République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC « V2 » AU NIVEAU DU PK10+266 AU PK 10+506 DE LA PENETRANTE RELIANT TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :
MENAS Hamid
HAI Amar

Encadré par :
Mme : SEDIK Rezika
Mr : BABAKHOUYA Youcef

Promotion 2020/2021

©ENSTP-FJ –Garidi –Vieux Kouba

REMERCIEMENT

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Madame **SEDIK REZIKA**, on la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent à monsieur **BABAKHOUYA YOUCEF** pour son aide et son soutien moral et son encouragement.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnels.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Finalement, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles qui nous ont toujours soutenues et à tout ce qui nous ont aidés de proche ou de loin.

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond amour

A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'éspoirs, à la source d'amour

Incessible, à la mère des sentiments qui ma bénie par ces prières, mère **DAHMANI YAMINA.**

A mon support dans ma vie,qui m'a appris m'a supporté et ma dérigé vers la gloire, père **MENAS KAMEL.**

A Mon frère mon bras droit **ALI** et a mes sources de bonheur mes chéres sœurs **SARAH** et **YASMINE**.

A mes grand-mères **FATMA** et **SAADIA** et a ma tante **MENAS NADIA** qui m'ont toujours soutenu.

A mes ancles et mes tantes qui m'ont toujours soutenu durant mon parcours.

A tous mes amis spécialement **JUGURTA ,TOUFIK et MOHAMMED.**

A tous mes amis de l'ENSTP spécialement **REDHA, WAIL**

ABDELHAK REDHA , OMAR , MOHAMED, AHMED,FARID,OUSSAMA.

A tous ceux qui m'ont aidé de proche ou de loin.

A mon très cher binome **HAI IMAD AMAR** et toute sa famille.

MENAS HAMID

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A la femme qui m'a porté toute ma vie et m'a enveloppé de gentillesse.Mère **SEMOUN OUAHIBA** ,je t'éxprime mon profond amour.

A mon père **HAI ABDELKRIM** que je lui exprime mon profond respect et j'espère que j'ai été à la hauteur.Ma joie est que tu sois fier de moi.

A mon cher frère **HAI LAID** et ma chère sœur **HAI SAFA** qui m'avaient toujours soutenu durant ces années d'études.

A ma chère amie **CHAIMA**

A tous mes amis spécialement **BILAL** ,**FAWZI**,**LAMINE**

A tous mes amis de l'ENSTP spécialement **REDHA**, **WAIL**

ABDELHAK REDHA , **OMAR** , **MOHAMED, AHMED**,**FARID**,**OUSSAMA**

A tous ceux qui éprouvent un sentiment d'amitié et fraternité envers moi.

A mon très cher binome **MENAS HAMID** et toute sa famille.

Puisse Dieu vous donne santé,bonheur,courage et surtout réussite.

HAI AMAR

Résumé

Ce projet de fin d'études, a pour but de faire la conception et l'étude d'un viaduc qui fait partie du projet de la pénétrante reliant la willaya de Tizi-Ouzou a l'autoroute est-ouest.

Ce mémoire débute par une recherche bibliographique sur la gestion des ouvrages d'art. Par la suite de ce travail l'étude de l'ouvrage se compose de trois parties principales. La première partie consiste à présenter le site de réalisation de l'ouvrage avec ses caractéristiques, la deuxième partie traite la conception des variantes qu'on finira par choisir la plus avantageuse. Une fois la variante est choisie, on effectue le pré-dimensionnement et l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte ainsi que l'étude de l'hourdis et les équipements, enfin la conception et le dimensionnement de l'infrastructure.

Mots clés : Poutre, viaduc, précontrainte, Pile, Culée, Fondation.

Abstract

This Project aim to design and study a bridge which link the state of Tizi-Ouzou and the East-West highway.

This theses Begin with a bibliographical research on the management and maintenance of bridge. Following this work, the study of the project consists of three main parts, The first part consists in presenting the site of work construction with his characteristics, the second part deals with the design of in order to choose the most advantageous variant, Once of the variant is selected, then we do the pre-dimension and evaluation of loads and overloads, the study of the pre-stressing as well as the study of the salbs and equipment, finally the design and dimension of the infrastructure.

Keywords: viaduct, multi-span, beams, design, the pre-stressed, infrastructure, slabs.

ملخص

هذا العمل يهدف الى تصميم و دراسة جسر ينتمي الى مشروع انجاز الطريق السريع الذي يربط ولاية تيزي وزو بالطريق السيار شرق غرب.

نبتدأ هذه المذكرة ببحث حول معالجة الجسور بصفة عامة و طرق صيانتها بعد ذلك نتطرق الى دراسة المشروع الذي ينقسم الى ثلاث أجزاء رئيسية، الجزء الأول يتمثل في تقديم موقع تقديم المشروع خصائصه، الجزء الثاني يتناول فيه دراسة ثلاثة متغيرات يتم فيه الاختيار الأمثل لواحد من بينهم وفقا للمعايير المتبعة لهذا المجال و ثالثا بعد تحديد هذا الأخير نقوم بإجراء التحجيم المسبق و تقييم الحمولات الزائدة، و دراسة الإجهاد المسبق بالإضافة الى دراسة المعدات، و أخيرا تصميم و تحجيم البنية الأساسية.

قمنا بالاستعانة ببرامج من أجل دراسة هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية : تصميم ،الجسر ، الاجهاد المسبق ، البنية الأساسية

TABLE DES MATIERES

Introduction générale 1

I. Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAFIQUE 3

I.1. INTRODUCTION : 3

I.2. GESTION DES OUVRAGE D'ARTS : 3

I.2.1. Maintenance des ouvrages d'art: 3

I.2.2. La surveillance: 4

I.3. ANALYSE DES DÉSORDRES: 4

I.3.1. Altération des matériaux: 4

I.3.1.1. Défauts et dégâts du béton : 4

I.3.1.2. Dégâts aux aciers de construction: 5

I.3.2. Dégradation de la structure: 5

I.3.2.1. Déformations: 5

I.3.2.2. Fissuration: 5

I.3.2.3. Rupture: 5

I.3.2.4. Dégradation des équipements: 5

I.3.2.5. Dégradations de comportement: 6

I.4. METHODES ET MOYENS DE CONTROLE : 6

I.4.1. Etat des matériaux: 6

I.4.2. Etat de l'ouvrage: 6

I.4.3. Etat de la structure: 6

I.5. METHODES DE REPARATION DES OUVRAGES D'ARTS : 7

I.5.1. Matériaux: 7

I.5.2. Renforcement des structures: 7

I.6. RÉPARATION D'OUVRAGES D'ART par la method X Mesh Gold: 8

I.6.1. Domaine d'utilisation: 9

I.6.2. Préparation de la zone à traiter: 9

I.6.3. Réparation de cordons de soudure défectueux: 9

I.7. REMPLACEMENT D'APPUIS: 10

I.7.1. Procédés de soulèvement : 10

I.8. RÉPARATION DES JOINTS DE DILATATION : 11

I.9. REMPLACEMENT D'ELEMENTS DE GARDE-CORPS ET DE BARRIERES DE SECURITE : 11

I.10. CONCLUSION : 12

II. CHAPITRE II : GENERALITE 14

II.1. PRESENTATION DU PROJET: 14

II.2. PRESENTATION DU SITE DU DROJET : 14

II.3. DONNEES DE L'OUVRAGE : 14

II.3.1. Données fonctionnelles: 14
II.3.2. Données relatives à l'obstacle franchi : 14
II.3.3. Données géométriques à la voie portée: 14
II.3.4. Données naturelles: 16
II.3.4.1. Données topographiques : 16
II.3.4.2. Données climatiques: 16
II.3.5. Données géologiques et géotechniques: 16
II.3.5.1. Données géologiques : 16
II.3.5.2. Données géotechniques : 17
II.3.5.3. Données sismologiques: 17
III. CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE : 19
III.1. INTRODUCTION : 19
III.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : 19
III.3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage : 19
III.4. VARIANTE N°1 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise) 19
III.4.1. Présentation générale de la variante: 19
III.4.2. Avantages et inconvénients: 19
III.4.3. Implantation des appuis : 20
III.4.4. Pré-dimensionnement de la 1ere variante : 20
III.4.4.1. Pré-dimensionnement de la poutre : 20
III.5. VARIANTE N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive : 24
III.5.1. Présentation générale de lavariante: 24
III.5.2. Technique du procède: 24
III.5.3. Avantages et inconvénients : 24
III.5.4. Répartition des travées : 25
III.5.5. Elancement et forme de l'intrados : 26
III.5.5.1. Découpage en voussoirs : 26
III.5.6. Conditions d'appui: 26
III.5.6.1. Tablier sur appuis simples : 26
III.5.7. Choix d'une section transversale : 26
III.5.8. Pré-dimensionnement d'une section transversale : 27
III.5.8.1. Récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson : 28
III.6. vARIANTE N°3 : PONTS À POUTRES « PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES : 30
III.6.1. Présentation générale de la variante: 30
III.6.2. Avantages et inconvénients : 30
III.6.3. Implantation des appuis : 31
III.6.4. pré-dimensionnement de la variante : 32

III.7. ANALYSE MULTICRITERE : 34
III.7.1. Introduction : 34
III.7.2. Intérêt de cette méthode : 34
III.8. CONCLUSION : 35
IV. CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUE DU TABLIER ET MATERIAUX 37
IV.1. CARACTERISTIQUE DU TABLIER : 37
IV.1.1. MODELES DE CALCUL: 37
IV.1.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES POUTRES: 37
IV.1.2.1. Caractéristique géométriques de la section a mi- travée : 38
IV.1.2.2. Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée avec hourdis: 39
IV.1.2.3. Caractéristiques géométriques de la section d'about : 39
IV.1.2.4. Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis: 40
IV.1.3. LES ÉQUIPEMENTS du tablier : 40
IV.1.3.1. Revêtements du tablier: 40
IV.2. Matériaux : 41
IV.2.1. BÉTON : 41
IV.2.1.1. La résistance caractéristique à la compression : 41
IV.2.1.2. La résistance caractéristique à la traction : 42
IV.2.1.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES DU BETON : 42
IV.2.1.4. DEFORMATION DU BETON : 42
IV.2.2. ACIER : 43
IV.2.2.1. ACIERS ACTIFS : 43
IV.2.2.2. ACIERS PASSIFS : 43
V. CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES 47
V.1. Introduction : 47
V.2. Type de charge : 47
V.3. Calcule des charges permanentes (CP) : 47
V.3.1. Poids de la poutre : 47
V.3.2. Poids de la dalle : 48
V.4. Calcule des compléments des charges permanentes : 48
V.4.1. Revêtement et étanchéité : 48
V.4.2. Les trottoirs : 48
V.4.3. Les corniches : 48
V.4.4. Les garde-corps : 49
V.4.5. Les glissières de sécurité : 49
V.5. Tableau récapitulatif des charges : 49
V.6. Calcul des surcharges : 49
V.6.1. Caractéristiques du pont : 49

V.6.2. Type des surcharges : 50
V.6.2.1. Système de charge A(l) : 50
V.6.2.2. Système de charge B : 52
V.6.2.3. Coefficient de majoration dynamique : 52
V.6.2.4. système Bc : 53
V.6.2.5. Système Bt : 54
V.6.2.6. Système Br : 55
V.6.2.7. Convoi M_c120 : 55
V.6.2.8. Convoi exceptionnel type D240 : 56
V.6.2.9. Charge sur trottoir (S_t) : 56
VI. CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX 58
VI.1. Calcule des moments fléchissant : 58
VI.1.1. Moment fléchissant du au Poids propres : 58
VI.1.2. Calcul du moment dû à la surcharge A(l) : 58
VI.1.3. Calcul du moment dû à la surcharge Bc : 59
VI.1.4. CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Bt : 60
VI.1.5. Calcul du moment dû à la surcharge Br : 61
VI.1.6. CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Mc120 : 62
VI.1.7. Calcul du moment dû à la surcharge d240 : 62
VI.1.8. Calcul du moment dû à la surcharge sur trottoirs : 63
VI.2. Calcul des efforts tranchants : 63
VI.2.1. Calcul des efforts tranchants dû à la charge permanente : 63
VI.2.2. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l) : 63
VI.2.3. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bc : 64
VI.2.4. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bt : 65
VI.2.5. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Br : 65
VI.2.6. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Mc120 : 65
VI.2.7. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge D240 : 66
VI.2.8. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge sur trottoirs : 66
VII. CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS 68
VII.1. introduction : 68
VII.2. Détermination des paramètres de calcul : 68
VII.2.1. Largeur actif : 68
VII.2.2. Position des poutres : 68
VII.2.3. Calcul des paramètres α et θ : 69
VII.2.3.1. Paramètre d'entretoisement θ : 69
VII.2.3.2. Paramètre de torsion $\boldsymbol{\alpha}$: 70
VII.3. la répartition du moment fléchissant : 71

VII.3.1. Coefficient de répartition transversale K_α : 71
VII.3.1.1. Calcul de coefficient Kα moy 72
VII.3.1.2. Les combinaisons de charge selon BAEL : 73
VII.3.2. Conclusion : 74
VII.4. MODeLISATION DU TABLIER : 74
VII.4.1. Les étapes de la modélisation : 74
VII.4.1.1. La modélisation du tablier et des appuis: 75
VII.4.1.2. Affectation des charges et surcharges : 75
VII.4.1.3. Combinaison et pondération des charges et surcharges : 78
VII.4.1.4. Analyse des résultats : 79
VII.5. comparison des resultas : 81
VII.6. CONCLUSION : 81
VIII. CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINE 83
VIII.1. Principe de la précontrainte : 83
VIII.2. Phase d'exécution de la précontrainte par poste-tension : 83
VIII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE : 83
VIII.3.1. Etude de la précontrainte : 84
VIII.3.1.1. Valeur minimale de la précontrainte : 84
VIII.3.1.2. Détermination du nombre des câbles : 84
VIII.3.1.3. Vérification des contraintes : 85
VIII.3.1.4. Détermination des contraintes admissibles, classe II : 86
VIII.3.2. Tracer et disposition constructif des câbles : 86
VIII.3.2.1. Section d'about : 86
VIII.3.2.2. Section médiane : 87
VIII.3.2.3. Disposition des câbles finale : 89
VIII.3.3. Détermination de l'angle de relevage : 89
VIII.3.4. Calcul des caractéristiques nettes de la poutre : 90
VIII.4. Pertes de précontrainte : 90
VIII.4.1. Introduction : 90
VIII.4.2. Pertes de tension instantanées : 91
VIII.4.2.1. Perte par frottement : 91
VIII.4.2.2. Perte par recule d'encrage : 92
VIII.4.2.3. Pertes par déformation instantanée du béton : 92
VIII.4.3. PERTES DIFFEREES : 93
VIII.4.3.1. Pertes par retrait du béton : 93
VIII.4.3.2. PERTE PAR FLUAGE : 93
VIII.4.3.3. Les pertes par relaxation des aciers : 94
VIII.4.3.4. On aura un pourcentage total de pertes : 94

VIII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES : 95
VIII.5.1. Les sections de vérification : 95
VIII.5.2. LIMITATION DES CONTRAINTES : 96
VIII.5.3. Caractéristiques nettes des sections : 96
VIII.5.4. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS : 96
VIII.5.5. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES : 97
VIII.5.6. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES : 98
VIII.5.7. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU 99
VIII.5.8. Armatures longitudinales de peau : 100
VIII.5.9. Justification du béton : 101
VIII.5.10. Plan de ferraillage de la poutre : 101
IX. CHAPITRE IX : ETUDE DE L'HOURDIE ET CALCULE DES DEFORMATION 103
IX.1. CALCUL DES DEFORMATION : 103
IX.1.1. Introduction : 103
IX.1.2. Flèches et contre flèches : 103
IX.1.2.1. Flèches due au poids propre : 103
IX.1.2.2. Contre flèche de précontrainte : 103
IX.1.2.3. Flèche de construction : 104
IX.1.3. Flèche maximale à l'ELS : 104
IX.1.4. Flèche totale : 104
IX.2. ETUDE DE L'HOURDIS 104
IX.2.1. Géométrie de l'hourdis 104
IX.2.2. Etude de la flexion transversale 105
IX.2.3. Ferraillage : 106
IX.2.3.1. Armatures transversales : 106
IX.2.3.2. Armatures longitudinales : 109
X. CHAPITRE X : CALCUL DES EQUIPEMENTS 111
X.1. Appareils d'appui: 111
X.1.1. Dimensionnement des appareils d'appui : 111
X.1.1.1. Aire de l'appareil d'appuis: 112
X.1.1.2. Hauteur nette de l'élastomère: 112
X.1.2. Vérification des appareils d'appuis : 113
X.1.2.1. Résistance à la compression 113
X.1.2.2. Sécurité au flambement 113
X.1.2.3. Limitation de la distorsion 114
X.1.2.4. Non glissement 114
X.2. DES D'APPUIS: 115

X.2.1. Dimensions du dé d'appui : 115
X.2.2. Ferraillage du dé d'appui : 115
X.2.2.1. Armatures horizontales : 115
X.2.2.2. Frette supérieure : 115
X.2.2.3. Frette inferieure 115
X.2.2.4. Les plaques de fixation : 116
X.3. Joint de chaussée: 116
XI. CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE 118
XI.1. INTRODUCTION : 118
XI.2. ANALYSE SISMIQUE DU PONT : 118
XI.2.1. Méthode de calcul : 118
XI.2.2. Vérification de l'exigence d'application de la méthode monomodale : 118
XI.2.2.1. Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental : 118
XI.2.2.2. Angle de biais : 119
XI.2.2.3. Evaluation de la raideur totale : 119
XI.2.2.4. Courbure de pont : 123
XI.2.2.5. La symétrie transversale : 123
XI.2.3. Données du projet : 123
XI.2.4. Evaluation de la période propre de l'ouvrage : 123
XI.2.5. Evaluation de spectre de réponse élastique : 123
XI.2.6. Evaluation de l'effort sismique longitudinal : 124
XI.2.6.1. Effort longitudinal total : 124
XI.2.6.2. Effort longitudinal par élément porteur : 124
XI.2.6.3. Déplacement de tablier : 124
XI.2.7. Évaluation de l'effort sismique transversal : 124
XI.2.7.1. Evaluation de la période propre de l'ouvrage : 125
XI.2.7.2. Effort transversal total : 125
XI.2.7.3. Effort transversal par élément porteur : 125
XI.2.8. Évaluation de l'effort sismique vertical : 126
XI.2.9. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 126
XII. CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE 128
XII.1. INTRODUCTION : 128
XII.2. conception de la pile : 128
XII.2.1. La forme des piles : 128
XII.2.2. Pré-dimensionnement des éléments de la pile : 128
XII.2.2.1. Le chevêtre : 128
XII.2.2.2. Les fûts : 128
XII.2.2.3. Les semelles : 129

XII.3. Implantation des piles : 129
XII.4. EVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE : 130
XII.4.1. Les combinaisons de charges : 130
XII.5. Stabilite vis-a-vis le glissement : 131
XII.5.1. Condition normale : 131
XII.6. ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE 131
XII.6.1. Le chevêtre : 131
XII.6.1.1. Etude et ferraillage du chevêtre à la flexion : 132
XII.6.1.2. Ferraillage du chevêtre : 133
XII.6.1.3. Etude et ferraillage du chevêtre à la torsion : 134
XII.6.2. Les fûts: 136
XII.6.2.1. Vérification de flambement du fut : 136
XII.6.2.2. Efforts due aux charges verticales et horizontales : 136
XII.6.2.3. Effort dû au séisme : 137
XII.6.2.4. Combinaison des efforts : 137
XII.6.2.5. CALCUL DU FERRAILLAGE : 137
XII.7. LES FONDATIONS : 138
XII.7.1. Choix du type de fondations : 138
XII.7.2. Dimensions de la semelle : 138
XII.7.3. Evaluation des efforts : 138
XII.7.3.1. Efforts dû aux charges verticales et horizontales (condition normale) : 138
XII.7.3.2. Effort dû au séisme (condition sismique) : 138
XII.7.4. Les combinaisons des efforts : 139
XII.7.4.1. Les combinaisons à l'ELU et l'ELS : 139
XII.7.4.2. Les combinaisons à l'ELA : 139
XII.7.5. Les réactions revenant à chaque pieu : 139
XII.7.6. Ferraillage de la semelle : 139
XII.8. ETUDE DES PIEUX : 141
XII.8.1. Nombre des pieux : 141
XII.8.2. Effort revenant à chaque pieu : 141
XII.8.3. Vérification des pieux : 142
XII.8.4. Ferraillage des pieux : 142
XII.8.4.1. Actions sur les pieux : 142
XII.8.4.2. Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ : 143
XII.8.4.3. Effort tranchant en tête du pieu : 143
XII.8.4.4. Moments fléchissant : 143
XII.8.4.5. Ferraillage des pieux 144
XIII. CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE 146

