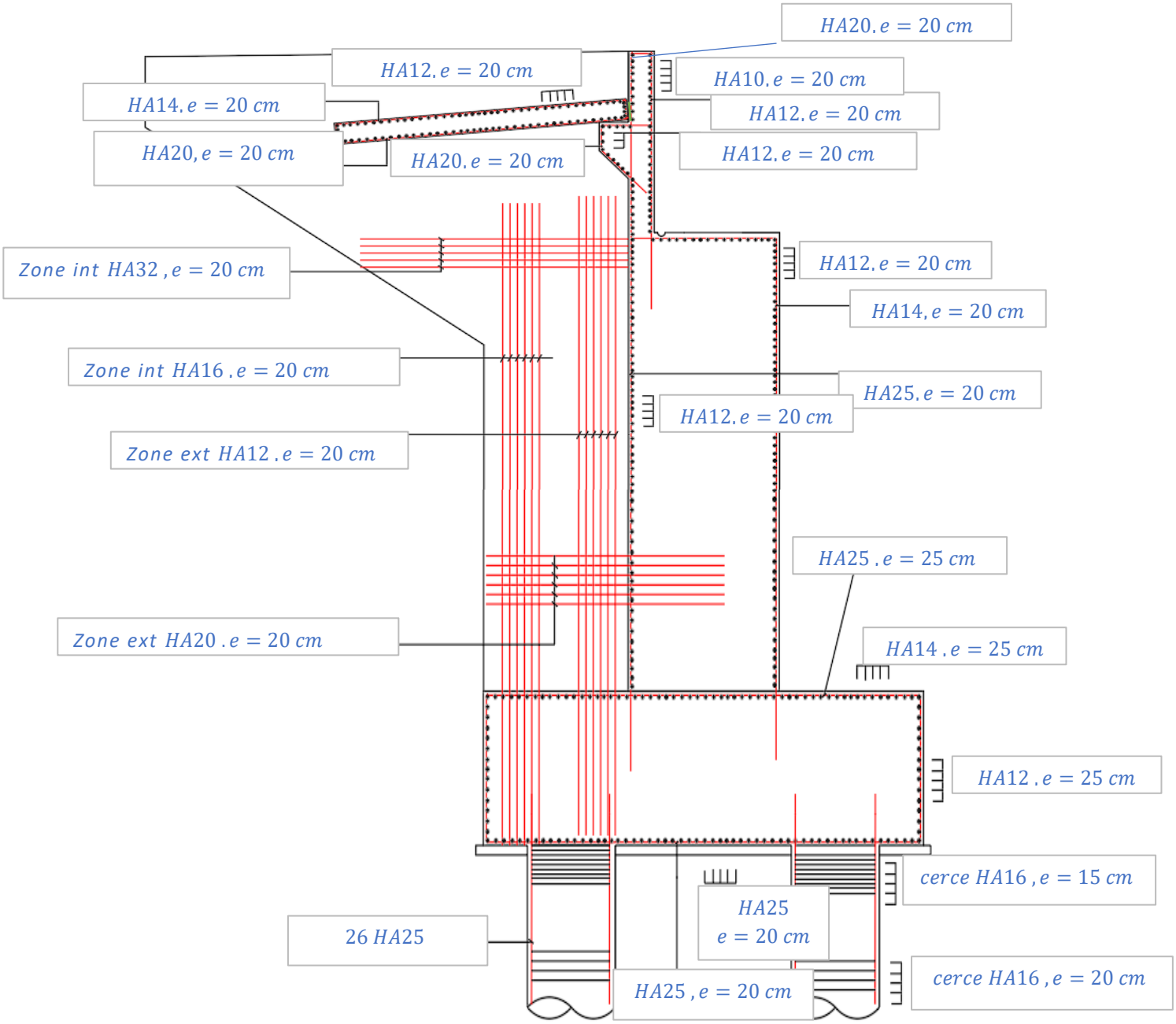


Figure X.3.Ferraillage de la culée.

X.7.CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a conclu que l'effet sismique doit être prise en compte dans le dimensionnement de l'infrastructure lorsque l'ouvrage est situé dans une zone de séismicité moyenne ou élevée.

CHAPITRE XI

COÛT GLOBAL DU PROJET

2020/2021

XI.1. COUT GLOBAL DU PROJET

Parmi les différentes étapes de gestion de projet l'évaluation du coût est une étape très importante pour savoir si le projet est rentable, et pour améliorer les chances de réussite. Le tableau ci-dessous résume les calculs de coût global de notre projet.

Tableau XI.1.Evaluation du cout du projet.