XIII.1. INTRODUCTION : 146
XIII.2. CONCEPTION DE LA CULEE: 146
XIII.2.1. Le choix du type de la culée : 146
XIII.2.2. Implantation des culées : 146
XIII.2.3. Pré-dimensionnement de la culée : 146
XIII.3. Évaluation des efforts sollicitant la culée : 148
XIII.3.1. Détermination du coefficient de poussée Kad : 148
XIII.3.2. Calcul des sollicitations : 148
XIII.3.2.1. Les charges statiques sur culée : 149
XIII.3.2.2. Les charges sismiques sur culée : 150
XIII.3.2.3. Combinaisons des actions sur la culée : 150
XIII.4. Étude et ferraillage des éléments de la culée : 152
XIII.4.1. Ferraillage Mur frontale : 152
XIII.4.1.1. Récapitulatif des efforts maximums : 152
XIII.4.2. Ferraillage Mur Garde grève : 153
XIII.4.2.1. Calcul des sollicitations 153
XIII.4.3. Dalle de transition : 155
XIII.4.3.1. Combinaisons des efforts : 156
XIII.4.4. Ferraillage du mur en retour : 156
XIII.4.4.1. Efforts verticaux 156
XIII.4.4.2. Les moments du aux efforts verticaux: 156
XIII.4.4.3. Efforts horizontaux : 157
XIII.4.4.4. Les moments du aux efforts horizontaux : 157
XIII.4.4.5. Ferraillage vertical: 157
XIII.4.4.6. Ferraillage horizontal: 157
XIII.4.5. Les fondations : 157
XIII.4.5.1. Choix du type de fondations : 157
XIII.4.5.2. Détermination du nombre des pieux : 158
XIII.4.5.3. EFFORT REVENANT A CHAQUE PIEUX : 158
XIII.4.5.4. Vérification des pieux : 159
XIII.4.5.5. FERRAILLAAGE DE LA SEMELLE : 159
XIII.4.5.6. Ferraillage des pieux : 161
XIII.5. PLAN DE FERRAILLAGE FINAL DE LA CULEE : 163
Conclusion générale 164
Références bibliographiques 165
Annexe 168

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : exemple de renforcement 8
Figure I. 2 : conception multicouche. 8
Figure I. 3 : application X Mesh Gold 9

Figure II. 1 : Tracé de la pénétrante autoroutière et le site de l'ouvrage. 14
Figure II. 2 : Profile en plan. 15
Figure II. 3 : Profil en long. 15
Figure II. 4 : Profile en travers type. 15
Figure II. 5 : Ensemble géologique du Nord de l'Algérie. 16

Figure III. 1 : Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise) 19
Figure III. 2 : Entraxe des poutres 21
Figure III. 3 : Construction en encorbellement schéma de principe 24
Figure III. 4 : dimensions transversale. 27
Figure III. 5 : Morphologie générale d'un pont à poutre. 30

Figure IV. 1 : Section à mi- travée 38
Figure IV. 2 : Dimensions de la section à mi- travée avec hourdis. 39
Figure IV. 3 : Section d'about de la poutre seule. 39
Figure IV. 4 : Section d'about de la poutre avec hourdis. 40
Figure IV. 5 : Modules de déformation instantanée et différée. 43
Figure IV. 6 : Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier. 44

Figure V. 1 : Vue en plan des differentes secions de la poutre. 47
Figure V. 2 : Largeur roulable. 49
Figure V. 3 : Largeur chargeable. 50
Figure V. 4 : Disposition du système Bc dans la chaussée. 53
Figure V. 5 : Disposition du système Bt dans la chaussée. 54
Figure V. 6 : Détails du système Br. 55
Figure V. 7 : Disposition du convoi Mc120 dans la chaussée. 55
Figure V. 8 : Convoi type D240. 56

Figure VI. 1 : Moment fléchissant du a la charge permanente. 58
Figure VI. 2 : Moment fléchissant dû à la surcharge A(l). 58
Figure VI. 3 : Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre. 59
Figure VI. 4 : Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse). 60
Figure VI. 5 : Disposition de la résultante du a la charge Br (la section plus dangereuse). 61
Figure VI. 6 : Disposition de La surcharge MC120 (la section la plus dangereuse). 62
Figure VI. 7 : Disposition de La surcharge D120 (la section la plus dangereuse). 62
Figure VI. 8 : Schéma statique d'une poutre sous charge permanente seul. 63
Figure VI. 9 : Schéma statique d'une poutre sous la surcharge A(L) 63
Figure VI. 10 : Disposition du convoi Bc. 64
Figure VI. 11 : Disposition du convoi Bt a x=0L. 65
Figure VI. 12 : Disposition du convoi Bt a x=0L. 65
Figure VI. 13 : Disposition du convoi MC120 a x=0L. 65
Figure VI. 14 : Disposition du convoi 240 a x=0L. 66

Figure VII. 1 : Coupe transversal du tablier. 68
Figure VII. 2 : Posision active des poutres. 69
Figure VII. 3 : la poutre équivalente. 70

Figure VII. 4 : Lignes d'influences des poutres. 72
Figure VII. 5 : vue 3D du tablier. 75
Figure VII. 6 : Surcharge du trottoir. 75
Figure VII. 7 : Surcharge du garde-corps. 75
Figure VII. 8 : Surcharge sur trottoir. 76
Figure VII. 9 : Surcharge du garde-corps. 76
Figure VII. 10 : Poids propres. 76
Figure VII. 11 : Surcharge du revêtement. 76
Figure VII. 12 : Surcharge A(l) voie chargée. 76
Figure VII. 13 : Surcharge A(l) 2 voies chargées 76
Figure VII. 14 : Surcharge A(l) 4 voies chargées. 76
Figure VII. 15 : Surcharge A(l) 3 voies chargées. 76
Figure VII. 16 : La surcharge Bc 2 voies chargées. 77
Figure VII. 17 : La surcharge Bc 1 voie chargée 77
Figure VII. 18 : La surcharge Bc 4 voies chargées. 77
Figure VII. 19 : La surcharge Bc 1 voies chargée. 77
Figure VII. 20 : La surcharge Bt 2 voies chargées. 77
Figure VII. 21 : La surcharge Bt 1 voies chargées. 77
Figure VII. 22 La surcharge D240. 78
Figure VII. 23 : La surcharge MC120. 78
Figure VII. 24 : Diagramme du moment fléchissant max à l'ELS sous la combinaison (G+D240). 79
Figure VII. 25 : Diagrame de l'effort trancant max a l'ELS sous la combinaison (G+D240) 79
Figure VII. 26 : Diagramme du moment fléchissant max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240). 80
Figure VII. 27 : Diagramme des efforts tranchants max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240). 80

Figure VIII. 1 : Vérification des contraintes. 85
Figure VIII. 2 : Disposition des ancrages. 87
Figure VIII. 3 : Norme de disposition des gaines. 87
Figure VIII. 4 : Disposition des câbles à mis-travée. 87
Figure VIII. 5 : Vue en plan des câbles. 89
Figure VIII. 6 : Posistion des câbles sur différentes sections. 89
Figure VIII. 7 : Les sections de vérification. 95
Figure VIII. 8 : Plan de ferraillage de la poutre. 101

Figure IX. 1 : Flèche max de la poutre due au poids propre. 103
Figure IX. 2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes. 103
Figure IX. 3 : Flèche max de la poutre à ELS. 104
Figure IX. 4 : Modélisation de l'hourdis sur robot. 105
Figure IX. 5 : Effort tranchant Max- Dalle à l'ELS. 105
Figure IX. 6 : Moment Max- Dalle à l'ELS. 105
Figure IX. 7 :Effort tranchant Max- Dalle à l'ELU. 106
Figure IX. 8 : Moment Max- Dalle à l'ELU. 106
Figure IX. 9 : ferraillage de l'hourdis. 109

Figure X. 1 : Appareil d'appuis en élastomère fretté. 111
Figure X. 2 : Constitution type d'un appareil type B. 111
Figure X. 3 : Joint de chaussée type –GPE. 116

Figure XI. 1 : Angle de biais. 119

Figure XII. 1 : vue de face de la pile (4). 129

Figure XII. 2 : vue de profil de la pile (4)..... 129
Figure XII. 3 : Schéma statique du chevêtre..... 131
Figure XII. 4 : les charges de chevêtre..... 132
Figure XII. 5 : les charges de chevêtre..... 132
Figure XII. 6 : Diagramme du moment fléchissant à ELU. 132
Figure XII. 7 : Diagramme du moment fléchissant à ELS..... 132
Figure XII. 8 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU. 133
Figure XII. 9 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS. 133
Figure XII. 10 : Détail des notation des distance..... 134
Figure XII. 11 : Plan de ferraillage du chevêtre. 135
Figure XII. 12 : ferraillage de fût..... 138
Figure XII. 13 : ferraillage de la semelle. 141
Figure XII. 14 : Plan de disposition des pieux sous les deux semelles..... 141
Figure XII. 15 : ferraillage des pieux. 144

Figure XIII. 1 : Vue en plan culée..... 147
Figure XIII. 2 : Vue de face culée. 147
Figure XIII. 3 : Effort agissant sur le mur frontal. 152
Figure XIII. 4 : Impact de la charge BC localisé derrière le mur garde grève. 154
Figure XIII. 5 : Charges sur la dalle de transition..... 155
Figure XIII. 6 : méthode des bielles. 160
Figure XIII. 7 : ferraillage semelle..... 161
Figure XIII. 8 : Ferraillage du pieu..... 163
Figure XIII. 9 : Ferraillage culée. 163

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1 : Formations lithologiques du site. 17
Tableau II. 2 : Pré-dimensionnement des éléments de la variante 1. 22
Tableau II. 3 : Récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson. 28

Tableau III. 1 : Implantations des appuis. 20
Tableau III. 2 : Implantation des appuis de la 2em variante 25
Tableau III. 3 : Implantation des appuis de la 3em variante. 31
Tableau III. 4 : Pré-dimensionnement des éléments de la variante. 32
Tableau III. 5 : Analyse multicritere. 35

Figure III. 1 : Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise) 19
Figure III. 2 : Entraxe des poutres 21
Figure III. 3 : Construction en encorbellement schéma de principe 24
Figure III. 4 : dimensions transversale. 27
Figure III. 5 : Morphologie générale d'un pont à poutre. 30

Tableau IV. 1 : Caractéristiques des sections élémentaires constituant la poutre. 38

Tableau V. 1 : Récapitulatif des charges. 49
Tableau V. 2 : Valeurs de a_1 en fenction du nombres des voies chargées. 51
Tableau V. 3 : Calcule des charges A(l). 52
Tableau V. 4 : Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bc. 53
Tableau V. 5 : Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bt. 54

Tableau VI. 1 : Récapitulatif des réactions dues à la surcharges A(l). 58
Tableau VI. 2 : Récapitulatif des moments dues à la surcharges A(l). 59
Tableau VI. 3 : Récapitulatif du moment dû à la surcharge Bc. 60
Tableau VI. 4 : Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt. 61
Tableau VI. 5 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la surcharge A(l) a 0L. 64
Tableau VI. 6 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bc a x=0L. 64
Tableau VI. 7 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bc a x=0L. 65

Tableau VII. 1 : Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés 72
Tableau VII. 2 : Moment fléchissant(KN.m) pour chaque poutre a ELU. 73
Tableau VII. 3 : Moment fléchissant(KN.m) pour chaque poutre a ELS. 74
Tableau VII. 4 : Combinaisons des charges. 78
Tableau VII. 5 : Efforts internes à ELU et à ELS de la poutre la plus sollicitée. 80

Tableau VIII. 1 : Les caractéristiques géométriques. 83
Tableau VIII. 2 : récapitulatif des contraintes admissibles. 86
Tableau VIII. 3 : Tableau vérification des contraintes. 86
Tableau VIII. 4 : Valeurs des parametres de calcul de l'angle de relevage. 90
Tableau VIII. 5 : Angle de relevage pour chaque câble. 90
Tableau VIII. 6 : Caractéristiques nettes de la poutre. 90
Tableau VIII. 7 : La flèche maximale. 91
Tableau VIII. 8 : Perte par frottement. 92
Tableau VIII. 9 : Perte par recule d'ancrage. 92
Tableau VIII. 10 : Perte par raccorcissement du béton. 93
Tableau VIII. 11 : Valeur des Pertes par fluage. 94
Tableau VIII. 12 : Pertes par relaxation. 94

Tableau VIII. 13 : Pertes totales. 95
Tableau VIII. 14 : Limitation des contraintes. 96
Tableau VIII. 15 : Caractéristiques nettes des sections. 96
Tableau VIII. 16 : Caractéristiques de chaque phase de vérification. 97
Tableau VIII. 17 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2. 97
Tableau VIII. 18 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4. 98
Tableau VIII. 19 : Effort de précontrainte. 99
Tableau VIII. 20 Contrainte tangentielle « τ ». 99
Tableau VIII. 21 : Calcul de l'angle βu. 100

Tableau X. 1: Dimensions de l'appareil d'appui. 113

Tableau XI. 1 : Masse des appuis. 118
Tableau XI. 2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis. 120
Tableau XI. 3 : Raideurs dynamiques transversales des appuis. 120
Tableau XI. 4 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis. 121
Tableau XI. 5 : Raideurs dynamiques transversales des appuis. 122
Tableau XI. 6 : Comparison des raideurs. 122
Tableau XI. 7 : Récapitulatif sur les données de projet 123
Tableau XI. 8 : Distribution de forces longitudinales sur chaque appui. 124
Tableau XI. 9 : Distribution de forces transversales sur chaque appui. 125
Tableau XI. 10 : Combinaisons à ELA 126

Tableau XII. 1 : Implantation et hauteurs des piles. 129
Tableau XII. 2 : Récapitulatif des charges verticales sur pile. 130
Tableau XII. 3 : les combinaisons à ELS et â ELU. 130
Tableau XII. 4 : récapitulatif des efforts. 133
Tableau XII. 5 : Efforts due aux charges verticales et horizontales. 136
Tableau XII. 6 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fut. 137
Tableau XII. 7 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max. 137
Tableau XII. 8 : Evaluation des efforts appliqués sur la semelle (condition sismique). 138
Tableau XII. 9 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fut. 139
Tableau XII. 10 : Les réactions à l'ELS et l'ELU. 139
Tableau XII. 11 : Les réactions à l'ELA. 139
Tableau XII. 12 : Effort revenant à chaque pieu pour chaque combinaison. 142
Tableau XII. 13 : Vérification des pieux 142

Tableau XIII. 1 : Implantation des culées. 146
Tableau XIII. 2 : Dimensions des éléments de la culée. 147
Tableau XIII. 3 : Coefficient de poussé. 148
Tableau XIII. 4 : Evaluations des efforts statiques de la culée. 149
Tableau XIII. 5 : Evaluations des efforts sismiques de la culée. 150
Tableau XIII. 6 : Sollicitations de la culée sous les combinaisons ELU. 150
Tableau XIII. 7 : Sollicitations de la culée sous les combinaisons ELS. 150
Tableau XIII. 8 : Sollicitations de la culée sous les combinaisons ELA. 151
Tableau XIII. 9 Récapitulative des efforts maximums. 151
Tableau XIII. 10 : récapitulatif des efforts maximaux sur le mur frontal. 152
Tableau XIII. 11 : les valeurs de Mp/k. 154
Tableau XIII. 12 : Evaluations des efforts de la dalle de transition. 155
Tableau XIII. 13 : Effort revenant à chaque pieu pour chaque combinaison. 158
Tableau XIII. 14 : Vérification des pieux. 159

Introduction générale

- Le projet s'inscrit dans le cadre de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la wilaya de Tizi-ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djabahia, ce dernier permet de franchir les contraintes naturelles imposées par le site et donner une conformité du tracé routier.

Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées. La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doivent être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu (optimisation entre les longueurs des portées et les moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferraillage associé, les délais de réalisation, les gabarits du site à franchir et la nature de son sol support et son hydrologie…).

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

D'où ce travail repose sur Treize chapitres intitules comme suit :

Chapitre I, aborde une recherche bibliographique en termes de gestion des ouvrages d'arts.

Chapitre II, décrit la présentation de l'ouvrage ainsi les caractéristiques géotechniques du site afin d'entamer le chapitre III, ou en proposant trois variantes suivies par un prédimensionnement et vérification de ces dernières.

Chapitre IV, traite les caractéristiques du tablier et les matériaux utilisés.

Chapitre V, traite les différentes charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage en basant sur des hypothèses du calcul.

Les chapitres VI et VII, élaborent l'évaluation des efforts longitudinaux et transversaux par un calcul analytique et numérique.

Chapitre VIII, IX et X, sont consacré à l'étude de la précontrainte, l'hourdie et les équipements du tablier.

Chapitre XI, XII et XII, sont consacré à l'étude dynamique et à la conception et l'étude de l'infrastructure toute en vérifiant la stabilité et le fonctionnement des éléments de la pile et de la culée.

En fin le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION :

Les ponts, par la singularité qu'ils présentent sur le réseau routier, qu'ils s'agissent de tout petits ouvrages ou de grands ouvrages, sont particulièrement critiques pour le maintien des itinéraires et des usages qu'ils supportent.

Les exigences essentielles pour assurer la sécurité des ponts sont définies de la façon suivante :

- La résistance mécanique et la stabilité des ouvrages ;
- La sécurité en cas d'incendie ;
- L'hygiène, la santé et l'environnement ;
- La sécurité d'utilisation et l'accessibilité ;
- La protection contre le bruit ;
- Les économies d'énergie et l'isolation thermique ;
- L'utilisation durable des ressources naturelles.

Les exigences relatives à la résistance et à la sécurité rendent indispensables une surveillance et une maintenance adaptée à leur conception pendant toute la durée de vie des ouvrages. En particulier, le maintien de la sécurité d'utilisation nécessite au minimum la mise en place d'une surveillance organisée ; finalement, en pratique, la surveillance est donc une obligation.

Il n'existe pas de normes ou de règlements sur l'entretien et la surveillance des ouvrages d'art, le maître d'ouvrage doit être d'autant plus vigilant.

I.2. GESTION DES OUVRAGE D'ARTS :

La gestion d'un ouvrage d'art est subdivisée en deux domaines:

- La maintenance (surveillance et entretien ordinaire).
- La réparation (mise à niveau ou renforcement).

I.2.1. Maintenance des ouvrages d'art:

Dans le cadre de la gestion des ouvrages d'art, la maintenance est une étape très essentielle, Il faut avoir une répartition judicieuse des moyens attribués à la surveillance et à l'entretien afin d'éviter des réparations nécessitant des investissements financiers importants. Le cout annuel de maintenance devrait s'élever annuellement à 0.7% de la valeur de remplacement des ouvrages: 0.2 % pour la surveillance et 0.5% pour l'entretien.

Une maintenance régulière et systématique des ouvrages est donc nécessaire si l'on ne veut pas que les réparations atteignent des montants disproportionnés par rapport au capital investi lors de la construction.

I.2.2. **La surveillance:**

Elle a pour but de déceler à temps les défauts ou les modifications de l'ouvrage ou de son environnement. Elle doit permettre d'établir une planification des entretiens nécessaires.

La surveillance peut s'effectuer sous forme d'inspections:

- **Inspection périodique**: permet de faire une image complète de l'état de comportement de l'ouvrage. Le choix de l'intervalle de temps entre deux inspections périodiques cherchera à optimiser le cout d'inspection et à garantir la sécurité.

Pour les ponts, cet intervalle est généralement 5 ans.

- **Inspection de routine**: conçues de manière plus simple pour permettre de déceler à temps les défauts apparents.
- **Inspection spécifique :** s'effectue lors d'un changement important dans l'état d'un ouvrage.

I.3. ANALYSE DES DÉSORDRES:

Les désordres dans un ouvrage apparaissent en trois catégories:

- Altération des matériaux
- Dégradation de la structure
- Anomalies de comportement

Les origines de ces désordres sont:

- Des erreurs de conception
- Des erreurs de construction
- Des sollicitations extérieures

I.3.1. **Altération des matériaux:**

I.3.1.1. **Défauts et dégâts du béton :**

La plupart des ouvrages d'art en ALGERIE sont été réalisés en béton armé et précontraint, ils subissent, au cours de leur vie de service, des dégradations plus ou moins importantes.

Parmi ces dégradations :

- **Epaufrure/cassure**: fragment détaché de la masse du béton sous l'effet d'une charge extérieure (choc de véhicule)
- **Cavité/ nid de gravier**: absence du béton en surface ou dans l'épaisseur du béton (diminution de la section résistante).
- **Carbonatation**: réaction de l'hydroxyde de calcium du ciment hydraté avec le gaz carbonique contenu dans l'air ou dans l'eau qui entraine une baisse du ph de l'eau incluse dans les pores (augmentation du risque de corrosion des armatures).
- **Écaillage**: fine couche de mortier durci décollée de la surface (risque de mise à nu des aciers).
- **Perméabilité**: résultat d'un compactage insuffisant (risque d'infiltration et de corrosion).
- **Fissuration**: sous l'effet d'efforts extérieurs comme le retrait, gonflement, (infiltration d'eau et corrosion).

I.3.1.2. **Dégâts aux aciers de construction:**

Pour l'acier on retrouve les dégâts suivants :

- **Corrosion généralisée :** absence ou défaut de la protection de l'acier.
- **Corrosion par piqures :** aspect de trous d'épingles et progressant dans l'épaisseur.
- **Corrosion sous tension:** caractéristiques des pièces sous tension.
- **Fissuration :** contrainte trop élevée, fatigue du métal.
- **Rupture ou desserrage des assemblages :** vibration, fragilisation du métal, fatigue.

I.3.2. **Dégradation de la structure:**

I.3.2.1. **Déformations:**

Les charges et les surcharges provoquent des déformations dans la structure :

- **Augmentation de flèche :** due soit au chargement soit à une insuffisance d'inertie, les conséquences de cette augmentation peuvent être des fissurations de la structure, des sollicitations supplémentaires dans certains équipements, des effets dynamiques importants dans les joints.
- **Déformations transversales :** mauvaise reprise des efforts de torsion (tassement différentiel, effet de courbure…), les conséquences sont des désordres dans les appareils d'appui, blocage des joints de dilatation.
- **Dilatation :** sous l'effet de variations thermiques imprévues ou avec empêchement de déplacement (mauvais fonctionnement des joints), ce qui induit des fissurations et des dégâts dans les appareils d'appui.

I.3.2.2. **Fissuration:**

- Insuffisance de résistance à la flexion.
- Insuffisance de résistance à l'effort tranchant.

I.3.2.3. **Rupture:**

Des parties des ouvrages peuvent se rompre, des efforts supplémentaires se reportent sur d'autres éléments, d'où une mise en danger de tout l'ouvrage.

I.3.2.4. **Dégradation des équipements:**

- **Les appareils d'appui**: rupture des pattes de scellement, déplacement de l'appui, écrasement ou déchirement des appuis.
- **Joints de dilatation :** corrosion, chocs de trafics lourds, eau stagnante, dilatation trop importante.
- **Evacuation des eaux :** bris de canalisation, mauvais record avec l'étanchéité du pont.
- **Etanchéité et revêtement :** les effets thermiques et dynamiques fissurent le revêtement et l'étanchéité.

I.3.2.5. **Dégradations de comportement:**

- Déformations non stabilisées.
- Sollicitations non prévues (appuis et joints).
- Vibrations excessives

Ce qui induit des effets nuisibles sur le comportement mécanique.

I.4. METHODES ET MOYENS DE CONTROLE :

Le contrôle de l'ouvrage d'art se divise en 3 catégories:

- Etat des matériaux.
- Etat de l'ouvrage.
- Comportement de la structure.

I.4.1. Etat des matériaux:

- **Résistance du béton :** scléromètre (appareil mesurant le rebond d'une masse frappant la surface du béton)
- **Homogénéité du béton :** mesure de vitesse de son (détecter les nids de gravier, les éléments étrangers…)
- **Carbonatation :** test à la phénolphtaléine (rouge si le pH supérieur à 9 et reste incolore si pH inférieur à 8.3).
- **Fissuration :** control visuel, éclairage, ressuage, pour les structures métalliques, on procède à une magnétoscopie (observation des perturbations du champ magnétique artificiellement crée) ou des méthodes ultra –soniques.
- **Corrosion des armatures :** mesure du potentiel électrochimique, (la dé-passivation du métal se traduit par une augmentation de la différence de potentiel électrochimique entre béton et acier.)
- **Rupture des armatures :** radiographie (graphique) ou radioscopie (vidéo), Ceci demande beaucoup de temps pour traverser le béton allant jusqu'à 60 minutes pour 50 cm d'épaisseur du béton.

I.4.2. Etat de l'ouvrage:

- **Déformation**: control visuel ou nivellement géométrique optique.
- **Mouvement des fondations** : mesures géométriques et trigonométriques.
- **Etanchéité**: inspection visuelle(le revêtement se déforme: nid de poule); carottage (inconvénient d'être destructif); échographie (décollement de l'étanchéité); rayonnement infra-rouge (mettre en évidence une humidité sous l'étanchéité).
- Contrôle des équipements

I.4.3. Etat de la structure:

- **Suivi topographique :** flèche en fonction du temps.
- **Mesure des pentes :** clinomètre mécanique ou électrique.
- **Mesure des températures :** sondes thermiques noyées dans le béton.
- **Suivi des réactions d'appui :** soit intégration d'un dynamomètre dans l'appui soit le soulèvement pour la mesure de la force nécessaire jusqu'à libération des liaisons internes de l'appui.

I.5. METHODES DE REPARATION DES OUVRAGES D'ARTS :

Différentes technologies de réparation des ouvrages sont couramment utilisées depuis de nombreuses années.

Le traitement du béton peut faire l'objet d'opérations de ragréage par application de couches de peinture ou de mortier hydraulique ou polymérique après traitement de la poutre dégradée.

Les zones fissurées font l'objet d'injection de polymères (produit organique présentant des propriétés mécaniques intéressantes; bonne adhérence, grande souplesse de mise en œuvre).

Les différentes techniques de renforcement structurel correspondent soit à la projection de béton fibré ou non fibré, soit au collage de tôles d'acier, soit à l'application d'une précontrainte additionnelle par câbles métalliques ou composites.

I.5.1. Matériaux:

- **Le mortier époxy:** est un mortier dont le liant est une résine de type époxyde.

Le produit peut se présenter sous deux formes différentes :

- deux composants : une résine et un durcisseur.
- trois composants : une résine, un durcisseur et une charge additionnelle.

- **Le mortier à liant hydraulique modifié :** est un mortier de ciment auquel est ajouté**:**
  - soit des polymères non réactifs (extrait sec compris entre 5 et 20 % en masse sèche de la teneur en ciment). Le polymère est dit non réactif quand il ne subit pas de transformation chimique durant la prise.
  - soit d'autres produits tels qu'adjuvants, fibres, ...
  - soit les deux de manière à en améliorer les caractéristiques.

- **Le mortier Projeté :**

Le mortier projeté a une épaisseur maximale de 5 cm et ses granulats ont une dimension inférieure à 8 mm.

Le béton projeté a une épaisseur minimale de 5 cm en l'absence d'armatures principales et de 8 cm en présence de telles armatures.

Le principe de la projection d'un béton ou d'un mortier consiste à :

- malaxer, homogénéiser les matériaux à l'état sec ou à l'état humide.
- les transporter par canalisation grâce à des pompes ou à de l'air comprimé.
- à projeter plus ou moins violemment, grâce à l'air comprimé, le matériau sur les supports à revêtir.

I.5.2. Renforcement des structures:

Dans le cas du collage de plats métalliques, les principaux problèmes d'ordre technologique concernent :

- la mise en flexion locale des tôles au voisinage des fissures recouvertes.
- la répartition des efforts entre tôles dans le cas d'un empilement.
- la répartition des déformations entre les aciers passifs internes à la structure et les aciers collés extérieurement.

Par ailleurs, le poids propre des tôles et leur rigidité spécifiques rendent difficiles les conditions d'application in situ. En conséquence, dès 1990, au Japon, est apparue une technique de réparation qui substitue, aux tôles métalliques, des feuillets composites moins lourds, plus performants mécaniquement et plus faciles à mettre en œuvre.

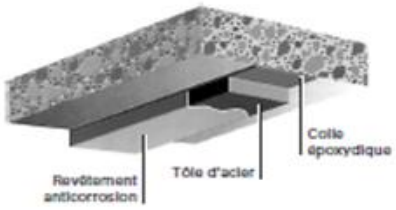


Figure I. 1 : exemple de renforcement

Conception du système multicouche :

- rendre sain l'état de surface de la couche support (béton) en cherchant à éliminer les fissures, soit par injection de polymère, soit par application d'un produit (mortier) de ragréage ;
- éliminer les défauts géométriques (planéité, effet d'angles) de la surface à réparer pour minimiser les problèmes ultérieurs de délaminage ou de décollement ;
-
- appliquer une couche de polymère (primaire) entre le support et le composite pour améliorer l'adhérence
- appliquer un nombre de couches de matériaux composites, (fibres-polymère) suffisant pour assurer la stabilité de l'ouvrage.
- appliquer une couche de finition pour assurer une bonne tenue à la corrosion.
- procéder à un placage de feuilles de Placoplatre ou à la projection de couches à fort taux de charges minérales pour améliorer la tenue au feu et en température du système.

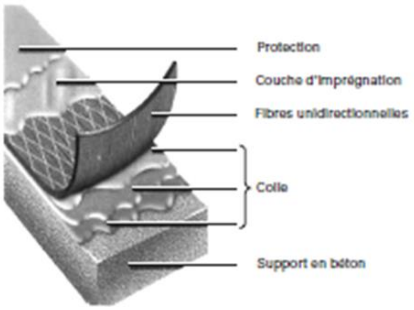


Figure I. 2 : conception multicouche.

I.6. RÉPARATION D'OUVRAGES D'ART PAR LA METHOD X MESH GOLD:

X Mesh Gold est un nouveau système FRCM (Fiber Reinforced Cementitous Matrix) breveté, qui introduit une innovation mondiale dans le champ des systèmes de renforcements structural à base de fibres hautes performances, appelées FRP (Fiber Reinforced Polymer). **X Mesh Gold** est un système constitué par une maille de fibre de Polyparaphénylène (PBO) et d'une matrice cimentaire, étudiée pour la rendre solidaire au support béton. Par ses hautes performances mécaniques propres aux composites, il dépasse les performances des procédés traditionnels avec fibre de carbone et matrice en résine époxy.

Le système **X Mesh Gold** permet de reprendre jusqu'à 10 fois les efforts initiaux d'une structure béton.

I.6.1. **Domaine d'utilisation:**

Renforcement de structures en béton armé ou précontraint, y compris les structures sujettes à l'action du feu ou aux hautes températures :
- Renfort au moment fléchissant,
- Renfort à l'effort tranchant,
- Renfort à la torsion,
- Confinement des piliers avec petite excentricité,
- Confinement et renforcement longitudinal de pilier avec grande excentricité.

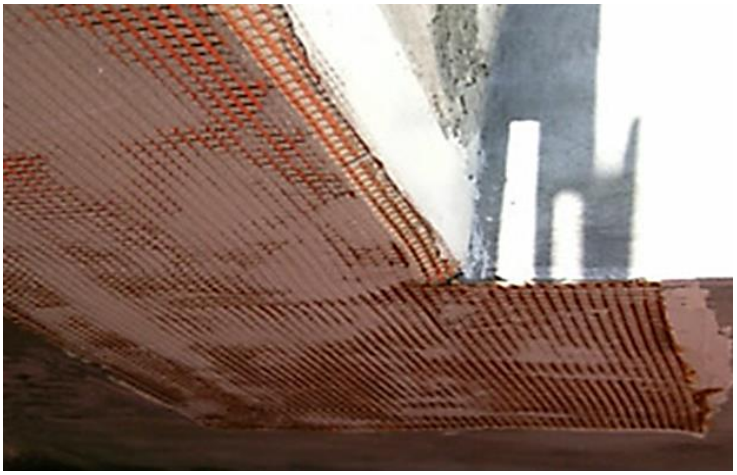


Figure I. 3 : application X Mesh Gold

I.6.2. **Préparation de la zone à traiter:**

Avant de procéder à une application quelconque d'un produit de réparation, il faut enlever sur toute l'épaisseur l'ancien matériau:

- brossage (brosse métallique).
- bouchardage (marteau à aiguille).
- burinage (marteau pneumatique, en profondeur).
- sablage à sec ou humide (projection sous pression de l'eau ou l'air de quartz ou grenaille métallique).

I.6.3. **Réparation de cordons de soudure défectueux:**

Tout cordon de soudure est enlevé par du personnel qualifié et selon une procédure approuvée par le fonctionnaire dirigeant. En l'absence de qualification, il procède, préalablement à tout travail, à une qualification sur un assemblage représentatif du travail à réaliser.

Le travail s'effectue notamment :

- au marteau pneumatique : l'outil se présente sous la forme d'une gouge bien arrondie avec un affûtage régulier, Ce système ne peut être utilisé dans le cas de soudure fissurée.
- au chalumeau gougeur.

Lors de l'enlèvement d'un cordon de soudure, la matière est enlevée par couches successives. Des contrôles par ressuage ou par magnétoscopie peuvent être exigés afin de vérifier que tout défaut éventuel est bien éliminé (cas des fissures sous cordon d'angle par exemple).

Toute réparation est réalisée avant tout traitement thermique par un opérateur qualifié.

I.7. REMPLACEMENT D'APPUIS:

I.7.1. Procédés de soulèvement :

Le nombre de pompes et de vérins est fonction de l'ouvrage et du schéma hydraulique utilisé.

Deux schémas distincts sont utilisés en pratique :

- premier schéma : n vérins associés à une même pompe

C'est le schéma classique mais qui ne s'applique pas aux ouvrages pour lesquels les réactions diffèrent sensiblement entre les appuis d'une même ligne. En effet, à sections de vérins égales, les efforts exercés par chacun d'eux sont pratiquement identiques, Le tablier risque d'être soumis à des efforts inadmissibles.

- deuxième schéma : n vérins associés à n pompes

Ce schéma s'applique aux ouvrages pour lesquels les réactions diffèrent sensiblement entre les appuis d'une même ligne.

Au cours du soulèvement de la structure par paliers successifs, l'ouverture des vérins et la pression sont réglées de manière à ce que le décalage vertical entre les poutres reste toujours inférieur à la limite théorique fixée.

- **Premier procédé :**
  - le tablier est soulevé.
  - les surfaces d'assise sont ragréées.
  - les appuis sont posés à leur emplacement définitif.
  - mortier de pose est déposé sur l'appui en quantité suffisante
  - le tablier est redescendu
  - le mortier en excès est éliminé.

Une variante de ce procédé consiste à placer le mortier sur la face d'assise inférieure et de déposer l'appui sur ce mortier. Dans ce cas, il est nécessaire de maintenir l'appui en place avant de redescendre le tablier pour s'assurer d'un parfait remplissage entre face d'assise et appui.

- **deuxième procédé :**

- le tablier est soulevé en utilisant le schéma à n circuits indépendants.
- les surfaces d'assise sont ragréées.
- les appuis sont posés à leur emplacement définitif.
- le tablier est redescendu jusqu'à 2 mm des appuis, Sa position au droit de chaque appui est ensuite ajustée de manière à y induire les contraintes précisées dans la note de calcul
- l'espace entre tablier et appuis est ceinturé par un joint de mastic puis injecté au moyen d'une résine époxy
- après polymérisation de la résine, le système de soulèvement est ensuite enlevé.

I.8. RÉPARATION DES JOINTS DE DILATATION :

Les travaux comportent la remise en état de l'étanchéité du joint, le remplacement d'éléments dégradés et l'aménagement des abords du joint.

Préalablement au démontage du joint de dilatation, celui-ci et ses abords sont nettoyés par élimination des débris de toutes sortes (cailloux, graviers, boulons, etc.) qui peuvent perturber le mouvement ou qui risquent de dégrader un élément de ce joint ou de ses abords.

L'enlèvement du joint existant se fait, suivant le cas, par simple démontage ou par démolition du béton d'ancrage.

Dans le second cas, il y a lieu de procéder sans détérioration des éléments structurels de l'ouvrage. La démolition du béton se fait à l'intérieur de la zone délimitée par les traits de scie dans le revêtement routier. Cette zone est indiquée sur les plans.

De plus :

- la zone de travail est délimitée par des traits à la craie indélébile
- la position des câbles et des ancrages de précontrainte est repérée avant de procéder aux forages et aux démolitions
- la démolition de béton à proximité de ces câbles et ancrages est interdite
- les produits de démolition sont soigneusement enlevés afin d'éviter le blocage du mouvement du tablier. Les zones d'appui ainsi que les espaces entre travées ou entre tablier et culée doivent notamment être débarrassées de tous débris
- la mise à nu des armatures existantes se fait avec le plus grand soin, afin de ne pas les endommager. Les armatures éventuellement endommagées sont remplacées aux frais de l'entrepreneur par de nouvelles armatures scellées dans le béton sain.

I.9. REMPLACEMENT D'ELEMENTS DE GARDE-CORPS ET DE BARRIERES DE SECURITE :

Deux cas sont rencontrés :

- obligation de placer l'ancrage au même endroit que celui qu'il remplace.
- Dans ce cas on procède par carottage autour de celui-ci.
- possibilité de placer l'ancrage à côté de celui qu'il remplace.

Dans ce cas on procède soit par forage, soit par carottage. Sauf prescriptions contraires des documents d'adjudication, la longueur d'ancrage (et donc la profondeur du trou) est la même que celle de l'ancrage d'origine.

Les moyens mis en œuvre pour procéder au forage ne peuvent en aucun cas altérer le béton au voisinage de l'ancrage.

- **Réalisation de l'ancrage :**

Les opérations sont réalisées dans l'ordre suivant :

- nettoyage et séchage des trous au moyen d'air comprimé.
- introduction de la résine d'ancrage en quantité suffisante.
- introduction de la tige d'ancrage.
- faire tourner la tige dans la résine afin d'assurer un contact parfait entre résine, trou et tige.
- attendre 48 heures au moins avant de poser et fixer les éléments à remplacer.

I.10. **CONCLUSION :**

La gestion des ouvrage d'art est d'actualité vu leur l'âge d'une part, et d'autres part, le nombre important d'ouvrages ayant connus des dégradations suite à des accidents, ou suite à des évènements naturels.

L'expertise des ouvrages, diagnostic et solutions de réparation, est une discipline de spécialisation dans l'ingénierie des Travaux Publics. Ce modeste travail de recherche bibliographique relative à cette discipline, nous a permis de s'initier aux différentes méthodes de diagnostic, et aux techniques de réparation et de renforcement.

CHAPITRE II : GENERALITE

II.1. PRESENTATION DU PROJET:

Le projet s'inscrit dans le cadre de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la wilaya de Tizi-ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djabahia, ce dernier permet de franchir les contraintes naturelles imposées par le site et donner une conformité du tracé routier.

II.2. PRESENTATION DU SITE DU DROJET :

Le site réservé à l'ouvrage du PK10+266 au PK10+506 se situe à Tizi-Ouzou.



Figure II. 1 : Tracé de la pénétrante autoroutière et le site de l'ouvrage.

II.3. DONNEES DE L'OUVRAGE :

II.3.1. Données fonctionnelles:

- **Données relatives à l'obstacle franchi qui sont :**

  La position de l'ouvrage d'art.

- **Données géométriques à la voie portée qui sont :**
  - Tracé en plan.
  - Profile en long.
  - Coupe transversale.

II.3.2. Données relatives à l'obstacle franchi :

- **La position de l'ouvrage :**

L'ouvrage d'art nommé ' V2 ' relie le point kilométrique PK 10+266 avec PK 10+506.

II.3.3. Données géométriques à la voie portée:

- **Tracé en plan :**

Tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques, l'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit.

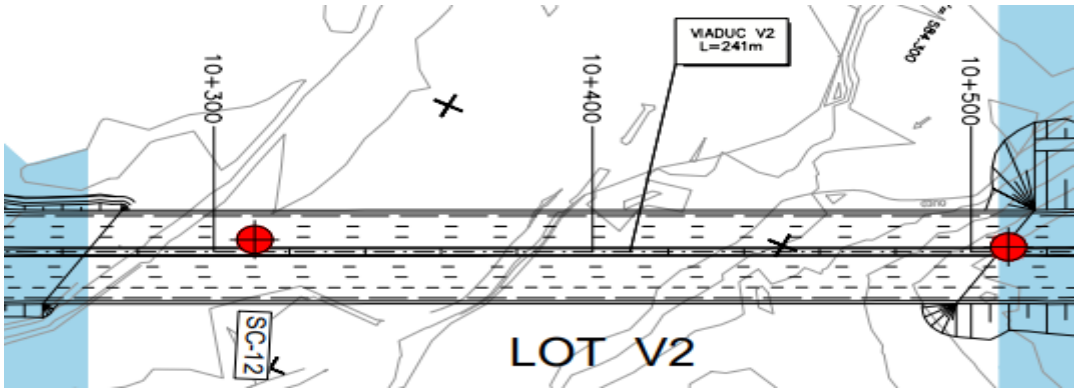


Figure II. 2 : Profile en plan.

- **Profile en long :**

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit.

Notre profil en long présente une pente longitudinale de 5.89 %.

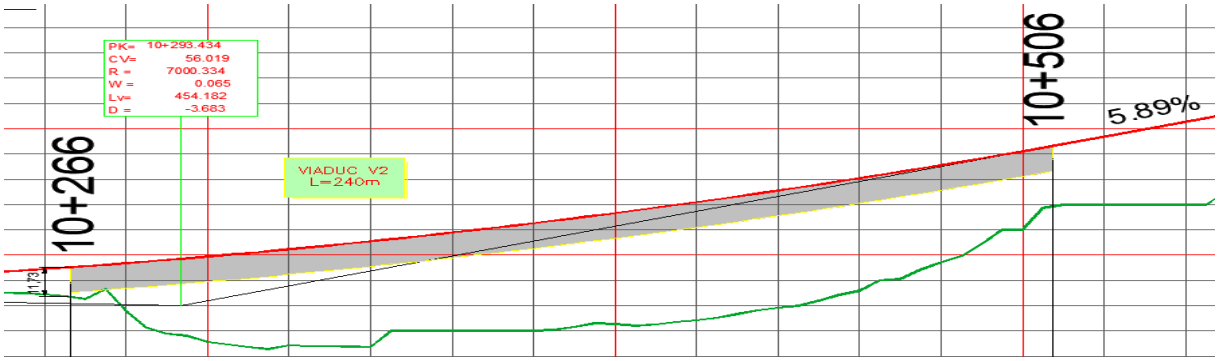


Figure II. 3 : Profil en long.

- **Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements des voies dans le sens transversal. Les composantes du profil en travers de notre ouvrage sont :

- La largeur roulable : 15.65 m.
- Largeur de trottoir : 0.94 m.
- Le divers : 2.5 %.
- La largeur totale : 17.55 m.

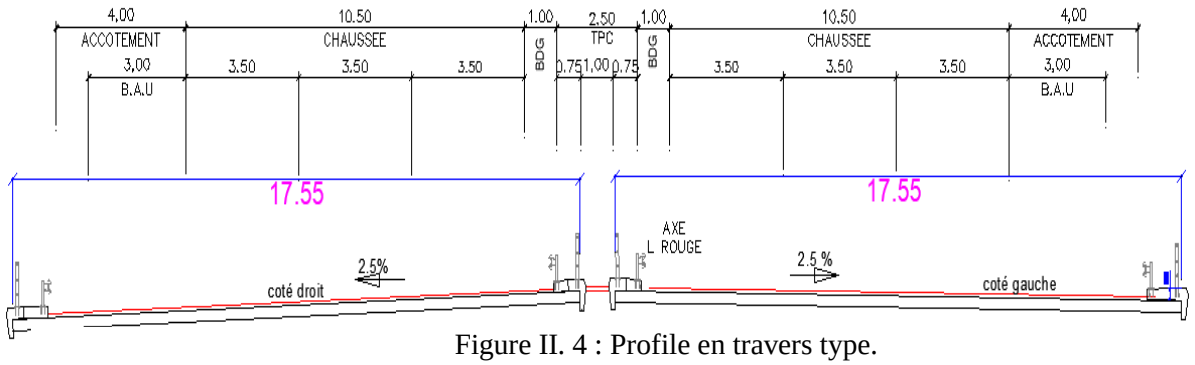


Figure II. 4 : Profile en travers type.