Pieux				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire DA (HT)**	**Montant (DA)**
Forage des pieux Ø 1200mm verticaux	ml	**1 500,00**	**60 000,00**	**90 000 000,00**
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour	ml	**4 500,00**	**2 500,00**	**11 250 000,00**
Essais d'auscultation sonique	u	**100,00**	**40 000,00**	**4 000 000,00**
Recepage des pieux	u	**100,00**	**24 000,00**	**2 400 000,00**
Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	u	**1,00**	**4 000 000,00**	**4 000 000,00**
Total				**111 650 000,00**
Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m^3	**96,00**	**10 500,00**	**1 008 000,00**
Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	m^3	**519,00**	**15 000,00**	**7 785 000,00**
Béton RN 27 pour piles	m^3	**970,00**	**16 000,00**	**15 520 000,00**
Béton RN 27 pour culées	m^3	**573,00**	**16 000,00**	**9 168 000,00**
Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	m^3	**3 020,00**	**20 000,00**	**60 400 000,00**
Total				**93 881 000,00**

Acier				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	***T***	**312,00**	**132 000,00**	**41 184 000,00**
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	***T***	**604,00**	**132 000,00**	**79 728 000,00**
Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	***T***	**60,00**	**470 000,00**	**28 200 000,00**
Total				**149 112 000,00**
TOTAL HORS TAXES				**354 643 000,00**
T V A 19 %				**67 382 170,00**
TOTAL EN TTC				**422 025 170,00**

CONCLUSION GENERALE

2020/2021

CONCLUSION GENERALE :

L'étude d'un projet d'ouvrage d'art est une riche expérience qui rafraichir l'aspect théorique et améliorer l'esprit de recherche pour un étudiant ingénieur.

Ce mémoire nous aide à développer nos compétences de calcule, maitriser la modélisation et l'utilisation de divers logiciels : AUTOCAD, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ROBOT EXPERT, et aussi d'exercer les différents règlements de conception et de calcul des ouvrages d'art : BAEL, BPEL, documents SETRA, RPOA 2008, RCPR .

Ce travail nous a offert également l'opportunité d'exercer et mettre en pratique nos connaissances comme un premier pas dans le domaine professionnel, Nous avons aussi compris le rôle d'un ingénieur, comment s'adapter aux difficultés et de chercher la solution optimale en respectant les contraintes imposées par le site.

A la fin de ce mémoire nous avons acquis une expérience importante qui nous aide d'entamer notre prochaine étape dans le domaine pratique.

BIBLIOGRAPHIE

2020/2021

BIBLIOGRAPHIE

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

BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.

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).

Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Ministère Des Travaux Publics. 2008.

Guide d'application « Pratique de l'Eurocode 2 »

Pratique du BAEL 91.

Guide de conception « Pont courants en zone sismique ».

Document SETRA, (juillet 2007) « Appareils d'appui en élastomère fretté ».

La précontrainte Freyssinet.

Document « Joint de chaussée CIPEC ».

Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.

RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliqué Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.

Document SETRA, (Février 1996) « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

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

ANNEXE A

RESULTATS ESSAIS GEOTECHNIQUES

2020/2021

I. Les essais in site :

I .1. Résultats des essais pressiométriques :

Essais SP01 :

Profondeur(m)	E_M (bars)	P_L (bars)	E_M / P_L	Pression limite nette $Pl^*(Pl-P_0)$
2	309,49	11,31	27,36	11,210
4	315,35	15,71	20,07	15,510
6	78,62	6,66	11,80	6,360
8	827,44	24,85	33,30	23,450
10	588,26	24,73	23,79	22,980
12	575,24	24,75	23,24	22,650
14	1208,61	32,17	37,57	29,720
16	1091,82	24,77	44,08	21,970
18	833,47	24,83	33,57	21,680
20	2098,02	24,97	84,02	21,470
22	3001,4	25,09	119,63	21,240
24	2539,95	25,11	101,15	20,910
26	2461,26	25,03	98,33	20,480
28	2559,85	25,10	101,99	20,200
30	2390,67	25,09	95,28	19,840

Essais SP02 :

Profondeur(m)	E_M (bars)	P_L (bars)	E_M / P_L	Pression limite nette $Pl^*(Pl-P_0)$
2	146,62	14,1	10,40	14,00
4	109,72	10,27	10,68	10,07
6	1038,07	24,69	42,04	23,64
8	788,14	24,59	32,05	23,19
10	1295,91	33,36	38,85	22,55
12	1103,02	24,65	44,75	22,55
14	3015,13	24,91	121,04	22,46
16	2220,31	24,83	89,42	22,03
18	2531,69	24,79	102,13	21,64
20	1953,46	24,84	78,64	21,34
22	2154,48	24,89	86,56	21,04
24	2131,54	24,89	85,64	20,69
26	1973,98	24,81	79,56	20,26
28	2252,54	24,91	90,43	20,01
30	1764,2	24,84	71,02	19,59

Essais SP03 :

Profondeur(m)	E_M (bars)	P_L (bars)	E_M / P_L	Pression limite nette Pl*(Pl-P_0)
2	53,18	4,85	10,96	4,75
4	80,58	4,95	16,28	4,75
6	852,7	31,59	26,99	23,16
8	1031,65	24,56	42,01	23,16
10	865,75	24,61	35,18	22,86
12	1248,51	24,69	50,57	22,59
14	1210,92	24,76	48,91	22,31
16	1534,1	24,85	61,73	22,05
18	1943,27	24,92	77,98	21,77
20	1466,73	24,97	58,74	21,47
22	1549,5	25,03	61,91	21,18
24	1968,17	25,01	78,70	20,81
26	2187,29	25,03	87,39	20,48
28	1697,46	25,01	67,87	20,11
30	1923,78	24,95	77,11	19,70

Interprétation des résultats : L'analyse et l'examen des résultats obtenus à partir des essais pressiométriques caractérisent les deux formations suivantes :

- graviers et sables de classe A. Elle est rencontrée en surface jusqu'à 6m.

- marne tendre de classe A. Cette formation est rencontrée en profondeur à partir de 6 m.

I .2. Résultats des essais pénétration standard (SPT) :

Prof(m)	SC01				SC02				SC03			
	N_0	N_1	N_2	N	N_0	N_1	N_2	N	N_0	N_1	N_2	N
03	refus	-	-	refus	6	9	16	15	17	refus	-	refus
06	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus	7	9	10	19
09	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus	14	refus		refus
12	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus	12	38	refus	refus
15	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus
18	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus
21	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus
24	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus
27	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus
30	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus	refus	-	-	refus

Interprétation des résultats :

1- au droit de Sc2 et Sc3

- couche alluvionnaire moyennement compacte à très dense jusqu'à 6m

- de 6 à 30 m, refus à cause de la présence de la marne indurée.

2- au droit de Sc1

- refus à cause de la présence de la marne indurée

I .3. Pose et relevée piézométrique :

N° Sondage	Profondeur (m)	Niveau de l'eau (m)		
		25/02/2016	29/02/2015	06/03/2016
Sc03	30	9.00	9.50	10.8

II. ESSAIS DE LABORATOIRE :

II.1. Essais physique :

Sondage / prof (m)		SC2 / 2.50-3.00	SC3 / 3.50-4.00
Granulométrie (%)	5 mm	33.2	79.5
	2 mm	29.5	61.3
	0.08mm	6.38	24.8
Sédimentométrie (%)	20 µm	4	17
	2 µm	1	8
Limites d'Atterberg (%)	W_L (%)	-	34.86
	I_P	-	9.04
Valeur au bleu de méthylène	VBS(%)	0.61	-

II.2. Compression sur roche :

Sondage / prof (m)	Densité (t / m3)	Rc (MPa)
SC1 / 25.5-25.7	2.54	35.80
SC2 / 6.40-6.60	2.52	21.90
SC2 / 22.5-22.8	2.54	34.20
SC2 / 29.5-29.8	2.58	35.80

II.3.Les analyse chimique :

Sondage	prof (m)	Sulfates SO_4^{--}	Carbonates $CaCo_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques
01	2.00/2.10	trace	12.30	-	-
	23.0/23.5	trace	23.80	-	-
	42.5/43.0	trace	13.00	-	-
02	2.50/3.00	trace	42.70	trace	1.88
	6.40/6.50	trace	9.90	trace	1.09
	18.0/18.10	trace	4.10	trace	1.82
	22.0/22.10	trace	3.30	trace	-
03	2.80/3.00	trace	44.30	trace	1.20
	9.00/9.10	trace	9.20	trace	-
	16.5/16.6	trace	9.80	trace	-
	29.5/29.8	trace	7.50	trace	-

ANNEXE B
ETUDE DE L'HOURDI

2020/2021

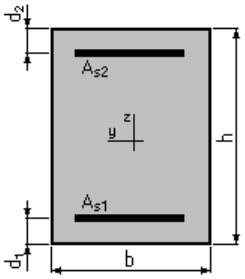
Ferraillage de la dalle nappe inférieure (A mi-travée)
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 30,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	42,17	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 10,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 1,7 (cm2)		
théorique	ρ = 1,69 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 42,17 (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 = 16,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 16,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

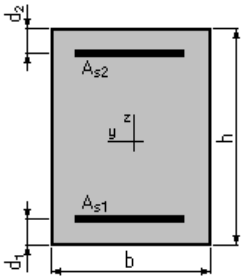
Ferraillage de la dalle nappe supérieure (Sur appuis)
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
  * Prise en compte des armatures comprimées
  * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 30,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	32,71	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0,9 (cm2)		
théorique	ρ = 1,29 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 32,71 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,2 (cm)
Bras de levier: Z = 16,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 14,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