II.3.4. **Données naturelles:**

II.3.4.1. **Données topographiques :**

Le levé topographique du site a montré que le projet sera implanté sur un terrain présente un relief plus ou moins accidenté. C'est l'une des caractéristiques de la région.

II.3.4.2. **Données climatiques:**

- **Température et précipitations :**

La région où se situe le **V2** bénéficie d'un climat tempéré chaud. Les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été.

- La région de Tizi-Ouzou affiche une température annuelle moyenne de **17.9°C**.
- La moyenne des précipitations annuelles atteints **896 mm.**
- La différence de température entre le jour et la nuit est en moyenne de **10,6°C**.
- Sur l'année, la température varie moyennement de **17.3°C**.

II.3.5. **Données géologiques et géotechniques:**

II.3.5.1. **Données géologiques :**

Ces données concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Le projet de réalisation de la pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia est situé dans le domaine interne du Tell. Cette zone appelée aussi socle kabyle ou Kabylide, est composée principalement de massifs cristallophylliens métamorphiques (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes etschistes) et d'un ensemble sédimentaire paléozoïque peu métamorphique.

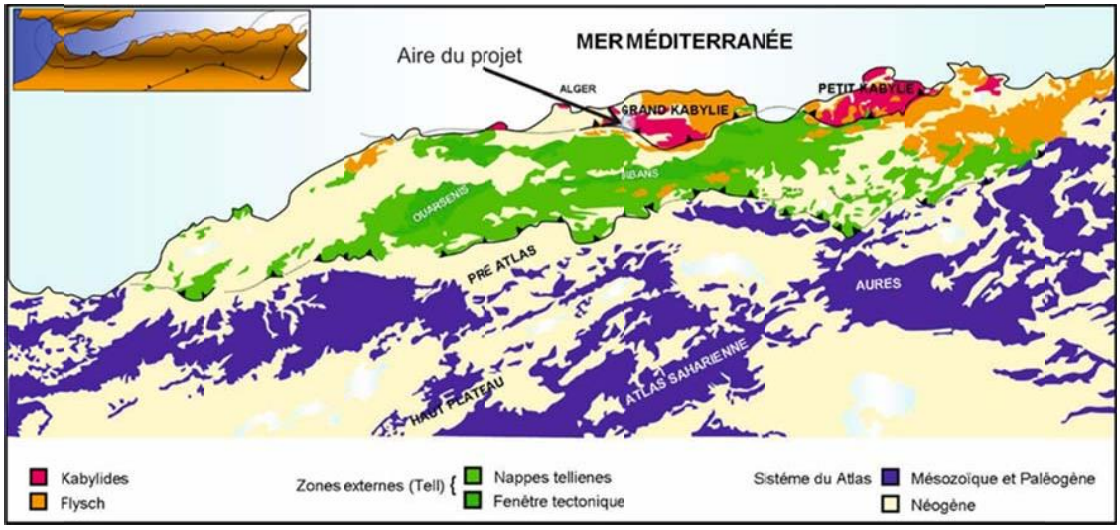


Figure II. 5 : Ensemble géologique du Nord de l'Algérie.

II.3.5.2. **Données géotechniques :**

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité, Parmi les méthodes de reconnaissance géotechnique, les sondages tiennent une place importante du fait des renseignements retenus.

Les sondages ont pour but de prélever des échantillons de sol, non seulement des couches sur lesquelles on doit établir une fondation, mais également des couches inférieures qui peuvent provoquer des tassements dans les ouvrages.

Les sondages carottés **SC-12** et **SC-12(4)**, réalisés aux endroits des culées du futur ouvrage, par une sondeuse de marque « *TEC* », nous ont révélé la constitution lithologique suivante :

Tableau II. 1 : Formations lithologiques du site.

Sondage	PK	Prof. *(m)*	Nature
SC-12	*10+340*	0 - 2,15	Alluvions
		2,15 - 26,10	Argile grisâtre, moyennement ferme ; mais plus au moins compacte à partir de 7,00met jusqu'à 26,10m
SC-12(4)	*10+500*	0 - 9	Argile sableuse, brunâtre, moyennement compacte, moyennement dure avec des passages d'alluvion entre 2,00 et 2,20m
		9 - 12	Alluvion; sable limoneux, galets
		12 - 25,30	Marne saine, grisâtre, moyennement compacte

- **Classification des sites selon RPOA VERSION 2008** :

Selon RPOA VERSION 2008, et selon les valeurs du module de déformation **E** et la pression limite **PL** : le site support du projet est classé dans **la catégorie S2 (site ferme)** caractérisée par un dépôt de sable et gravier très denses et d'argile sur consolidée.

II.3.5.3. **Données sismologiques:**

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008), notre ouvrage est classé en zone IIa c.à.d. une zone de sismicité moyenne.

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION :

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

III.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

III.3. LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Hauteur du tirant d'air à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.4. VARIANTE N°1 : PONT MIXTE (BIPOUTRE METALLIQUE A ENTRETOISE)

III.4.1. Présentation générale de la variante:

Un pont mixte à bipoutres résulte dans le cas le plus général de l'association d'une couverture, d'une ossature et d'un système porteur. La couverture est la partie qui reçoit directement les charges d'exploitation : elle les transmet au système porteur directement ou par l'intermédiaire d'une ossature (métallique). Cette dernière est constituée par un deux de poutres longitudinale et transversale (entretoises ore pièce de pont).

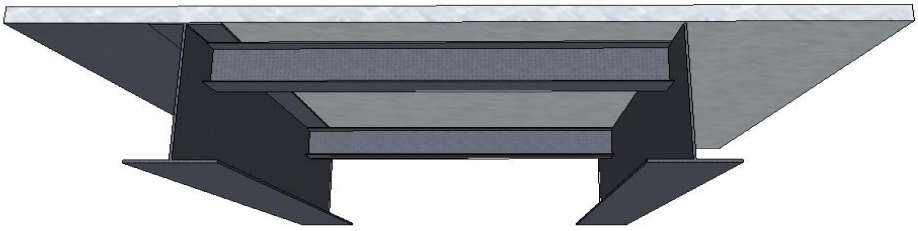


Figure III. 1 : Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise)

III.4.2. Avantages et inconvénients:

- **Avantage :**
  - La possibilité de franchir des grandes portées.
  - La rapidité d'exécution globale.

- Le gain sur les coûts de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.

- **Inconvénient :**
  - Le coût est plus élevé.
  - Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
  - La stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants dumontage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
  - Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).

III.4.3. Implantation des appuis :

Les ouvrages mixtes, et notamment les ouvrages à poutres, présentent une très grande souplesse vis-à-vis de la distribution des travées. Pour un ouvrage de grande longueur franchissant une brèche naturelle sans contrainte particulière, le rapport entre portée des travées de rive et portée des travées courantes peut atteindre 0.6 dans le cas d'un biais.

Le Pont mixte que nous avons proposé est de longueur totale de 240 mètres linéaires, donc on prend 3 travées. Il est composé de :

- Deux (2) travées de rives : 45 m chacune.
- Deux (2) travées centrales : 75 m chacune.

Tableau III. 1 : Implantations des appuis.

PILE / CULÉE	PK
C1	10+266
P1	10+311
P2	10+386
P3	10+461
C2	10+506

III.4.4. Pré-dimensionnement de la 1ere variante :

III.4.4.1. Pré-dimensionnement de la poutre :

- **Elancement :**

Sur pile : $L/35 \leq H \leq L/28$;
Sur culée : $L/60 \leq H'' \leq L/50$;
A la clé des travées : $L/50 \leq H' \leq L/40$

- **Les semelles :**

Les semelles sont constituées d'un plat en tôle de largeur constante ou variable et dont l'épaisseur peut aller jusqu'à 120 ou 150mm.

Pour fixer les idées, la largeur b_s de la semelle supérieure varie de 400 à 1 000 mm tandis que la largeur b_i, de la semelle inférieure varie de 500 à 1 200 mm.

- **L'âme :**

Les conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

$t_w \geq 0{,}005\ H_w$; $t_w \geq 12$ mm

Entraxe des poutres :

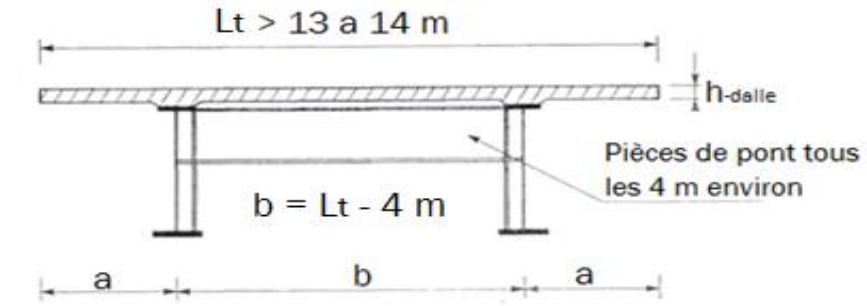


Figure III. 2 : Entraxe des poutres

- **La couverture :**

L'épaisseur de la dalle est constante et comprise entre 20 et 24 cm. Pour éviter l'encombrement de ferraillage dans la phase de dimensionnement on peut opter pour une dalle en béton armé, renforcé par des câbles de précontraintes dans le sens transversal.

- **L'entretoise:**

  - Entretoises courantes :

Les entretoises courantes des bipoutres sont en général des profilés de type IPE ou HEA, de400 à 700 mm de hauteur selon la hauteur et l'entraxe des poutres principales.

  - Entretoisement dans les zones sur piles :

Les entretoises sur piles sont beaucoup plus sollicitées que les entretoises courantes. De ce fait, les entretoises sur piles sont le plus souvent des PRS de hauteur comprise entre 600 et 1 600 mm, selon la portée de l'ouvrage.

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 2 : Pré-dimensionnement des éléments de la variante 1.

ELEMENT		RATIO USUEL	VALEUR RETENUE
Hauteur de poutre sur pile		L/35 ≤ H ≤ L/28	H= 2.7
Hauteur de poutre sur culée		$\frac{L}{60} \leq H \leq \frac{L}{50}$	H=1.3m
Hauteur de poutre à mi-travée		$\frac{L}{50} \leq H \leq \frac{L}{40}$	H=1.6m
Entraxe des poutres		environ L_T-4	L=13 m
Largeur des semelles	inf sur pile	Les conditions d'usinage et dévoilement local conduisent en général à 400mm≤B≤1300mm	Binf =1.2 m
	inf sur culée		Binf =1m
	inf a mi-travée		Binf =1 m
	sup sur pile		Bsup=1m
	sup sur culée		Bsup =800 mm
	sup à mi-travée		Bsup =800 mm
Épaisseur des semelles	semelle sup	-L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm. -L'épaisseur maximale dépasse rarement 150 mm.	Ess = 70mm
	semelle inf		esi = 80 mm
Épaisseur de l'âme		$e_a \geq 12$ mm pour les âmes raidies longitudinalement des poutres principales.	Ea = 50 mm
Épaisseur de la dalle	Au droit des poutres principales	entre 20 et 24 cm	d1=24m
	Au centre du tablier	entre 20 et 24 cm	d2 = 0.20m
Entretoise	L'espacement	environ 13 mètres	e=13 m
	Âme	----------	Ea = 20 mm.
	Hauteur	$\frac{L_T}{10} \leq He \leq \frac{L_T}{50}$	He = 1.3m
	Semelles	----------	Largeur Bs=300mm Épaisseur es=20mm

III.5. VARIANTE N°2 : PONT VOUSSOIRS CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIVE :

III.5.1. Présentation générale de lavariante:

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

III.5.2. Technique du procède:

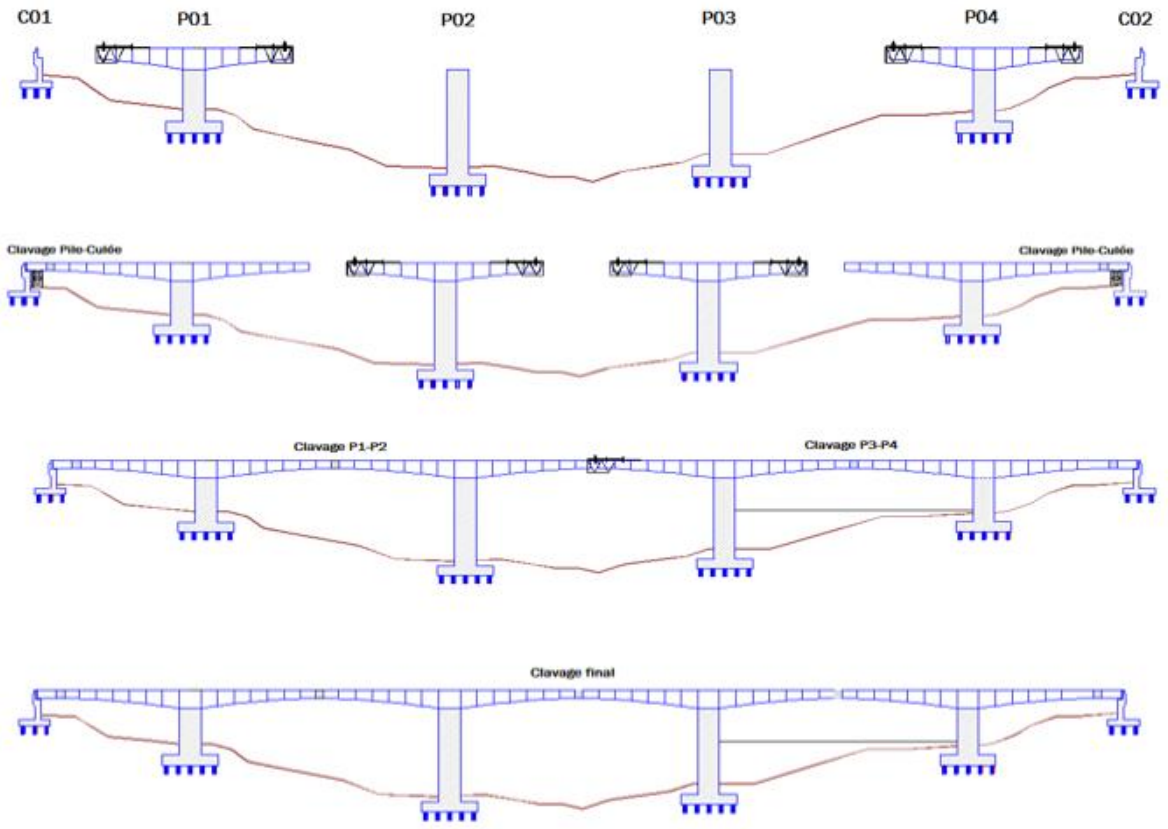


Figure III. 3 : Construction en encorbellement schéma de principe

III.5.3. Avantages et inconvénients :

- **Avantage :**
  - La construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contactavec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
  - La construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces

éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et, donc, de réduire lecoût du matériel de pose.
- La durée d'utilisation (l'entretient) est plus longue.
- La méthode permet d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses.

- **Inconvénient :**
  - À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds, ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.
  - Au chantier. Bien évidemment, lorsque les voussoirs sont préfabriqués, l'importance de ces tâches diminue ; elle reste cependant bien plus importante que pour un pont enbéton poussé. Lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et/ou celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.
  - Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certainssites.
  - Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

III.5.4. **Répartition des travées :**

Lorsque la hauteur du tablier est variable (cette variation est, le plus fréquemment, parabolique), et lorsque toutes les travées intermédiaires sont de même portée L, la longueur

Optimale des travées de rive est de l'ordre de 0,58 à 0,60 L. Si la hauteur du tablier est constante,la longueur optimale des travées de rive est plutôt de l'ordre de 0,60 à 0,70 L , (L représentant la portée des travées intermédiaires).

- L principale=55 m
- L rive=38.5 m
-

Tableau III. 2 : Implantation des appuis de la 2em variante

PILE / CULẺ	PK
C1	10+266
P1	10+304
P2	10+359
P3	10+414
P4	10+469
C2	10+505

III.5.5. Elancement et forme de l'intrados :

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre 1/20 à 1/25 de la portée maximale.

III.5.5.1. Découpage en voussoirs :

- **Voussoirs courants:**

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

On prend 4 m

- **Voussoirs sur piles :**
  - Pour les ouvrages coulés sur place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 8 m.
  - Pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose des voussoirs.

On prend 8m

- **Voussoirs de clavage :**

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée.

III.5.6. Conditions d'appui:

III.5.6.1. Tablier sur appuis simples :

La majorité des ponts construits par encorbellements successifs reposent sur des appuis simples en service alors que pendant la construction, ils sont encastrés sur piles grâce aux dispositifs de stabilité des fléaux. Les appuis définitifs sont dans la plupart des cas des appareils d'appui à pot d'élastomère.

III.5.7. Choix d'une section transversale :

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson.

- **Monocaissons nervures ou braconnes :**

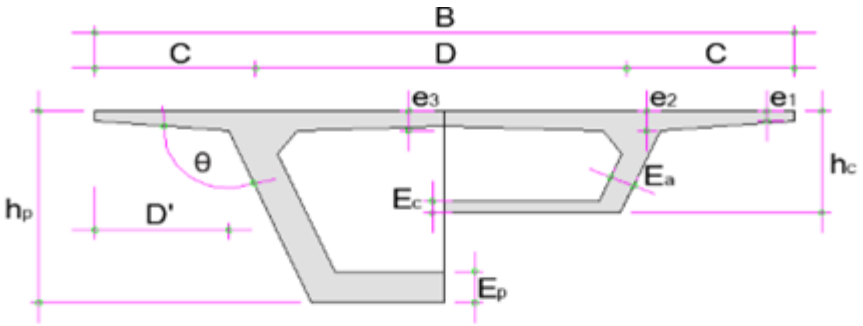
Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

- **Monocaissons nervures :**

Pour des largeurs de tablier comprises entre 18 et 25 m ou plus, la solution la plus courante est constituée par un caisson à deux âmes, avec un hourdis supérieur nervure et un hourdis inférieur en dalle pleine.

III.5.8. **Pré-dimensionnement d'une section transversale :**

Le pré-dimensionnement du caisson est fait par les documents SETRA et livre conception des ponts.



B : largeur totale du tablier ;
H_p : hauteur du voussoir sur pile ;
H_c : hauteur du voussoir de clef ;
E_a : épaisseur de l'âme sur pile ;
E_p : épaisseur du hourdi inférieur sur pile ;
E_c : épaisseur du hourdi inférieur en clef ;
e_1, e_2, e_3 : épaisseurs du hourdi supérieur aux sections considérées (voir schéma) ;
θ : inclinaison de l'âme.

Figure III. 4 : dimensions transversale.

- **Largeur du tablier B :**

La largeur totale du tablier est fixée par le profil en travers de la voie portée.
B=17.55 m

- **Largeur D/C :**

Les distances D et C dépendent de la largeur totale du tablier, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson (C = B/4). C=4.5m D=8.56m.

- **Epaisseur des âmes E_a :**

Les âmes du caisson sont inclinées avec un angle de 10%, cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile.

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$Ea = 26 + \frac{L}{5} = 35$ cm

- **L'épaisseur de l'hourdis inferieur :**

Au voisinage des piles, l'épaisseur est prise égale à 2,5 fois l'épaisseur minimale Ec pour les tabliers de hauteur variable.

Ec ≥ max{18;3*Ø ; Ea/3} cm

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile. La loi de variation de l'épaisseur en fonction de l'abscisse horizontale est parabolique :

E(x)=Ep-2*(Ep-Ec)*(x/l)+(Ep-Ec)*(x/l)^2

- **L'épaisseur de l'hourdis supérieur :**

Ep : épaisseur de l'hourdis inférieur du premier voussoir.

Ec : épaisseur de l'hourdis inférieur du dernier voussoir.

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées.

e1 ≥ 20 ou 25 cm ➔ e1 = 25cm D'/5 ≥ e2 ≥ D'/7 cm ➔ e2 = 60 cm

D' = C – Ea/2 ➔ D' = 4 m e3 ≥ D/25 cm ➔ e3 = 40 cm

- **Goussets :**

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle a compris entre 30° et 45° pour faciliter le bétonnage.

Leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

- **Nombre des voussoirs**

N=32 voussoirs

III.5.8.1. Récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson :

Tableau II. 3 : Récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson.

ELEMENT		VALEUR RETENUE
hauteur de voussoir		Hp = Hc = 2.5 m
Largeur de la nervure del'intrados		Li = 8.78 m
Largeur de l'encorbellement		LE = 4.36m
Hourdis supérieur	épaisseur en extrémité	e1 = 20 cm
	épaisseur a l'enracinement	e2 = 70 cm
	épaisseur à mi-portée	e3 = 35 cm
Epaisseur des âmes		Ea=35 cm
Hourdis inférieur		À mi- travée : Hi(travée) = 20cm
		Sur pile : Hi(pile)=20x3 = 60cm
Le découpage en voussoirs		4 m pour les voussoirs courants
		8 m sur pile et sur culée

III.6. VARIANTE N°3 : PONTS À POUTRES « PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES :

III.6.1. Présentation générale de la variante:

Les ponts poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économique, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension solidarisées par un hourdis en béton coulé en place (sur des coffrages perdus non participants). Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis.