ANNEXE C

ETUDE DE LA PILE

2020/2021

Combinaisons des efforts agissant sur les futs de la pile à L'ELS

ELS	N(KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	M(KN.m)
G+0,6HT+ Hflv	14960,31	336,30	4506,38	0,00	4506,38
G+1.2Al+0,6HT+ Hflv	17648,86	453,80	6080,90	0,00	6080,90
G+1.2Bc+0,6HT+ Hflv	16867,50	552,30	7400,78	0,00	7400,78
G+Mc120+0,6HT+ Hflv	16099,58	336,30	4506,38	0,00	4506,38
G+D240+0,6HT+ Hflv	17082,60	336,30	4506,38	0,00	4506,38

Combinaisons des efforts agissant sur les futs de la pile à L'ELU

ELU	N(KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	M(KN.m)
1,35G +0,9 HT + Hflv	20196,42	466,23	6247,42	0,00	6247,42
1.35G+1.6Al+0,9 HT + Hflv	23781,16	622,89	8346,78	0,00	8346,78
1.35G+1.6Bc+0,9 HT + Hflv	22739,33	754,23	10106,62	0,00	10106,62
1.35G+1.35Mc120+0,9 HT + Hflv	23061,50	466,23	6247,42	0,00	6247,42
1.35G+1.35D240+0,9 HT + Hflv	20196,42	466,23	6247,42	0,00	6247,42

Evaluation des efforts sismiques sur les futs de la pile

	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	Bras de levier (m)	Mv (MN.m)	M_L (MN.m)	M_T (MN.m)
Efforts sismiques provenant de la Pile	1,46	1,08	1,19	5,90	0,00	6,4	7,03
Efforts sismiques provenant du Tablier	00.00	2.89	4.20	11,80	0,00	34.05	49.53
Totale	1.46	3.08	4.36	/	0,00	34640	50030

Combinaison des composantes de l'action sismique sur les futs de la pile

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	3,08	0,00	0,00	3,08	0,92	0,92
V_T(MN)	0,00	4,36	0,00	1,31	4,36	1,31
M_L(MN.m)	34,64	0,00	0,00	34,64	10,39	10,39
M_T(MN.m)	0,00	50,03	0,00	15,01	50,03	15,01
N (MN)	0,00	0,00	1,46	0,44	0,44	1,46

Combinaison des Efforts permanents provenant du Tablier :

Rmax= Rmin	N (MN)	V (MN)	MT (MN.m)	ML(MN.m)
G+0.4HT+ Hflv	10.70	0.31	0.00	3.65

Poids propre de la pile

Désig	N (MN)
Poids propre Fûts	2,78
Poids propre Chevêtre	1,48
Poids propre pile	4,26

Les combinaisons à L'ELA

	Combinaison
1	E1 + P perm + R max
2	E2 + P perm + R max
3	E3 + P perm + R max
4	-E1 + P perm + R min
5	-E2 + P perm + R min
6	-E3 + P perm + R min

Remarque	Le signe - porte uniquement sur l'effort normal

Combinaisons des efforts agissant sur les futs de la pile à L'ELA

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L(MN)	3,39	1,23	1,23	3,39	1,23	1,23
V_T(MN)	1,31	4,36	1,31	1,31	4,36	1,31
M_L(MN.m)	38,29	14,04	14,04	38,29	14,04	14,04
M_T(MN.m)	15,01	50,03	15,01	15,01	50,03	15,01
N (MN)	15,40	15,40	16,42	14,52	14,52	13,50

Combinaisons des efforts agissant sur la semelle de la pile à L'ELS

ELS	N(KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	M(KN.m)
G+0,6HT+ Hflv	18214,71	336,30	5044,45	0,00	5044,45
G+1.2Al+0,6HT+ Hflv	20903,26	453,80	6806,98	0,00	6806,98
G+1.2Bc+0,6HT+ Hflv	20121,90	552,30	8284,45	0,00	8284,45
G+Mc120+0,6HT+ Hflv	19353,98	336,30	5044,45	0,00	5044,45
G+D240+0,6HT+ Hflv	20337,00	336,30	5044,45	0,00	5044,45

Combinaisons des efforts agissant sur la semelle de la pile à L'ELU

ELU	N(KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	M(KN.m)
1,35G+0,9 HT + Hflv	24589,86	466,23	6993,38	0,00	6993,38
1.35G+1.6Al+0,9 HT + Hflv	28174,60	622,89	9343,41	0,00	9343,41
1.35G+1.6Bc+0,9 HT + Hflv	27132,77	754,23	11313,38	0,00	11313,38
1.35G+1.35Mc120+0,9 HT + Hflv	27454,94	466,23	6993,38	0,00	6993,38