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

Les deux types de tabliers Pour cette famille (pont à poutres précontraintes préfabriquées) sont :

- Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (par post-tension).
- Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes de type PRAD (par adhérence).

Ces deux types de tabliers présentent de nombreux points communs. Ils diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte. La post-tension, permettant une mise en œuvre sur chantier, conduit à une préfabrication sur le site, tandis que la pré-tension, ou précontrainte par adhérence, est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine.

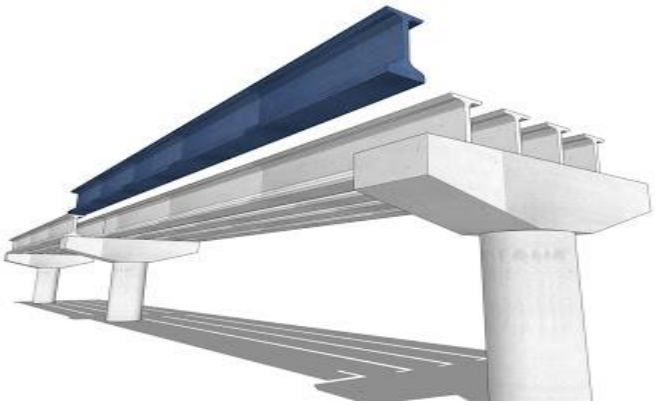


Figure III. 5 : Morphologie générale d'un pont à poutre.

III.6.2. Avantages et inconvénients :

- **Avantage :**
  - Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.
  - Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique.

- En particulier, il permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière. Toutefois, l'amortissement des coffrages correspondants ne pourra être réalisé que sur un nombre important de poutres.
- Un autre intérêt de ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

- **Inconvénient :**
  - Par ailleurs, ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes.
  - Afin de profiter au mieux de la préfabrication, il est souhaitable de pouvoir implanter les appuis à intervalles réguliers pour réaliser des travées de longueurs égales. Cet aspect peut constituer un handicap pour ce type d'ouvrage.
  - Une autre critique peut être soulevée à propos de la qualité architecturale de ce type de tablier. Chaque appui reçoit deux lignes d'appuis de travées adjacentes, ce qui nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique, surtout dans le cas où les appuis ne sont pas suffisamment hauts.

III.6.3. **Implantation des appuis :**

Le respect des contraintes de la brèche franchie, permette de dégager les zones où les appuis pourront être implantés.

Dans la mesure du possible, on s'efforcera d'implanter les appuis à intervalles réguliers de façon à projeter un ouvrage à travées égales.

Le pont que nous avons proposé est de longueur totale de 241 mètres linéaires, donc on prend 06 travées isostatique de même longueur (40 mètres linéaires). Il est composé de deux (02) culées et cinq (05) piles intermédiaires.

Tableau III. 3 : Implantation des appuis de la 3em variante.

PILE /CULÉE	PK
C1	10+266
P1	10+306
P2	10+346
P3	10+386
P4	10+426
P5	10+466
C2	10+506

III.6.4. **pré-dimensionnement de la variante :**

Tableau III. 4 : Pré-dimensionnement des éléments de la variante.

ÉLEMENT	RATIO USUEL	RESULTATS
entraxe des Poutres	λ varie de l'ordre 1.5 m à 2,5 m	λ =1.75
Nombre des poutres	$\boldsymbol{N = La/\lambda}$ +1 (La : entraxe entre les poutres de l'extrémité La=17.55-2×0,94=15.67m)	N = 10 poutres
Elancement du tablier ht	$\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{20}} \leq \mathbf{ht} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{16}}$ Avec :(ht=h_{poutre}+h_{dalle})	h_t =2.25 m
Epaisseur de l'âme en travée	$\boldsymbol{Ea \geq 14 + \emptyset}$ ∅: le diametre de la gaine de précontrainte	E_a =30 cm
Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis	les âmes sont dimensionnées pour résister à l'efforttranchant	b_0=60 cm
Largeur de talon	La largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m.	L_t =0.6m
Epaisseur de talon	Généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m	e_t =15 cm
Largeur de la table de compression	$0.6h \leq b \leq 0.8h$	b=1.20 m
Epaisseur de la table de compression	L'épaisseur de la table de compression varie entre 12 et 15 cm.	e_c =10cm
Epaisseur de la dalle	Justification au poinçonnement par charge concentré)	e_d= 25 cm
Largeur de la dalle	Égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs	L_d = 17.55 m

- **Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier etles câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $\mathbf{45° \leq \alpha \leq 60°}$

Gousset du talon : α =53° et e_1= 20 cm

Gousset de la table de compression : α_1 =6° et e_1= 3 cm α_2 =45° et e_2= 11 cm

III.7. ANALYSE MULTICRITERE :

III.7.1. Introduction :

L'analyse multicritères est une méthode de comparaison quantitative de solutions pour un projet donné. Les résultats sont présentés sous la forme d'un tableau.

III.7.2. Intérêt de cette méthode :

Au niveau de la conclusion d'une étude d'ouvrage, proposant un choix multiple, l'analyse multicritère permet de rappeler sous forme concise les contraintes principales du projet. Elle demande à celui qui l'établit un effort de hiérarchisation des critères.

Elle met côte à côte des critères de nature différente, à caractère plus ou moins qualitatif ou quantitatif, comme le cout et l'esthétique de l'ouvrage.

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante:

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la méthode de construction du tablier.
- Selon la constitution du tablier.
- Selon la disposition en plan : droits.

Tableau III. 5 : Analyse multicritere.

Les critères de choix Les variantes	Economie	Réalisation	Esthétique
Pont mixte (bipoutre métallique aentretoise) 	-Le coût est plus élevé. -l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.	-besoins d'une Main-d'œuvre qualifié. -Besoins de contrôle strictde qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons).	Notre ouvrage est situé àl'extérieur de la zone urbaine c'est pour ça le facteur esthétique est un critère très peu décisif dansle choix du type d'ouvrage.
Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive. 	-Consommation importante des matériaux (béton, acier...etc.).	-Coffrage spécial (équipement mobile). -Le délai est très long par rapport aux autres variantes.	
Pont à poutre précontrainte par post-tension 	-Poids propre relativement important qui impose l'utilisation des fondations profondes.	-Simple à réalisé	

III.8. **CONCLUSION :**

Après l'analyse et l'évaluation des différentes variantes selon les critères de choix cités précédemment on a choisi la variante «Pont à poutre précontraint à travées indépendantes » car elle répond bien mieux aux critères de choix et en outre elle est compatible aux conditions naturelles imposées par notre site.

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DU TABLIER ET MATERIAUX

IV.1. CARACTERISTIQUE DU TABLIER :

IV.1.1. MODELES DE CALCUL:

Les caractéristique du tablier seront calculé analytiquement et aussi numériquement à l'aide de logiciel de calculs automatisés "**Microsoft Excel**"**,** selon les hypothèses et les normes indiqué ci- dessous.

La vérification des résultats sera faite en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis :"**ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018** ".

IV.1.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES POUTRES:

- **Notations et formules des différentes caractéristiques géométriques :**

V =$\frac{s/\Delta}{Bnet}$; V' = H-V

V : la distance entre la fibre supérieure et le centre de gravité.

V' : la distance de la fibre inferieur et le centre de gravité.

Δ : L'axe situé au niveau de la fibre inférieure.

$Bbrute$ = X × Y

B_{brute} : la section brute de l'élément (Sections des gaines de précontrainte ne sont pas prisent en compte).

X : la dimension par rapport à l'axe X.

Y : la dimension par rapport à l'axe Y.

$S_{/\Delta}\ brute = B_{brute} \times Z$

$S_{/\Delta}\ brute$: Le moment statique brut de l'élément par rapport à l'axe Δ.

$I_{/\Delta brute} = \sum I_0 + B_{brute} \times Z^2$

$I_{/\Delta brute}$: Le moment d'inertie brute de la section parrapport à l'axe Δ.

I_0: Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.

Z: La distance entre le centre de gravité de l'élément et le centre de gravité de la Section.

B_{net} = 95% B_{brute}

B_{net}: Section nette de la poutre (Sections des gaine sont prisent en compte).

$S_{/\Delta}\ net$ = 95% $S_{/\Delta brute}$

$S_{/\Delta\ net}$: Le moment statique net de section.

$I_{/\Delta net}$ = 90% $I_{/\Delta brute}$

$I_{/\Delta net}$: Moment d'inertie net de la section par rapport à l'axe Δ.

I_G = I_0+B×Y_G^2

I_G : Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le centre de Gravité.

$$\rho = \frac{IG}{V \times V' \times Bnet}$$

ρ: Le rendement géométrique de la section.

IV.1.2.1. **Caractéristique géométriques de la section a mi- travée :**

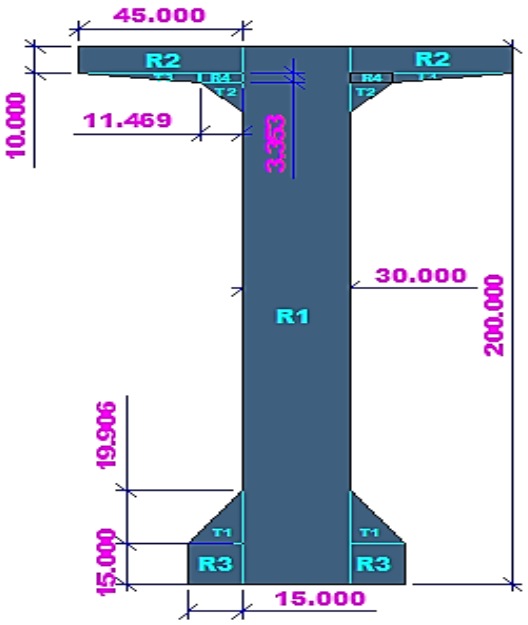


Figure IV. 1 : Section à mi- travée

Tableau IV. 1 : Caractéristiques des sections élémentaires constituant la poutre.

élément	X (cm)	Y (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	Y_G (cm)	S=B*Z (cm^3)	I0 (cm^4)	$I_{/\Delta}=I_0+B*Z^2$ (cm^4)	$I_{/G}=I_0+B*Y_G^2$
R1	30	200	6000	100	5,37	600000	20000000	80000000	20173021,4
R2 *2	45	10	900	195	89,63	175500	7500,00	34230000	7237683,21
R3 *2	15	15	450	7,5	87,13	3375	8437,5	33750	3424674,11
R4 *2	11,469	3,353	76,911	188,323	82,593	14484,131	72,056	2727767,195	524729,1927
T1 *2	15	19,906	298,59	24,953	69,677	7450,716	9859,661	195777,384	1459479,573
T2 *2	11,469	11,469	131,537	180,913	-86,283	23796,927	1441,85	4306615,332	980709,89
T3 *2	33,531	3,353	112,429	188,323	82,953	21173,049	105,333	3987477,627	773754,84
∑			7969,468			845779,825	20027416,4	125481387,5	34574052,21
ρ									0,45

- **Distance entre centre de gravité et les fibres supérieures et inférieures:**

$V = \frac{s/\Delta}{Bnet} = \frac{254416.43}{25719} = 105.37cm \rightarrow Y_G = 105.37$ cm

Donc :

V' = 94.63 et V = 105.37 cm

- **Moment d'inertie total de la poutre :**

$I_{/\Delta} = I_G + S_i \times Z^2 = 112037715{,}1\ cm^4$

- **La section nette de la poutre :**

B_{net} = 95% B_{brute} =7333.05 cm^2

- **Le moment statique net de la poutre :**

$S_{/\Delta\ net}$ = 95% $S_{/\Delta brute}$ = 735695.61 cm^3

- **Le moment d'inertie net de la poutre :**

$I_{/\Delta net}$ = 90% $I_{/\Delta brute}$ = 29593833,95 cm^4

IV.1.2.2. Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée avec hourdis:

- **V' = 143.77 cm**
- **V = 81.23 cm**
- **B = 12700 cm^2**
- **I_G = 68170000 cm^4**
- **$I_{/\Delta}$ = 275413135,6 cm^4**
- **$\rho = \frac{IG}{V \times V\prime \times Bnet}$ = 0.47**

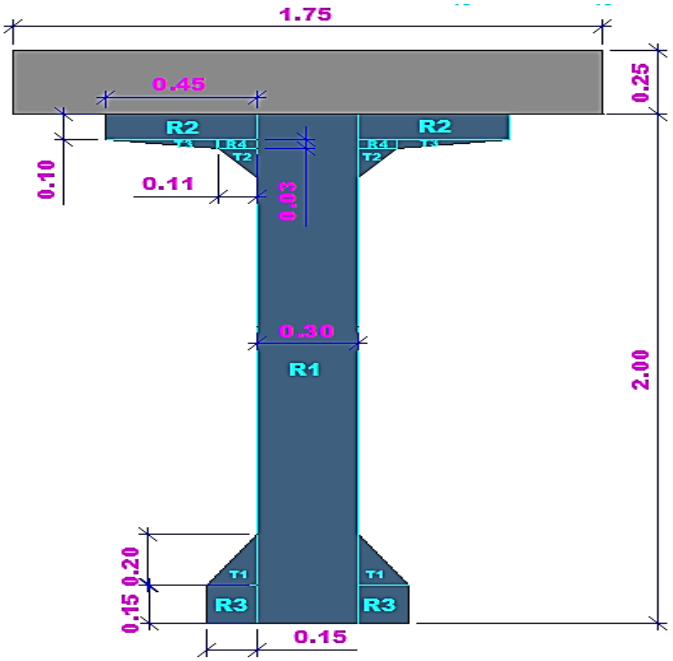


Figure IV. 2 : Dimensions de la section à mi- travée avec hourdis.

IV.1.2.3. Caractéristiques géométriques de la section d'about :

- **V=105 cm**
- **V' = 95 cm**
- **B = 12700 cm^2**
- **I_G = 45799893 cm^4**
- **$I_{/\Delta}$ = 183069295,7 cm^4**
- **ρ =0.36**

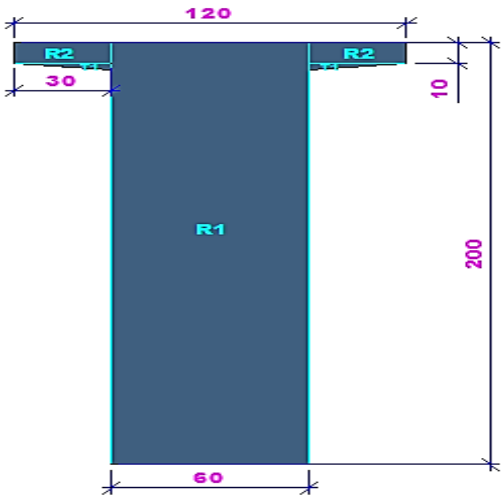


Figure IV. 3 : Section d'about de la poutre seule.

IV.1.2.4. **Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis:**

- **V=133 cm**
- **V' = 92 cm**
- **B = 17100cm²**
- I_G **= 83538571 cm⁴**
- $I_{/\Delta}$ **= 397366382,4 cm⁴**
- ρ **=0.40**

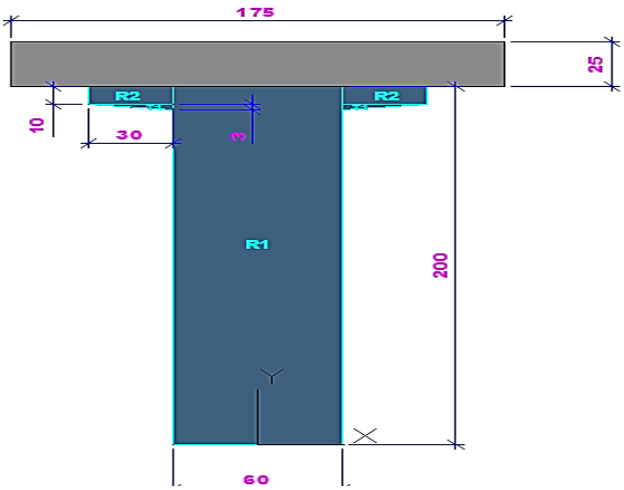


Figure IV. 4 : Section d'about de la poutre avec hourdis.

IV.1.3. **LES ÉQUIPEMENTS du tablier :**

Les équipements sont des éléments du pont mains qui n'ont pas une importance mécanique, c'est-à-dire ne collaborent pas à la résistance de l'ouvrage.

En d'autre par les équipements jouent un rôle fondamentale dans la conception et ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis à vis des usagers.

La conception complète d'un ouvrage elle doit donc obligatoirement comprend le détail concernant les équipements :

- Revêtements du tablier (couche de roulement, étanchéité).
- Trottoirs.
- Dispositifs de retenue.
- Corniches.
- Appareils d'appuis.
- Joints de chaussée.
- Plots parasismiques.

IV.1.3.1. **Revêtements du tablier:**

- **Etanchéité :**

Pour protéger les armatures dans le béton, car ce dernier n'est pas parfaitement étanche.Il est donc nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toute la dalle de couvertures en béton.

Il existe des divers types d'étanchéités les choix de du type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (conditions thermo-hydrologique).

- **Couche de roulement :**

La couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux dont l'épaisseur courant et de 7 à 8cm, et dont la masse volumique varie selon la qualité et la compacité entre 2.2 et 2.5 t/m3.

- **Trottoirs:**

Le rôle des trottoirs est de protéger les usagers, en général par simple surélévation de 10 à 20 cm, la largeur convenable pour permet la circulation des piétons (≥1m).

Il existe de divers type de trottoir, dans notre cas les trottoirs sur caniveau sont les plus intéressants car ils sont léger et permet de disposer sous les dallettes, des canalisations ou des câbles.

- **Dispositifs de retenue:**

Les dispositifs de retenue sont les équipements placés sur les bords latéraux des ponts,destiné à retenir des piétons ou des véhicules en perdition.

- **Les garde-corps :**

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction une fonction esthétique (surtout en milieu urbain), leur conception doit respecter les prescriptions du RCPR (règlement algérien des charges et surcharges sur les ponts routiers)

Hauteur h minimale est égale à :

h_{min} = min $(1.2m; 0.95m + 0.005H \pm 0.05m)$

Avec, H est la hauteur (en m) du trottoir au-dessus du sol ou de l'eau.

- **Corniches:**

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique en plus de ce rôle intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse, il existe trois catégories de corniches :

- Les corniches en béton coulées en place.
- Les corniches en béton préfabriquées.
- Les corniches métalliques.

IV.2. MATERIAUX :

IV.2.1. BÉTON :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée $f28$. Le béton est dosé à 400 $kg/m3$ de ciment CPA 325.

Densité : la masse volumique du béton armé est : γ = 2, 5 $t/m3$.

IV.2.1.1. La résistance caractéristique à la compression :

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique par " fcj ".

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge j ≤ 28 et pour un béton non traité thermiquement :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.86j} \times f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

IV.2.1.2. La résistance caractéristique à la traction :

Cette propriété joue un rôle important dans les problèmes de fissuration, traction et de cisaillement, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée "f_{tj} " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$ (MPa) pour $f_{cj} < 60$ MPa

IV.2.1.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES DU BETON :

La contrainte σ en service et bornée à une valeur appelée contrainte admissible définie par :

- **Contrainte admissible à la compression :**

Contrainte Admissibles à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{\mathbf{0.85}\times \text{fcj}}{\boldsymbol{\theta}\times \gamma \text{b}}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Avec :

$\boldsymbol{\gamma}_b = 1.5$ en situations durables ou transitoire.

$\gamma_b = 1{,}15$ en situations accidentelles.

Le coefficient **θ** est fixé à :

- **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.
- **9** lorsque cette durée est comprise entre $1h$ et $24h$.
- **0.85** lorsqu'elle est inférieure à $1h$.

Contraintes admissibles à l'E.L.S:

$\sigma_{bc} = 0{,}5 \times f_{c28}$ En service

$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$ En construction.

- **Contraintes admissibles à la traction :**

Le règlement BPEL limite les contraintes de traction dans le béton par les valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, 1.5 f_{tj} ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

IV.2.1.4. DEFORMATION DU BETON :

- **Déformation longitudinale du béton :**

On considère deux modules de déformation longitudinal pour le béton "Eij" définit par lesrègles BPEL comme suit :

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$Eij=11000\times(fcj)^{1/3}$

- Module de déformation différée (longue durée >24h) :

$Evj= Eij / 3=3700\times(fcj)^{1/3}$

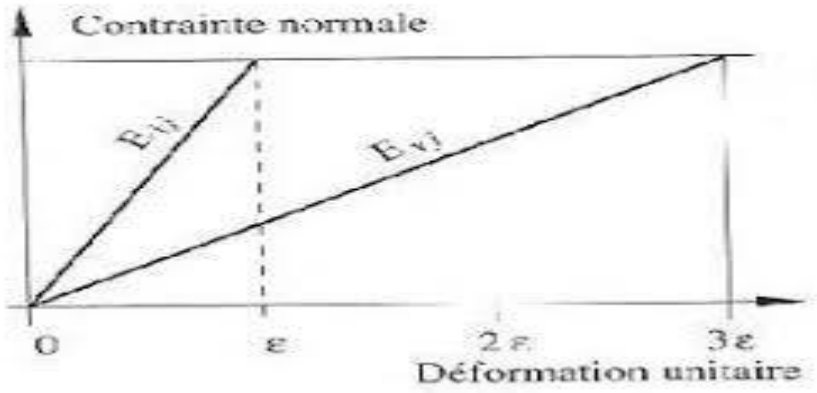


Figure IV. 5 : Modules de déformation instantanée et différée.