1.35G+1.35D240+0,9 HT + Hflv	**24589,86**	**466,23**	**6993,38**	**0,00**	**6993,38**

Evaluation des efforts sismiques sur la semelle de la pile

Dés	**N (MN)**	**V_L (MN)**	**V_T (MN)**	**Bras de levier (m)**	**Mv (MN.m)**	**M_L (MN.m)**	**M_T (MN.m)**
Efforts sismiques provenant de la Pile	**1,46**	**1,08**	**1,19**	**7,50**	**0,00**	**8,1**	**8,93**
Efforts sismiques provenant du Tablier	**00.00**	**2.89**	**4.20**	**13,40**	**0,00**	**38.67**	**56.25**
Efforts sismiques provenant du Semelle	**0.2**	**0.65**	**0.65**	**0.8**	**0.00**	**0.52**	**0.52**
Totale	**1.48**	**3.15**	**4.41**	**/**	**0.00**	**39.51**	**56.96**

Combinaison des composantes de l'action sismique sur la semelle de la pile

	E_L	**E_T**	**E_V**	**E_1**	**E_2**	**E_3**
V_L (MN)	**3,15**	**0,00**	**0,00**	**3,15**	**0,94**	**0,94**
V_T(MN)	**0,00**	**4,41**	**0,00**	**1,32**	**4,41**	**1,32**
M_L(MN.m)	**39,51**	**0,00**	**0,00**	**39,51**	**11,85**	**11,85**
M_T(MN.m)	**0,00**	**56,96**	**0,00**	**17,09**	**56,96**	**17,09**
N (MN)	**0,00**	**0,00**	**1,48**	**0,44**	**0,44**	**1,48**

Combinaison des Efforts permanents provenant du Tablier :

Rmax= Rmin	**N (MN)**	**V (MN)**	**MT (MN.m)**	**ML(MN.m)**
G+0.4HT+ Hflv	**10.70**	**0.31**	**0.00**	**4.14**

Poids propre de la pile

Désig	N (MN)
Poids propre Fûts	2,78
Poids propre Chevêtre	1,48
Poids propre de la semelle	3.25
Poids propre pile	7.51

Combinaisons des efforts agissant sur la semelle de la pile à L'ELA

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	3,46	1,25	1,25	3,46	1,25	1,25
V_T(MN)	1,32	4,41	1,32	1,32	4,41	1,32
M_L(MN.m)	43,65	16,00	16,00	43,65	16,00	16,00
M_T(MN.m)	17,09	56,96	17,09	17,09	56,96	17,09
N (MN)	15,60	15,60	16,63	14,71	14,71	13,68

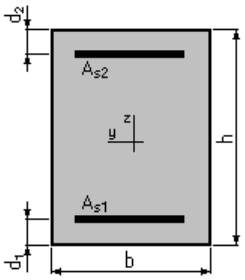
Ferraillage de chevêtre
Nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

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 = 249,0 (cm)
h = 160,0 (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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	3960,39	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 113,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 38,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,30 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 3960,39 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 39,4 (cm)
Bras de levier: Z = 139,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,8 (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)

Ferraillage de chevêtre

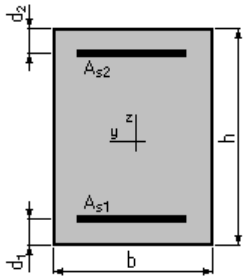
Nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

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 = 249,0 (cm)
h = 160,0 (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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	590,84	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 38,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 38,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 590,84 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2,34
Position de l'axe neutre: y = 24,3 (cm)
Bras de levier: Z = 144,9 (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)

Ferraillage longitudinal des futs :

Calcul de Section en Flexion Composée

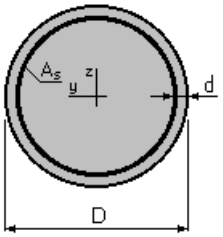
1. Hypothèses :

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 = 200,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	9044,25	3771,12	0,00
2.	ELS	6707,30	2761,48	0,00
3.	ELA	4840,00	12763,33	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 314,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 314,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1570,8 (cm2)
Théorique ρ = 1,00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 9044,25 (kN) M_y = 3771,12 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,71 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 149,1 (cm)
Bras de levier: Z = 124,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,02 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s =204,0 (MPa)
Comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 6707,30 (kN) M_y = 2761,48 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,37
Position de l'axe neutre: y = 160,3 (cm)
Bras de levier: Z = 129,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 10,9 (MPa)
Comprimée: σ_s' = 66,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 4840,00 (kN) M_y = 12763,33 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,22	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 59,4	(cm)
Bras de levier:	Z = 164,3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 7,84	(‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s =500,0 (MPa)

Comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Ferraillage transversal des futs :

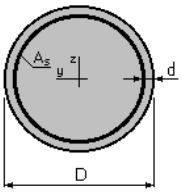
Calcul de Section dans la zone critique à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
* Prise en compte des dispositions sismiques
* Fissuration préjudiciable
* Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 200,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	251,41	9044,25
2.	ELA	1130,00	4840,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale	τ_u = 0,4 (MPa)
Contrainte tangente limite	$\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 12,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

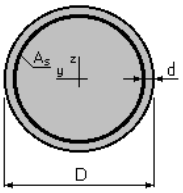
Calcul de Section dans la zone courante à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
* Prise en compte des dispositions sismiques
* Fissuration préjudiciable
* Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 200,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	251,41	9044,25
2.	ELA	1130,00	4840,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,4 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

Ferraillage longitudinal des pieux

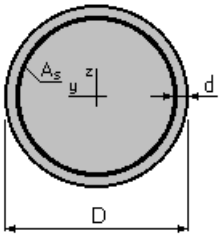
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

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°	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	2084,76	264,21	0,00
2.	ELS	1551,94	193,47	0,00
3.	ELA	-870,00	1212,05	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° 1: Type ELU N = 2084,76 (kN) M_y = 264,21 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,70 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 112,3 (cm)
Bras de levier: Z = 63,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,01 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =2,7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 1551,94 (kN) M_y = 193,47 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,59
Position de l'axe neutre: y = 137,1 (cm)
Bras de levier: Z = 64,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Comprimée: σ_s' = 30,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = -870,00 (kN) M_y = 1212,05 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,65 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 21,4 (cm)
Bras de levier: Z = 102,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,34 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s =500,0 (MPa)
Comprimée: σ_s' = 309,4 (MPa)

Ferraillage transversal des pieux :

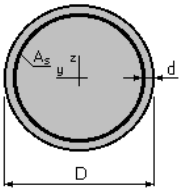
Calcul de Section dans la zone critique à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
* Prise en compte des dispositions sismiques
* Fissuration préjudiciable
* Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	75,12	2084,76
2.	ELA	346,00	-870,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,4 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 15,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

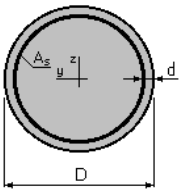
Ferraillage transversal des pieux
Calcul de Section dans la zone courante à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
* Prise en compte des dispositions sismiques
* Fissuration préjudiciable
* Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	75,12	2084,76
2.	ELA	346,00	-870,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,4 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum: $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

ANNEXE D
ETUDE DE LA CULEE

2020/2021

Combinaisons des efforts agissant sur la culée à L'ELS

ELS	F_v(KN)	F_H(KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	M(KN.m)
G+0.6T+H_{f+r}	16676,02	3030,70	-8933,69	8465,40	-468,29
G+0.6T+1.2QH_{f+r}	16964,02	3475,49	-11015,29	9048,03	-1967,27
G+0.6T+1.2A(l)+H_{f+r}	18676,40	3382.07	-11330.06	7985,31	-3344.75
G+0.6T+1.2Bc+H_{f+r}	18432,39	3210,698	-10161,29	8043,87	-2117,41
G+0.6T+Mc120H_{f+r}	17760,96	3030,70	-8933,69	8205,02	-728,67
G+0.6T+D240H_{f+r}	18472,59	3030,70	-8933,69	8034,23	-899,46

Combinaisons des efforts agissant sur la culée à L'ELU

ELU	F_v(KN)	F_H(KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	M(KN.m)
1.35G+0.9T+H_{f+r}	22512,63	4097,56	-12102,17	11428,30	-673,87
1.35G++0.9T+1.6Q+H_{f+r}	22896,63	4690,60	-14877,64	12205,13	-2672,51
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+H_{f+r}	25179,79	4466.05	-15297.33	10788,17	-4509.16
1.35G+0.9T+1.6(Bc+H_{f+r}	24854,46	4337,56	-13738,97	10866,26	-2872,71
1.35G+0.9T+1.35Mc120+H_{f+r}	23977,29	4097,56	-12102,17	11076,78	-1025,39
1.35G+0.9T+1.35D240+H_{f+r}	24938,00	4097,56	12102,17	10846,21	1255,96