IV.2.2. **ACIER :**

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

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

IV.2.2.1. **ACIERS ACTIFS :**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute limite d'élasticité que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

f_{prg} : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

IV.2.2.2. **ACIERS PASSIFS :**

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

- **La limite élastique :**

On définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résidence garantie à la rupture.

- **Module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinale "E_P" des aciers de précontrainte est pris égal à :

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons.

- **Diagramme contrainte déformation :**

Le calcul à E.L.U sortant du domaine élastique, il est nécessaire de connaître la relation entre les contraintes et les déformations, aux différents stades de calcul.

- **Limite d'élasticité :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, de classe FeE50, la limite élastique de ces derniers est de 500MPa.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γs tel que :

- $\gamma s = 1 \rightarrow situation\ accidentelle.$
- $\gamma s = 1.15 \rightarrow situation\ durable\ ou\ transitoire.$

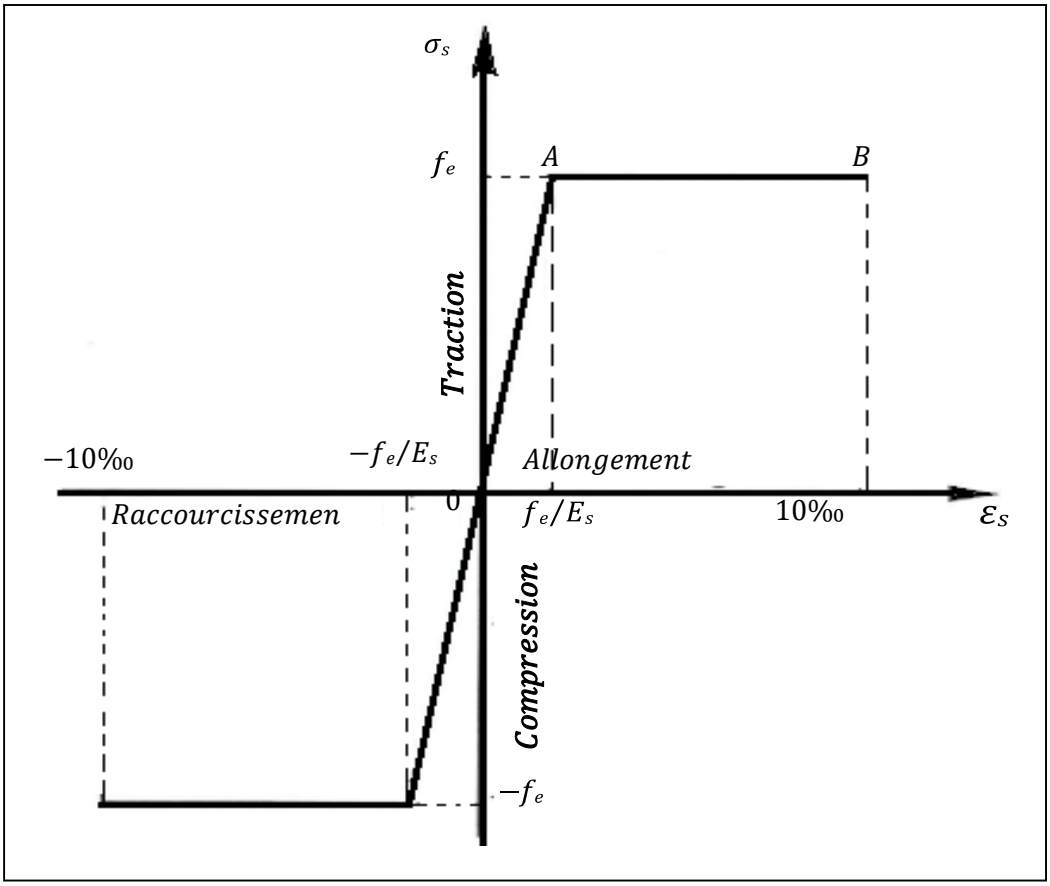


Figure IV. 6 : Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier.

- **Contrainte limite de traction :**

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$
- En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma st} = \min\{\frac{2}{3} \times fe\ ; 110\sqrt{5ftj}$
- En fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma st} = min\{0.5 \times fe\ ; 90\sqrt{5\overline{ftj}}\}$

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

$E_s = 2.10^5\ MPa.$

- **PRÉCONTRAINTE :**

Ces qualités sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à longterme (28 jours et plus)
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement à l'eau séléniteuse.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.
- Les torons utilisés dans ce projet sont T15S Super TBR (très basse relaxation) de φ=2mm.
- Ces torons de précontrainte sont conformes aux Normes Européennes :(NORME EN 10138/6 - 79).
- Résistance ultime f_{prg} = 1860 Mpa.
- Limite élastique f_{peg} = 1674 Mpa.
- Module d'élasticité E_p = 190000 Mpa.
- Section droite d'un toron A_p = 150 mm².
- Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiquessuivantes μ_0 = 0,43.

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION :

Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables. Dans ce chapitre on procéder au calcul des charges et surcharges que le tablier doit supporter.

La répartition des efforts dans la structure est calculée à partir des méthodes numériques consistent d'abord de calculer les efforts engendrés par les charges au sens longitudinal (théorie classique des poutres) ensuite la répartition de ces efforts transversalement en utilisant les lignes d'influences (méthode de Guyon-Massonnet-Barrez).

V.2. TYPE DE CHARGE :

Les charges et les surcharges agissants sur le pont sont classées en trois catégories suivantes :

- Les charges permanentes (CP).
- Les charges complémentaires permanentes (CCP).
- Les surcharges selon RCPR.

V.3. CALCULE DES CHARGES PERMANENTES (CP) :

V.3.1. Poids de la poutre :

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

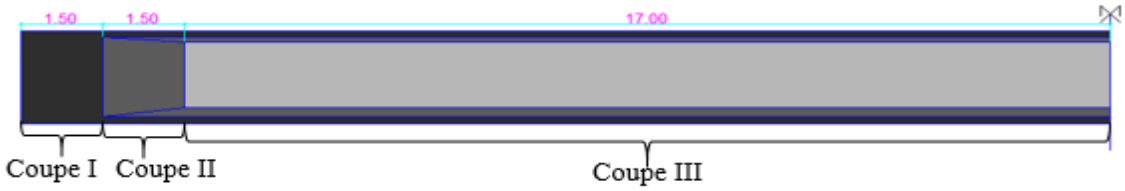


Figure V. 1 : Vue en plan des differentes secions de la poutre.

Coupe I : Section d'about.

Coupe II : Section variable.

Coupe III : Section d'médiane.

$P_P = \rho \times \sum(Li \times Si)$

Telle que :

- Li: Longueur de la section (m).
- ρ: Poids volumique du matériau (KN/m^3).
- Si: Air de la section (m^4).

$P_p = 2 \times 25 \times (1.269 \times 1.5 + 1.02 \times 1.5 + 0.797 \times 17)$

$P_p = 849.125$ KN

Alors le poids linéaire de la poutre est de :

Ppl = Pp/L = 849.125/40 = 21.228 KN/m

V.3.2. **Poids de la dalle :**

Poids de la dalle revenant à la poutre intermédiaire :

$P_{D,\ inter} = 25 \times 0.25 \times 1.75$ ⟹ $P_{D,\ inter} = 10.31$ KN/m

Poids de la dalle revenant à la poutre de rive :

$P_{D,\ rive} = 25 \times 0.25 \times 2.18$ ⟹ $P_{D,\ rive} = 13.56$ KN/m

Alors le poids de la dalle est de :

$P_D = 40 \times 17.55 \times 25 \times 0.25$ ⟹ $P_D = 4387.5$ KN

Donc :

$CP = 10 \times P_{pl} + P_{Dl}$

$CP = 321.97$ KN/m

V.4. **CALCULE DES COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES :**

V.4.1. **Revêtement et étanchéité :**

$Pr = \rho r \times Lr \times Lr' \times (er + ee)$

Avec

ρr : masse volumique du revêtement (KN/m3).

Lr : Langueur du revêtement (m).

Lr': Largeur du revêtement (m).

er : épaisseur du revêtement (m).

ee : épaisseur étanchéité (m).

Donc :

$Pr = 24 \times 15.66 \times (0.08 + 0.02)$ ⟹ $Pr = 37.584$KN/m

V.4.2. **Les trottoirs :**

$Pt = \rho b \times et \times (Lt + L't)$

Avec

ρb : masse volumique du béton (KN/m3). .

et : épaisseur du trottoir (m).

Lt : Langueur du trottoir (m).

L't : Largeur du trottoir (m).

Donc :

$P_t = 25 \times 0.26 \times (2 \times 0.94)$ ⟹ $P_t = 12.22$ KN/m

V.4.3. **Les corniches :**

$P_c = 2 \times S_c \times \rho_b \times L_c$

Avec :

S_c : Section de la corniche (m^2).

ρ_b : masse volumique du béton.

L_c : Langueur de la corniche.

Donc :

$P_c = 2 \times 0.1 \times 25$ ⟹ $P_c = 5$ KN/m

V.4.4. **Les garde-corps :**

P_{GC} = 1 KN/m. On a 2 gardes corps :
Donc : P_{GC}= 2 KN/m

V.4.5. **Les glissières de sécurité :**

Le poids de la glissière de sécurité est P_{GS} = 0.6 KN/ml
Le poids des glissières de sécurité pour deux trottoirs P_{GS} = 1.2 KN/ml
CCP = $P_r + P_t + P_c + P_{GC} + P_{GS}$
CCP = 37.632 + 12.22 + 2 + 0.12 ⟹ CCP = 51.972 KN/m

V.5. **TABLEAU RECAPITULATIF DES CHARGES :**

Tableau V. 1 : Récapitulatif des charges.

	Eléments	Poids linéaire [KN/m]	Poids [KN]
CP	Poutre	212.28	849.125
	Dalle	109.69	4387.5
CCP	Revêtement et étanchéité	37.584	1503.36
	Les trottoirs	12.22	488.8
	Les corniches	5	200
	Les garde-corps	2	80
	Les glissières de sécurité	0.12	4.8
Poids totale du tablier		378.9	15155.7

V.6. **CALCUL DES SURCHARGES :**

Selon le DTR Algérien des « REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES » (RCPR).

V.6.1. **Caractéristiques du pont :**

- **Largeur roulable :**

Selon l'RCPR, la largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles.

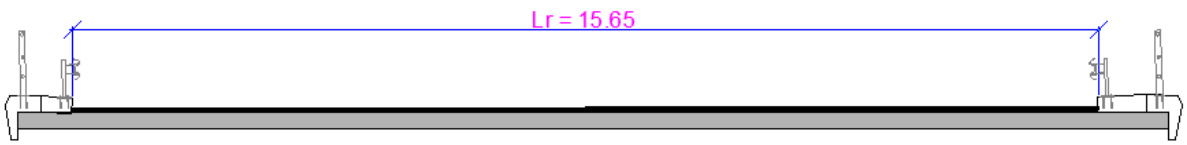


Figure V. 2 : Largeur roulable.

L_r = 15.65 m

- **Largeur chargeable :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable. En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière).

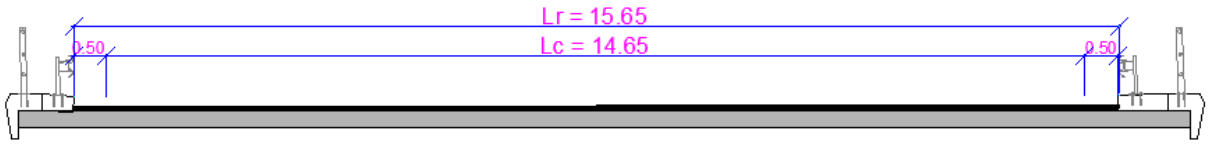


Figure V. 3 : Largeur chargeable.

Donc

$L_c = L_r - 1 = 15.65 - 1$

$L_c = 14.65$ m

- **Nombre de voies :**

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

$N = \frac{Lc}{3} = \frac{14.65}{3}$

N = 4 voies

- **Classe de pont :**

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m sont de 1ères classes.

Notre pont à une largeur roulable Lr = 15.65 m donc 1ère classe.

V.6.2. **Type des surcharges :**

D'après RCPR les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L).
- Système B : (Bc, Bt).
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

V.6.2.1. **Système de charge A(l) :**

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par les coefficients a_1 et a_2

La charge A(l), exprimée en KN par mètre carré [KN/m^2] est donnée en fonction de la longueur chargée, exprimée en mètres par :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}$$

Avec : l = 39 m

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{39+12} = 9.36 \text{ KN/m}^2$$

A(l) = 9.36 KN/m^2

- **Calcule du coefficient a_1 et a_2 :**

Le coefficient a_1 est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
Notre pont est de 1ères classes.

Tableau V. 2 : Valeurs de a_1 en fenction du nombres des voies chargées.

Nombres des vois chargées	a_1
1	1
2	1
3	0.9
4	0.75

Le coefficient a2 est donné par la formule si dessous :
a2 = V_0/V
Avec :
V : La largeur d'une voie.
V0 : Est en fonction de la classe du pont.

$$V = \frac{L_C}{N} = \frac{14.65}{4} = 3.66\ m$$

V_0= 3.5 m
Donc :

$$a_2 = \frac{3.5}{3.66} = 0.96$$

- **Calcule de la charge A_1 et A_2:**

La charge A_1 est obtenue par :

$$A_1 = \max\begin{cases} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 \times l \end{cases}$$

La charge A_2 est obtenue par :

$$A_2 = a_2 \times a_1 \times A(l)$$

- **Calcule des charges A(l) :**

Tableau V. 3 : Calcule des charges A(l).

Nombres des voies	L [m]	A(l) [KN/m^2]	a_1	a_2	$a_2 \times a_1 \times A(l)$ [KN/m^2]	L_v [m]	A(l) [kN/m]
1	39	9,36	1	0,96	8,94	3,66	32,76
2	39	9,36	1	0,96	8,94	7,33	65,51
3	39	9,36	0,9	0,96	8,05	10,99	88,44
4	39	9,36	0,75	0,96	6,71	14,65	98,27

Avec :

L_v = (nombre des voies chargées) × V

$A = L_v \times (a_2 \times a_1 \times A(l))$

V.6.2.2. **Système de charge B :**

Le système de charge B représente tous catégories de camion ; il comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

V.6.2.3. **Coefficient de majoration dynamique :**

Les charges dynamiques (mobiles/roulantes) provoquent dans la structure des effets (déplacements, vitesses et accélérations) supérieurs à celles provoqués dans le cas statique (charges immobiles), ce phénomène physique est appelé (l'amplification dynamique).

Le règlement RCPR prend cet effet en considération en frappant les valeurs des charges mobiles (les systèmes B et M) par un coefficient δ appelé 'coefficient de majoration dynamique' déterminé par la formule :

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

L : La longueur de l'élément (m).

G : Le poids propre de l'élément (KN).

S : La valeur maximal de la charge considérée (KN).

V.6.2.4. **système Bc :**

Un camion de type Bc comporte trois essieux de 300 KN comme charge totale.

- **Disposition dans le sens transversal :**

Le nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non.

- **Disposition dans le sens longitudinal :**

Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

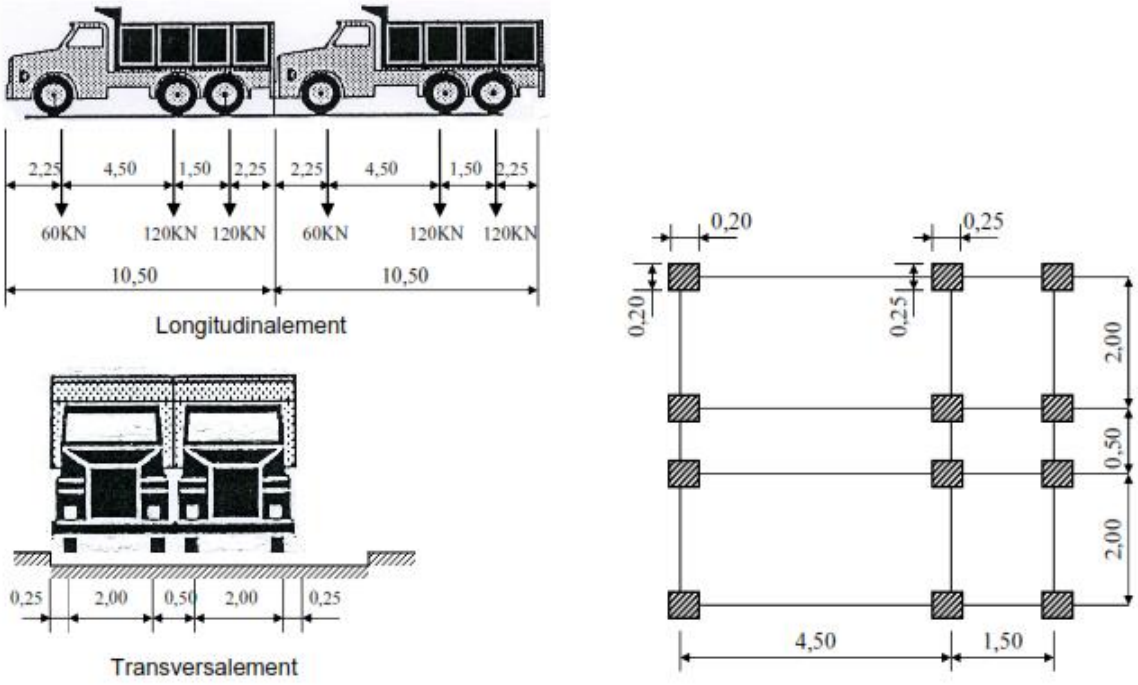


Figure V. 4 : Disposition du système Bc dans la chaussée.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné par l'RCPR.

- **Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bc :**

Tableau V. 4 : Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bc.

Nombre des voies	B_c [KN]	b_c	S=B_c x b_c [KN]	L (m)	G (kN)	δ
1	600	1,2	720	40	15157.63	1,051
2	1200	1,1	1320			1,057
3	1800	0,95	1710			1,061
4	2400	0,8	1920			1,063

V.6.2.5. **Système Bt :**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques de 320 KN comme charge totale.

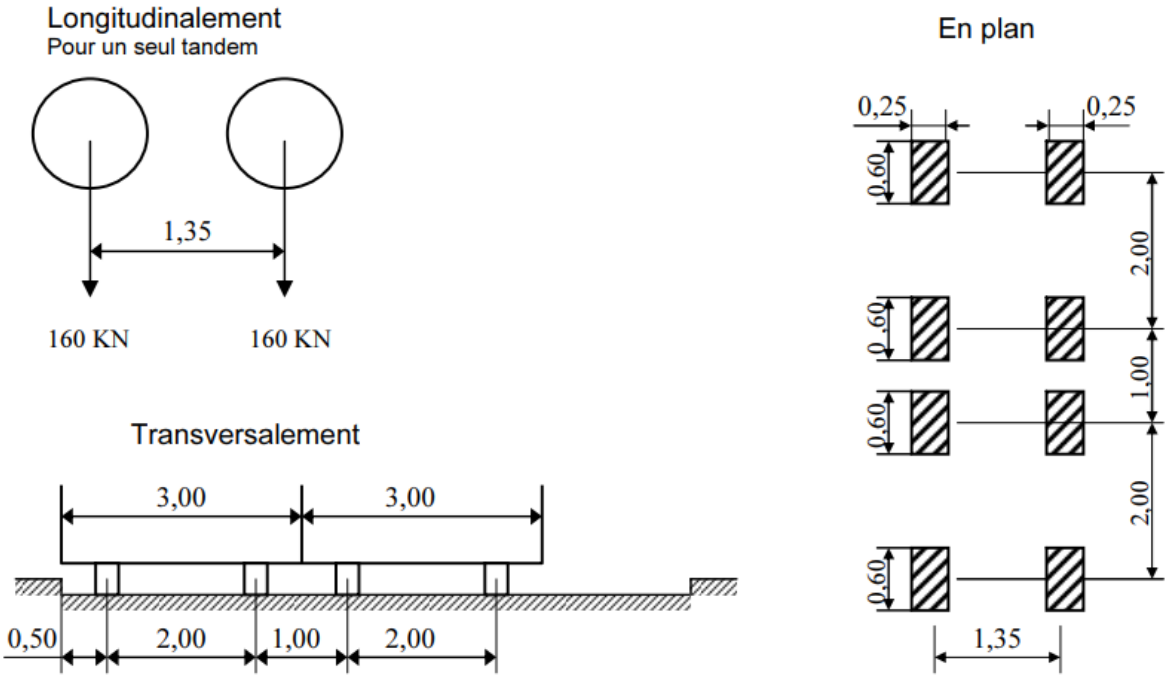


Figure V. 5 : Disposition du système Bt dans la chaussée.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt donné par l'RCPR.

- **Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bt :**

Tableau V. 5 : Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bt.

N° des voies	Bt (kN)	bt	S=Bt x b_t [KN]	L [m]	G [kN]	δ
1	320	1,2	384	40	15382,7	1,048
2 – 3 - 4	640	1,2	768	40		1,052

V.6.2.6. **Système Br :**

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 100 KN.