Evaluation des efforts sismique de la culée

Désignation	F_v(KN)	F_H(KN)	d_{FV} (m)	d_{FH} (m)	M_V(KN.m)	M_H(KN.m)
Semelle	195,26	650,88	0,00	0,80	0,00	520,70
Mur frontal	212,91	709,71	0,00	4,21	0,00	2987,17
Dalle de transition	10,71	35,70	2,02	8,48	21,62	302,68
Mur en routeur	48,49	161,62	3,26	6,52	158,16	1054,46
Corbeau	4,31	14,37	1,20	8,07	5,19	115,96
Mur garde-grève	17,81	59,37	0,85	8,10	15,16	480,93
Remblai au-dessous de DDT	168,72	562,39	2,02	4,90	341,31	2758,22
Remblai au-dessus de DDT	21,30	71,01	2,04	9,00	43,54	638,88
Somme	679,51	2265,04	/	/	584,98	8859,00

Évaluation des charges Sismique dus à la poussée des terres

Désignation	F_v(KN)	F_H(KN)	d_{FV} (m)	d_{FH} (m)	M_V(KN.m)	M_H(KN.m)
Pad (1+kv)	0	5220,98	0	3,120	0	16289,47
Pad (1-kv)	0	4834,93	0	3,120	0	15084,98

Évaluation des charges Sismique dus à la culée

	F_v(KN)	F_H(KN)	M (KN.m)
CAS 1	0,00	7486,03	25148,46
CAS 2	0,00	7099,97	23943,98
CAS 3	679,51	0,00	584,98

Evaluation des charges Sismique dus au tablier

Désignation	F_v(KN)	F_H(KN)	d_{FV} (m)	d_{FH} (m)	M_V(KN.m)	M_H(KN.m)
Seisme Tablier	0.00	2050.29	0,24	6,82	0,00	13982.98

Evaluation des charges Sismique sur la culée

	F_v(KN)	F_H(KN)	M (KN.m)
CAS 1	0,00	7761.72	28774.45
CAS 2	0,00	7390.08	27727.93
CAS 3	679.51	0,00	584.98

Combinaisons des efforts agissant sur la culée à L'ELA

	F_v(KN)	F_H(KN)	M (KN.m)	R2(KN)	R1(KN)
P max - H + 0,3V	16879,87	7899,99	-21076,53	2858.91	517.07
P min - H - 0,3V	16472,17	7528,35	-20380,99	2779.49	514.94
P max + V - 0,3H	17355,53	2466,78	-524,93	1764.72	1706.39
P min - V - 0,3H	15996,51	2355,29	-1380,93	1676.37	1522.93

Evaluations des efforts agissant sur le mur frontal

Désig	F_v(KN)	F_H(KN)	d_{FV} (m)	d_{FH} (m)	M_V(KN.m)	M_H(KN.m)
Mur F	3548,556	/	0	2,41	0	/
DDT	178,5	/	1,23	6,68	219,555	/
Corbeau	71,85	/	1,2039	6,47	86,500215	/
MGG	296,835	/	0,8511	6,50	252,63627	/
Poids des T sur DDT	355,03418	/	1,23	7,40	436,69204	/
Poussée Mur Frontal	/	1763,844	8	2,21	/	3903,98
Poussée DDT	/	22,50332	/	7,28	/	163,824
Poussée Sur 10kN/m²	/	295,1546	/	3,32	/	979,913
Tablier	5350,80	/	-0,24	/	-1284,19	/
R(Al)	1666,98	/	-0,24	/	-400,08	/
Rbc	1463,64	/	-0,24	/	-351,27	/
RMc120	1084,94	/	-0,24	/	-260,38	/
RD240	1796,57	/	-0,24	/	-431,18	/
Hf+r	/	127,40	/	-5,22	/	-665,03
HT°	/	67,91	/	-5,22	/	-354,51
Frein Al	/	292.81	/	-5,22	/	-1528.48
Frein Bc	/	150,00	/	-5,22	/	-783,00

Combinaisons des efforts agissant sur le mur frontal à L' ELS

ELS	F_v(KN)	F_H(KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	M(KN.m)

G+0.6T+H_{f+r}	9801,58	1954,50	-4945,53	-288,81	-5234,34
G+0.6T+1.2Q+H_{f+r}	9801,58	2308,68	-6121,43	-288,81	-6410,24
G+0.6T+1.2A(l) +H_{f+r}	11801,95	2305.87	-6779.71	-768,90	-7548.61
G+0.6T+1.2Bc+H_{f+r}	11557,95	2134,496	-5885,13	-710,34	-6595,47
G+0.6T+Mc120+H_{f+r}	10886,51	1954,50	-4945,53	-549,19	-5494,73
G+0.6T+D240+H_{f+r}	11598,15	1954,50	-4945,53	-719,99	-5665,52

Combinaisons des efforts agissant sur le mur frontal à L' ELU

ELU	F_v(KN)	F_H(KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	M(KN.m)
G+0.6T+H_{f+r}	13232,13	2644,68	-6708,38	-389,89	-7098,27
G+0.6T+1.2Q+H_{f+r}	13232,13	3116,93	-8276,24	-389,89	-8666,13
G+0.6T+1.2A(l) +H_{f+r}	15899,30	3113,18	-9153,94	-1030,01	-10183,96
G+0.6T+1.2Bc+H_{f+r}	15573,96	2884,68	-7961,18	-951,93	-8913,11
G+0.6T+Mc120+H_{f+r}	14696,79	2644,68	-6708,38	-741,41	-7449,79
G+0.6T+D240+H_{f+r}	15657,50	2644,68	-6708,38	-971,98	-7680,36

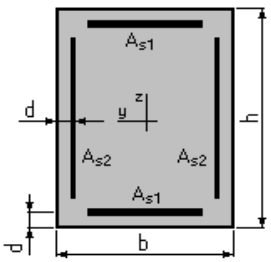
Ferraillage du Mur frontal
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

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:



b = 100,0 (cm)
h = 200,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	11801,95	509,35	0,00
2.	ELU	15899,30	687,18	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 40,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1000,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 11801,95 (kN) M_y = 509,35 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,33
Position de l'axe neutre: y = 910,9 (cm)
Bras de levier: Z = 99,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 96,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 15899,30 (kN) M_y = 687,18 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,81 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 244,1 (cm)
Bras de levier: Z = 97,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,08 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Contrainte de l'acier: comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Ferraillage Mur en retour(Ferraillage vertical)

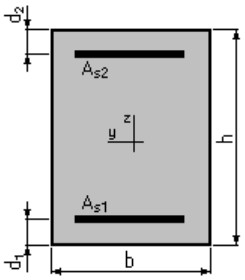
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	125,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 9,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,5 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,18 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 125,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,3 (cm)
Bras de levier: Z = 51,2 (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 = 24,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage Mur en retour (Ferraillage horizontal)

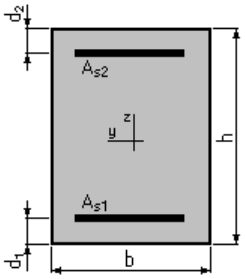
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	425,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

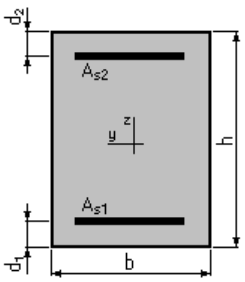
Section théorique A_{s1} = 35,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,5 (cm2)
théorique ρ = 0,64 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 425,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,4 (cm)
Bras de levier: Z = 48,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,0 (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)

* dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	172,53	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	129,19	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 14,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)		
théorique	ρ = 0,48 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 172,53 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,5	(cm)
Bras de levier:	Z = 27,8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,23	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 129,19 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,47
Position de l'axe neutre:	y = 9,4 (cm)
Bras de levier:	Z = 26,9 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 10,2 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 337,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	97,29
Etat **L**imite de **S**ervice	72,36
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	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 = 0,70		N_u (béton seul)	= 4799,98	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 15,0 (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 (%)

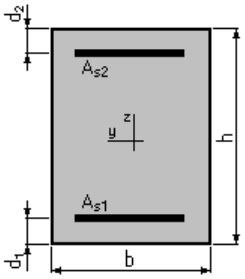
Dalle de transition
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

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)	97,29	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	72,36	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,0 (cm2)
théorique ρ = 0,52 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 97,29 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)
Bras de levier: Z = 23,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,49 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 72,36 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,1 (cm)
Bras de levier: Z = 22,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

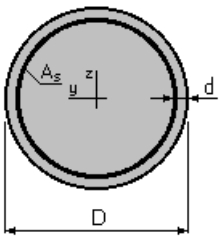
PIEU (CULEE)
Armateur longitudinales : Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

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 = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	2141,19	1720,17	0,00
2.	ELS	1587,11	1274,56	0,00
3.	ELA	517,07	2897,15	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 125,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,11 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 2141,19 (kN) M_y = 1720,17 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,92 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 50,8 (cm)
Bras de levier: Z = 85,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 4,06 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 1587,11 (kN) M_y = 1274,56 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,31
Position de l'axe neutre: y = 50,1 (cm)
Bras de levier: Z = 88,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 190,6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 127,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 517,07 (kN) M_y = 2897,15 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 31,3 (cm)
Bras de levier: Z = 94,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,77 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 471,0 (MPa)

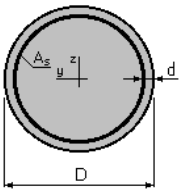
Cerces des pieux
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	469,06	2141,19
2.	ELA	790,00	517,07

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,8 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)