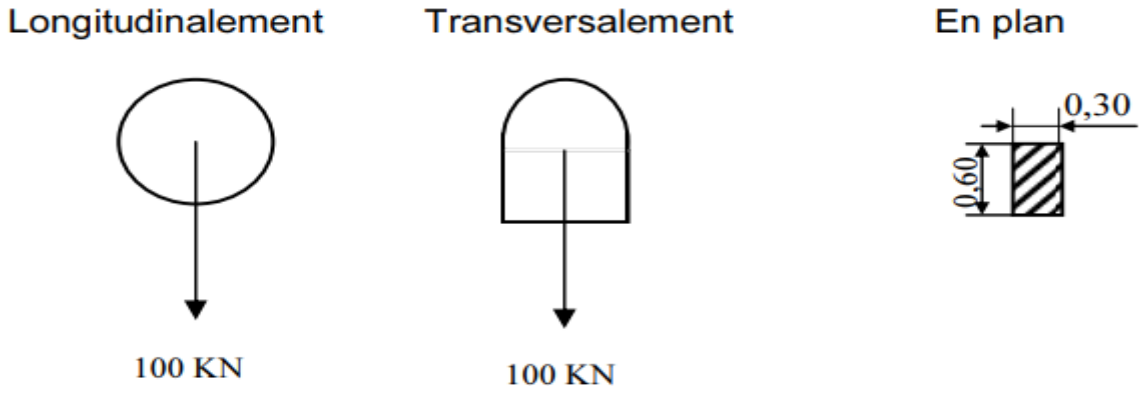


Figure V. 6 : Détails du système Br.

- **Calcule du coefficient de majoration dynamique (δ) :**

S= 100 KN

G= 15382,7 KN

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times 40} + \frac{0.6}{1+\frac{15382.7}{100}} = 1.045$$

V.6.2.7. **Convoi M_c120 :**

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles avec une charge totale de 1100 KN.

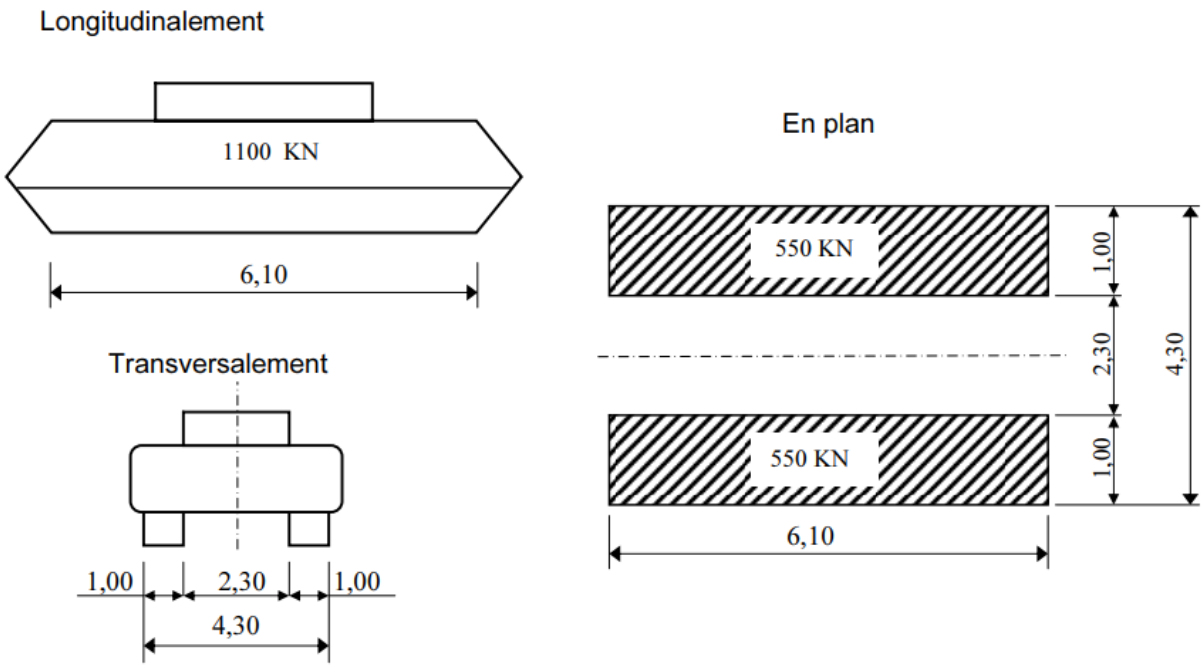


Figure V. 7 : Disposition du convoi Mc120 dans la chaussée.

S= 1100 KN

G= 15382,7 KN

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{15382.7}{1100}}$$

$$\delta = 1.055$$

V.6.2.8. **Convoi exceptionnel type D240 :**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

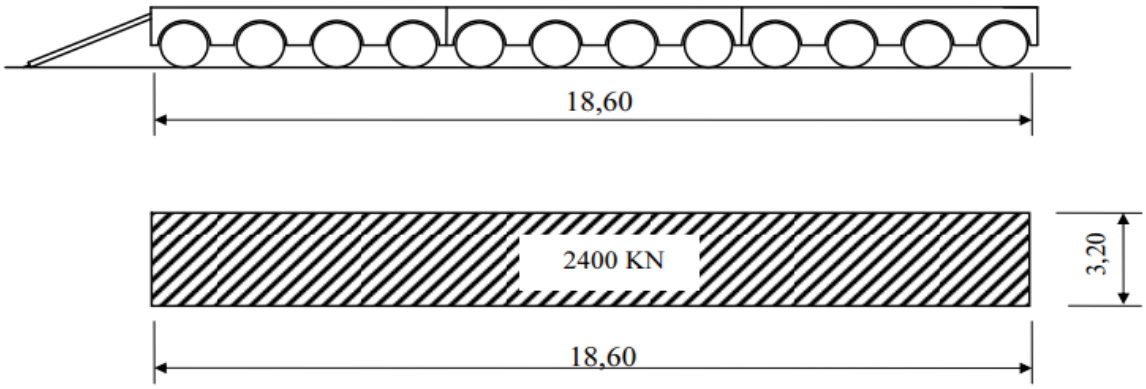


Figure V. 8 : Convoi type D240.

V.6.2.9. **Charge sur trottoir (S_t) :**

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, donc on va les assimiler à une Charge repartie de l'ordre de 1.5 KN/m^2 (RCPR) par trottoir et sur toute la longueur.

- Trottoir gauche chargé : Q= 1.5 × 1.08= 1.62 KN/m
- trottoir droit chargé : Q= 1.5 × 0.8 = 1.2 KN/m
- Trottoirs gauche et droit chargés : Q= 1.62 + 1.2 =2.82 KN/m

CHAPITRE VI :
CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

VI.1. CALCULE DES MOMENTS FLECHISSANT :

VI.1.1. Moment fléchissant du au Poids propres :

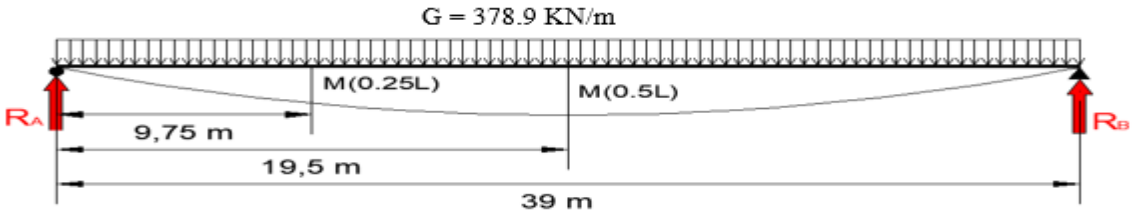


Figure VI. 1 : Moment fléchissant du a la charge permanente.

- **Calcule des réactions R_A et R_B :**

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{378.9 \times 39}{2} = 7499.7 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse (x = 0.5 L) :**

$$M_{x=0.5L} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{378.9 \times 39^2}{8}$$

$$M_{x=0.5L} = 72038.36\ KN.m$$

VI.1.2. Calcul du moment dû à la surcharge A(l) :

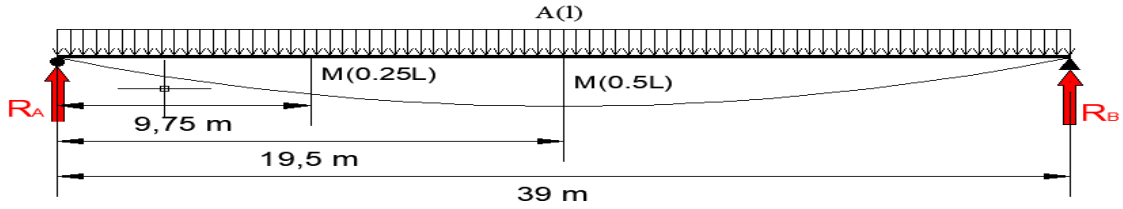


Figure VI. 2 : Moment fléchissant dû à la surcharge A(l).

- **Calcule des réactions R_A et R_B :**

$$R_A = R_B = A(l) \times \frac{L}{2}$$

- **Récapitulatif des réactions dues à la surcharge A(l) :**

Tableau VI. 1 : Récapitulatif des réactions dues à la surcharges A(l).

Voie chargée	A(L) [KN/m]	R_A [KN]
1	32,76	638,82
2	65,51	1277,45
3	88,44	1724,58
4	98,27	1916,27

- **Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse (x = 0.5 L) :**

$$M_{x=0.5L} = \frac{A(l) \times L^2}{8}$$

- **Récapitulatif des moments dus aux charges A(l) :**

Tableau VI. 2 : Récapitulatif des moments dues à la surcharges A(l).

Voie chargée	A(L)	$M_{x=0.5L}$ [KN.m]
1	32,76	6228,50
2	65,51	12455,09
3	88,44	16814,66
4	98,27	18683,58

VI.1.3. Calcul du moment dû à la surcharge Bc :

- **Théorème de barres :**

Le moment fléchissant est maximum au droit d'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre. La résultante du convoi **R = 5P.**

$$X_{R/O} = \sum_{i=1}^{n} \frac{P_i \times X_i}{P_i}$$

Telle que :

$\sum_{i=1}^{6} P_i = R = 5P$

$$X_{R/O} = \frac{P \times 4.5 + P \times 6 + \frac{P}{2} \times 10.5 + P \times 15 + P16.5}{5 \times P} = 9.45\ m$$

$2\delta = 9.45 - 6 = 3.45$ m

$\delta = 1.725$ m

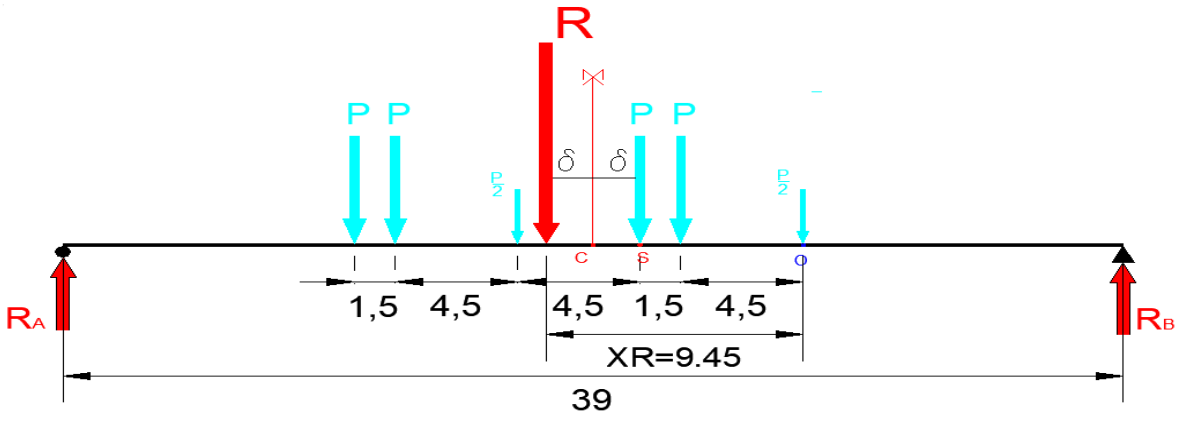


Figure VI. 3 : Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre.

- **Calcule des réactions R_A et R_B :**

On a :

$R_A + R_B = 5P$ …. (1)

$\Sigma M_{/B} = 0$ …. (2)

$$39 \times R_A = 28.275 \times P + 26.775 \times P + 22.275 \times \frac{P}{2} + 17.775 \times P + 16.275 \times P + 11.775 \times \frac{P}{2}$$

De (1) et (2) ont conclu :

$R_A = 2.72 \times P$ (unité de P)

$R_B = 2.28 \times P$ (unité de P)

- **Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse (point S) :**

$$M_{/S} = 21.225 \times R_A - 10.5 \times P - 9 \times P - 4.5 \times \frac{P}{2}$$

$M_{/S} = 35.98 \times P$ (unité de P.m)

$M_{max} = M_{/S} \times bc \times \delta_{bc}$

Tableau VI. 3 : Récapitulatif du moment dû à la surcharge Bc.

Voie chargée	P [KN]	$M_{/S}$ [KN.m]	bc	δ_{bc}	M_{max} [KN.m]
1	120	4306,8	1,2	1,051	5445,36
2	240	8613,6	1,1	1,057	10040,15
3	360	12920,4	0,95	1,061	13055,77
4	480	17227,2	0,8	1,063	14686,75

VI.1.4. CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Bt :

- **Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse (Point S) :**

Un seul cas se présente pour la position de la résultante des convois par rapport à l'axe de symétrie.

$$X_{R/O} = \sum_{i=1}^{n} \frac{P_i \times X_i}{P_i}$$

$$X_{R/O} = \frac{1.35 \times P}{2 \times P} = 0.675\ m$$

$$\delta = \frac{0.675}{2} = 0.3375\ m$$

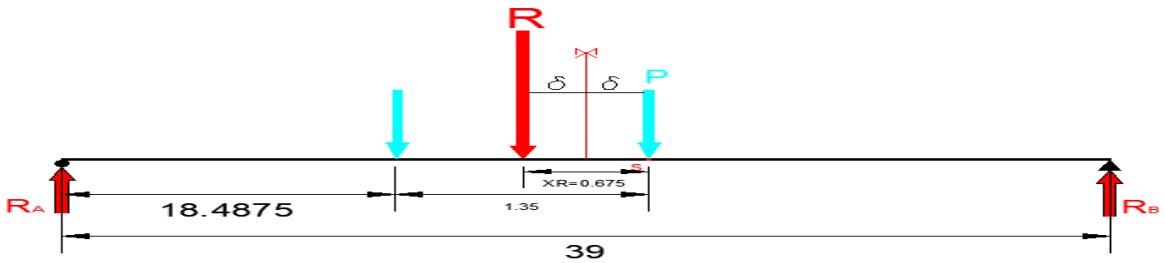


Figure VI. 4 : Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse).

$R_A + R_B = 2P$ …. (1)

$\Sigma M_{/B} = 0$ …. (2)

$39 \times R_A = 20.5125 \times P + 19.1625 \times P$

De (1) et (2) ont conclu :

$R_A = 1.02P$ (unité de P)

$R_B = 0.98P$ (unité de P)

$M_{/S} = 19.1625 \times R_B = 18.78 \times P$ (unité de P.m)

$M_{max} = M_{/S} \times bt \times \delta_{bt}$

Tableau VI. 4 : Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt.

Voie chargée	P [KN]	$M_{/S}$ [KN.m]	bt	δ_{Bt}	M_{max}[KN.m]
1	160	3004,8	1,2	1,048	3778,84
2 – 3 – 4	320	6009,6	1,2	1,052	7586,52

VI.1.5. **Calcul du moment dû à la surcharge Br :**

- **Calcul du moment fléchissant M à 0.5L:**

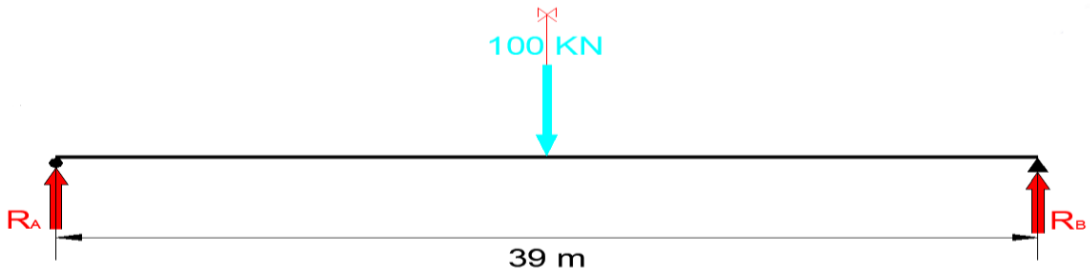


Figure VI. 5 : Disposition de la résultante du a la charge Br (la section plus dangereuse).

$R_A + R_B = 100$ …. (1)

$\Sigma M_{/A} = 0$ …. (2)

$39 \times R_B = 19.5 \times 100$

De (1) et (2) ont conclu :

$R_A = 50$ KN et $R_B = 50$ KN

$M_{x=0.5L} = 19.5 \times R_A = 975$ KN.m

$M_{maj} = M_{x=0.5L} \times \delta_{Br} = 975 \times 1.045$

$M_{maj} = 1018.86$ KN.m

VI.1.6. CALCUL DU MOMENT DÛ À LA SURCHARGE Mc120 :

- **Calcul du moment fléchissant M à 0.5L:**

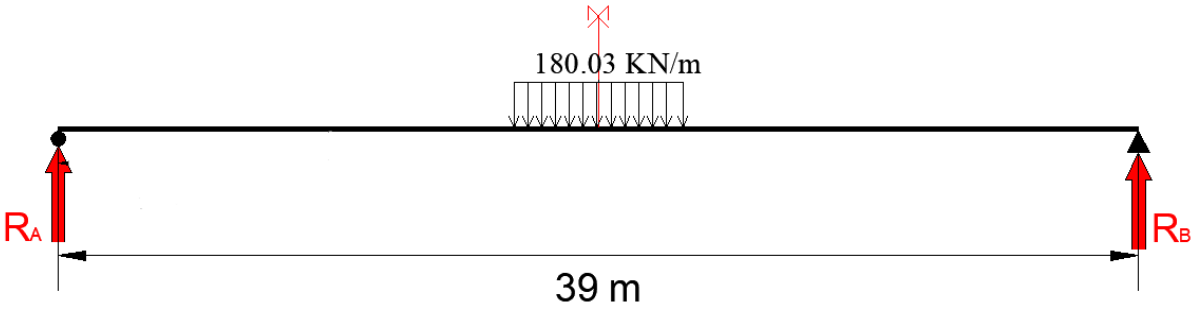


Figure VI. 6 : Disposition de La surcharge MC120 (la section la plus dangereuse).

$R_A + R_B = 1100$ …. (1)

$\Sigma M_{/A} = 0$ …. (2)

$39 \times R_B = 6.1 \times 180.03 \times 19.5$

De (1) et (2) ont conclu :

$R_A = 550$ KN et $R_B = 550$ KN

$M_{x=0.5L} = R_A \times 19.5 - 180.03 \times 3.05 \times 1.525$

$M_{x=0.25L} = 7210.77$ KN.m

$M_{maj} = M_{x=0.25L} \times \delta_{Mc120} = 7210.77 \times 1.055$

$M_{maj} = 7607.36$ KN.m

VI.1.7. Calcul du moment dû à la surcharge d240 :

- **Calcul du moment fléchissant M à 0.5L:**

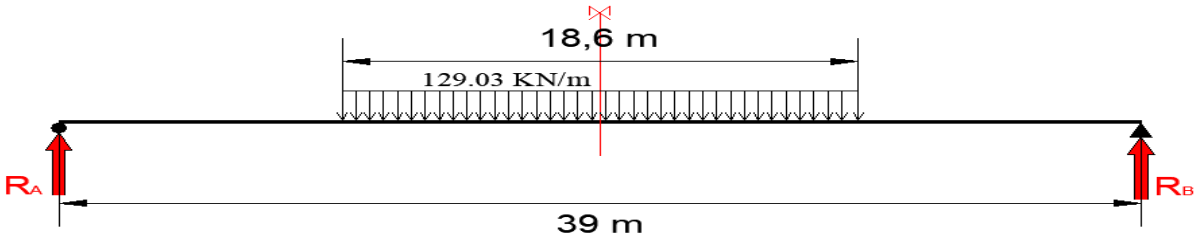


Figure VI. 7 : Disposition de La surcharge D120 (la section la plus dangereuse).

$R_A + R_B = 2400$ …. (1)

$\Sigma M_{/A} = 0$ …. (2)

$39 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 19.5$

De (1) et (2) ont conclu :

$R_A = 1200$ KN et $R_B = 1200$ KN

$M_{x=0.5L} = R_A \times 19.5 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$

$M_{x=0.5L} = 17820.09$ KN.m

VI.1.8. Calcul du moment dû à la surcharge sur trottoirs :

- **Calcul du moment à 0.5L :**

Trottoir gauche :

$$M_{x=0}=\frac{Q\times L^2}{8}=\frac{1.5\times 1.08\times 39^2}{8}=308\ KN.m$$

Trottoir droit :

$$M_{x=0}=\frac{Q\times L^2}{8}=\frac{1.5\times 0.81\times 39^2}{8}=231\ KN.m$$

- **Calcul du moment à 0.25L :**

Trottoir gauche :

$$M_{x=0.25L}=3\times\frac{Q\times L^2}{32}=3\times\frac{1.62\times 39^2}{32}=231\ KN.m$$

Trottoir droit :

$$M_{x=0.25L}=3\times\frac{Q\times L^2}{32}=3\times\frac{1.2\times 39^2}{32}=171.11\ KN.m$$

VI.2. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS :

VI.2.1. Calcul des efforts tranchants dû à la charge permanente :

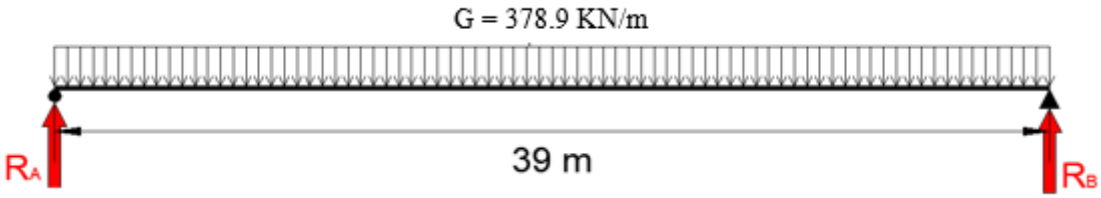


Figure VI. 8 : Schéma statique d'une poutre sous charge permanente seul.

- **Calcule des réactions R_A et R_B :**

$$R_A=R_B=\frac{G\times L}{2}=\frac{384.6\times 39}{2}=7499.7\ KN$$

- **Calcul de l'effort tranchant a x=0 m :**

$T_{x=0}= R_A= 7499.7$ KN

VI.2.2. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l) :

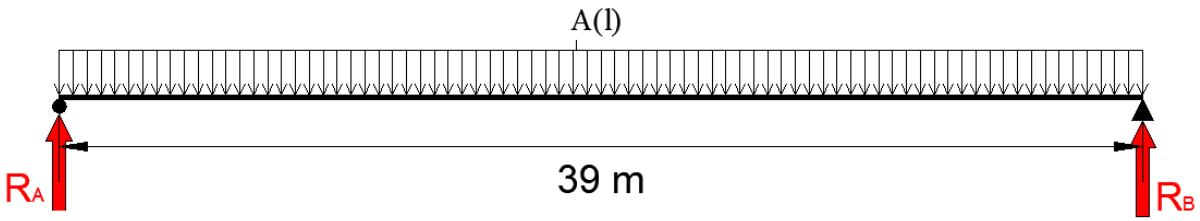


Figure VI. 9 : Schéma statique d'une poutre sous la surcharge A(L) .

$$T_{x=0}=\frac{A(l)\times L}{2}$$

Tableau VI. 5 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la surcharge A(l) a 0L.

Voie chargée	A(L)	$T_{x=0.5L}$ [KN]
1	32,76	638,82
2	65,51	1277,45
3	88,44	1724,58
4	98,27	1916,27

VI.2.3. **Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bc :**

- **Calcul de l'effort tranchant a x=0 m :**

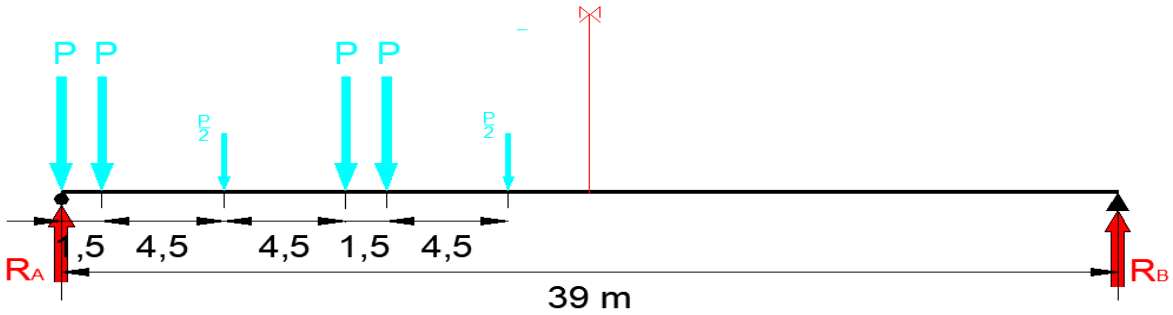


Figure VI. 10 : Disposition du convoi Bc.

- **Calcule des réactions R_A et R_B :**

$R_A + R_B = 5P$….(1)

$\Sigma M_{/A} = 0$….(2)

$39 \times R_B = 16.5 \times \frac{P}{2} + 12 \times P + 10.5 \times P + 6 \times \frac{P}{2} + 1.5 \times P$

De (1) et (2) on conclut :

$R_B = 0.9P$

$R_A = 4.1P$

$T_{x=0} = R_A = 4.1P$

$T_{maj} = T_{x=0} \times bc \times \delta_{bc}$

Tableau VI. 6 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bc a x=0L.

Voie chargée	P [KN]	$T_{x=0}$[KN]	bc	δbc	T_{maj} [KN]
1	120	492	1,2	1,051	620,51
2	240	984	1,1	1,057	1144,10
3	360	1476	0,95	1,061	1487,73
4	480	1968	0,8	1,063	1673,59

VI.2.4. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bt :

- **Calcul de l'effort tranchant a x=0 m :**

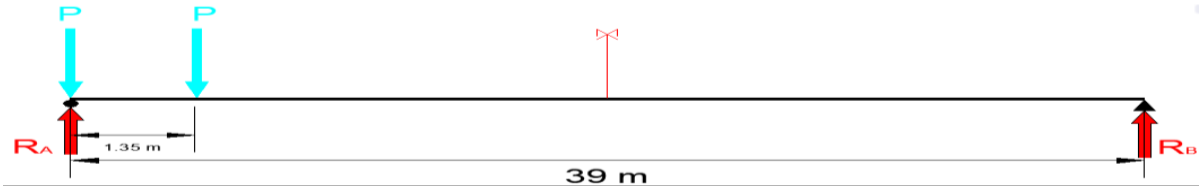


Figure VI. 11 : Disposition du convoi Bt a x=0L.

- **Calcule des réactions R_A et R_B :**

$R_A + R_B = 2P$….(1)

$\Sigma M_{/A} = 0$….(2)

$39 \times R_B = 1.35 \times P$

De (1) et (2) on conclut :

$R_B = 0.03P$

$R_A = 1.97P$

$T_{x=0} = R_A = 1.97P$

$T_{maj} = T_{x=0} \times bc \times \delta_{bc}$

Tableau VI. 7 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bc a x=0L.

Voie chargée	P [KN]	$T_{x=0}$ [KN]	bt	δbt	T_{maj} [KN]
1	160	315,2	1,2	1,048	396,40
2 – 3 – 4	320	630,4	1,2	1,052	795,82

VI.2.5. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Br :

- **Calcul de l'effort tranchant a x=0 m :**

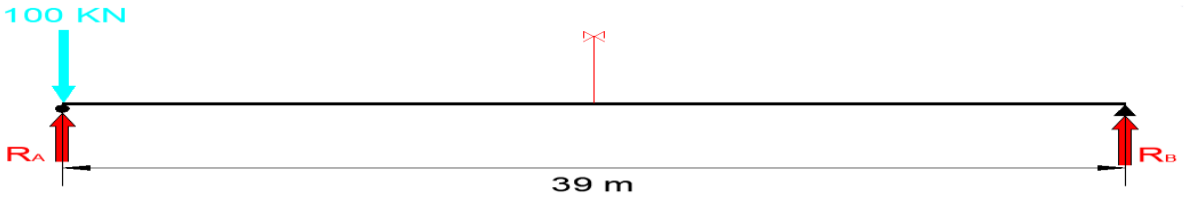


Figure VI. 12 : Disposition du convoi Bt a x=0L.

$T_{x=0} = R_A = 100$ KN

$T_{maj} = T_{x=0} \times \delta_{bc} = 100 \times 1.045$

$T_{maj} = 104.5$ KN

VI.2.6. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Mc120 :

- **Calcul de l'effort tranchant a x=0 m :**

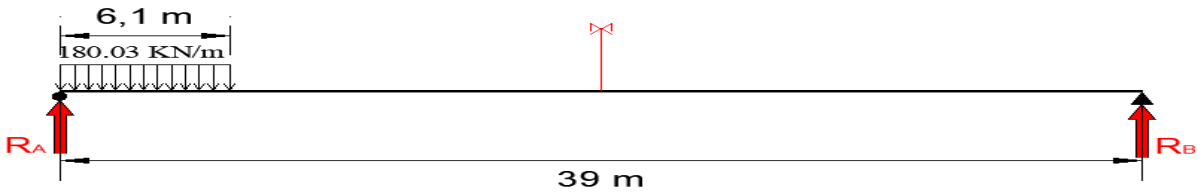


Figure VI. 13 : Disposition du convoi MC120 a x=0L.

- **Calcule des réactions R_A et R_B :**

$R_A + R_B = 1100$….(1)
$\Sigma M_{/A} = 0$….(2)
$39 \times R_B = 6.1 \times 180.3 \times 3.05$
De (1) et (2) on conclut :
$R_B = 86$ KN
$R_A = 1014$ KN
$T_{x=0} = R_A = 1014$ KN
$T_{maj} = T_{x=0} \times \delta_{Mc120} = 1014 \times 1.055$
$T_{maj} = 1069.77$ KN

VI.2.7. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge D240 :

- **Calcul de l'effort tranchant a x=0 m :**

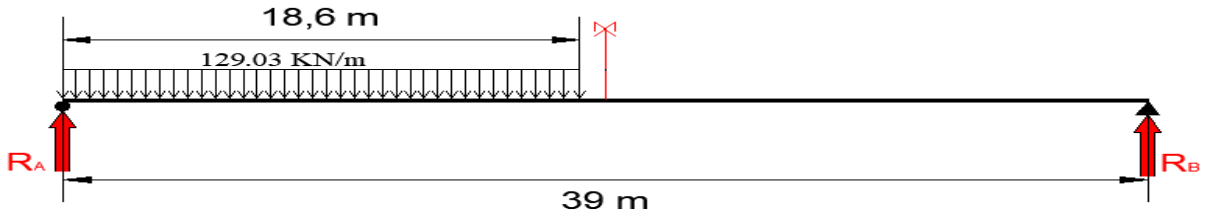


Figure VI. 14 : Disposition du convoi 240 a x=0L.

- **Calcule des réactions R_A et R_B :**

$R_A + R_B = 2400$….(1)
$\Sigma M_{/A} = 0$….(2)
$39 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 9.3$
De (1) et (2) on conclut :
$R_B = 572.29$KN
$R_A = 1827.71$ KN
$T_{x=0} = R_A = 1827.71$ KN

VI.2.8. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge sur trottoirs :

- **Calcul de l'effort tranchant a 0 m :**

Trottoir droit :
$T(x=0) = \frac{Q \times L}{2} = \frac{1.62 \times 39}{2} = 31.59$ KN
Trottoir gauche :
$T(x=0) = \frac{Q \times L}{2} = \frac{1.2 \times 39}{2} = 23.4$ KN

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS

VII.1. INTRODUCTION :

La méthode de GUYON-MASSONNET-BAREŠ repose sur la théorie des plaques orthotropes. Elle fut développée par Guyon dans le cas d'une dalle orthotrope à rigidité torsionnelle négligeable. Massonnet en 1950 généralisa les relations trouvées par Guyon en introduisant l'effet de la torsion dans les calculs. En 1966, Massonnet et Bareš publièrent un recueil de ces méthodes illustré par un nombre d'exemples.

Cette méthode est simple et utilisée pour le calcul des ponts à poutres multiples en tenant compte de la résistance à la torsion du pont, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Elle a beaucoup été employée avant les progrès informatiques des années 80 car elle offrait des moyens simples pour calculer les sollicitations et les déformées dans les structures. C'est une solution de référence puisqu'elle permet en toute simplicité et rapidité de vérifier ou de calculer des ouvrages entièrement. Elle est d'autant plus performante que le nombre de poutres et d'entretoises considéré est grand.

Cette méthode consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur constante. Ensuite de déterminer le coefficient de repartions transversal Kα dépend essentiellement du paramètre de torsion α, et d'entretoisement θ.

Pour chaque effort on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charge et on retient la poutre la plus sollicitée.

VII.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL :

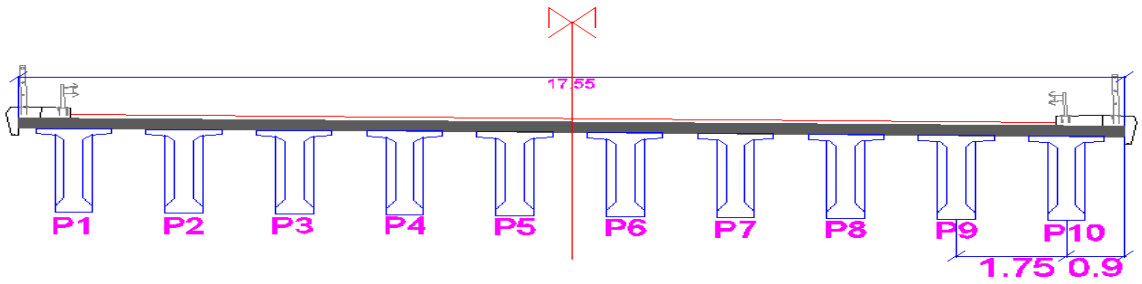


Figure VII. 1 : Coupe transversal du tablier.

VII.2.1. Largeur actif :

La largeur active est (2b)

b = demi-largeur de l'ouvrage

b1 : distance entre axes des poutres

l ; largeur de rive

n : nombre de poutres

b_0 : entraxe des poutres = 1.75m

n : nombres des poutres = 10

$b = \frac{1}{2} \times (n-1) \times b_0 + l = \frac{1}{2} \times 9 \times 1.75 + 2 \times 0.9$

b= 8.775 m

VII.2.2. Position des poutres :

La position active des poutres :

$P_i = \frac{b_0 \times (i-6) + 0.85}{8.775} \times b$

$P_6 = \frac{1.75 \times 0 + 0.85}{8.775} \times b = 0.097b$

$P_7 = \frac{1.75 \times 1 + 0.85}{8.775} \times b = 0.296b$

$P_8 = \frac{1.75 \times 2 + 0.85}{8.775} \times b = 0.496b$

$P_9 = \frac{1.75 \times 3 + 0.85}{8.775} \times b = 0.695b$

$P_{10} = \frac{1.75 \times 4 + 0.85}{8.775} \times b = 0.895$

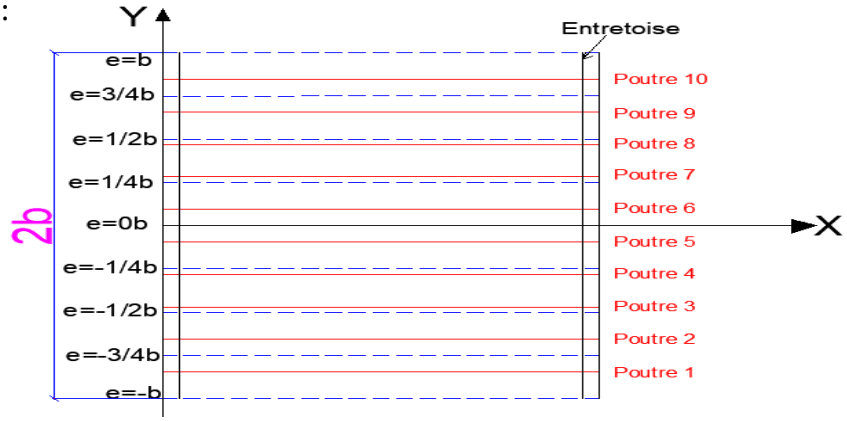


Figure VII. 2 : Posision active des poutres.

VII.2.3. Calcul des paramètres α et θ :

VII.2.3.1. Paramètre d'entretoisement θ :

Il caractérise la souplesse de l'entretoisement.

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Avec :

ρ_P : la rigidité flexionnelle des poutres. Et ρ_E : la rigidité flexionnelle des entretoises.

b : demi largeur active.

l : la portée de la poutre.

- **Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calculs :**

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + \frac{8(I_m - I_0)}{3\pi}.$$

I_0 : moment d'inertie de la section d'about = 183069295,7 cm^4.

Im : moment d'inertie de la section à mi-travée = 112037715,1 cm^4.

I_p = 122775817,5 cm^2.

- **la rigidité flexionnelle des poutres :**

$\rho_P = \frac{E \times I_P}{b_0}$

$\rho_P = \frac{1122775817,5}{175} \times E = 772830,785E$

- **la rigidité flexionnelle de la dalle :**

$\rho_D = \frac{E \times I_D}{L_0}$

I_D : moment d'inertie de La dalle.

L_0 : la distance entre deux entretoises.

$I_D = \frac{L_0 \times d^3}{12} = \frac{100 \times 25^3}{12} = 130208.33\ cm^4$

$\rho_D = \frac{130208.33}{100} \times E = 1302.0833E$

Donc :

$\theta = \frac{8.775}{39} \times \sqrt[4]{\frac{772830,785E}{1302.0833E}} = 1.12$

VII.2.3.2. **Paramètre de torsion α :**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

- **Calcul de rigidité torsionnelle de la poutre γ_p :**

$$\gamma_p = \frac{C_P}{b_0}$$

C_p : rigidité torsionnelle de la poutre.

b_0 : distance entre axe entre les poutres b_0=1.75 m

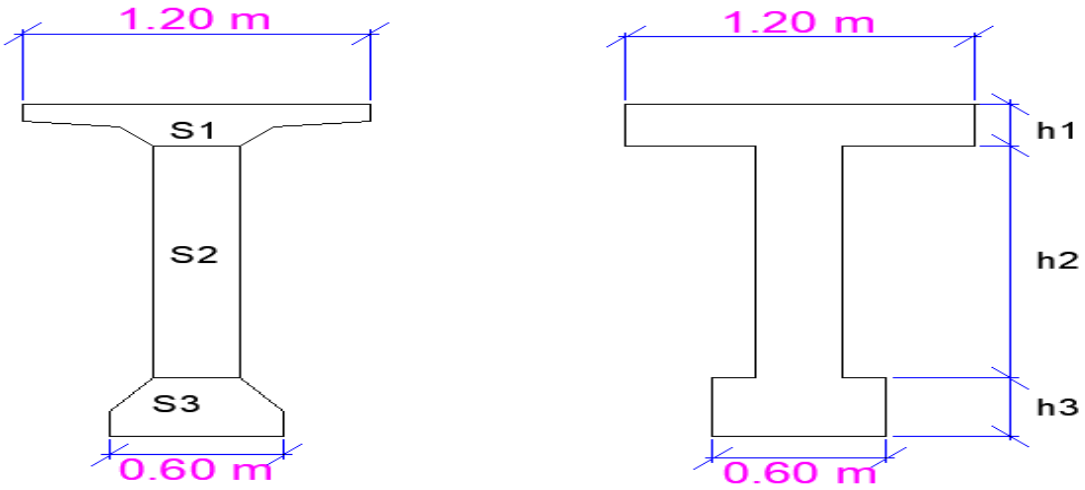


Figure VII. 3 : la poutre équivalente.

$$C_P = \frac{G}{3}\left(\sum b_i . h_i^3 + \frac{a . h^3}{2}\right)$$

h : Épaisseur de la dalle.

bi : la plus grande portée.

Hi : la plus petite coté.

G : module de déformation transversale du béton.

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre :

S1= h1×1.2=0.1966 h1= 0.16375 m

S3= h3×0.6=0.1796 h3= 0.2992 m

*h*2 = 2 - (*h*1 + *h*3)= 2 – (0.16+0.3) h2= 1.53705 m

$$Cp=\frac{0.416E}{3}\left(120\times16.375^3+153.705\times30^3+60\times29.92^3+\frac{165\times25^3}{2}\right)$$

$Cp= 1050132.146E$

$$\gamma_p=\frac{1050132.146E}{175}=6000.755E$$

- **Rigidité torsionnelle de l'entretoise :**

$C_E= 2GI_D = 2\times 0.416E \times 130208.33 = 108333.3306E$

$$\gamma_D=\frac{C_E}{L_0}=\frac{108333.3306E}{100}=1083.3333E$$

Donc :

$$\alpha=\frac{6000.755E+1089.9933E}{2\times\sqrt{772830,785E\times1302.0833E}}=0.112$$

VII.3. LA REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT :

VII.3.1. Coefficient de répartition transversale K_α :

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement θ et du paramètre de torsion α.
- De l'excentricité relative (e/b).
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment.
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée).
- Les valeurs de K pour (α=0 et α=1) dans le cas de θ entre (0 et 2), sont consignées dans les tableaux de MASSONET,

Pour un calcule rigoureux de K dans le cas α (0< α <1) on utilisera les formules d'interpolation de SATTLER.

Si $0 \le \theta \le 0,1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.05}$

Si $0,1 \le \theta \le 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{\beta}$

Si $1 \le \theta \le 2$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.5}$

Avec :

K_0 : valeur de K correspondant à α=0

K_1 : valeur de K correspondant à α=1

$K_\alpha= K_0+ (K_1 – K_0)\times0.112^{0.5} = K_0+ (K_1 – K_0)\times0.324$

On fait une interpolation de la valeur de $K\alpha$ pour α=0.112 et θ=1.12 depuis les 4 tableaux de coefficients pour θ=1.1 et θ=1.2 et α=0 et α=1 ; pour obtenir le tableau ci-dessous **(Pour plus de détails voir l'annexe C.1)** :

Tableau VII. 1 : Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés

θ = 1.12	Kα								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 6	-0,2788	0,1606	0,7184	1,4597	2,1011	1,9728	1,2529	0,4858	-0,2012
Poutre 7	-0,2253	-0,0032	0,3197	0,8727	1,6644	2,2444	1,8559	1,0065	0,1166
Poutre 8	-0,1242	-0,0451	0,1013	0,4280	1,0366	1,8426	2,3105	1,8138	1,0128
Poutre 9	-0,0316	-0,0382	-0,0084	0,1338	0,5056	1,2034	2,1049	2,7100	2,8330
Poutre 10	0,0545	-0,0137	-0,0735	-0,0907	0,0415	0,5323	1,6405	3,4073	5,4358

Pour aboutir à Kαmoy, on trace la ligne d'influence, en plotant : K = K(e) pour chaque poutre, comme notre cas, on à 10 poutres par symétrie on peut s'intéresser que par les moitiés (5 poutres).

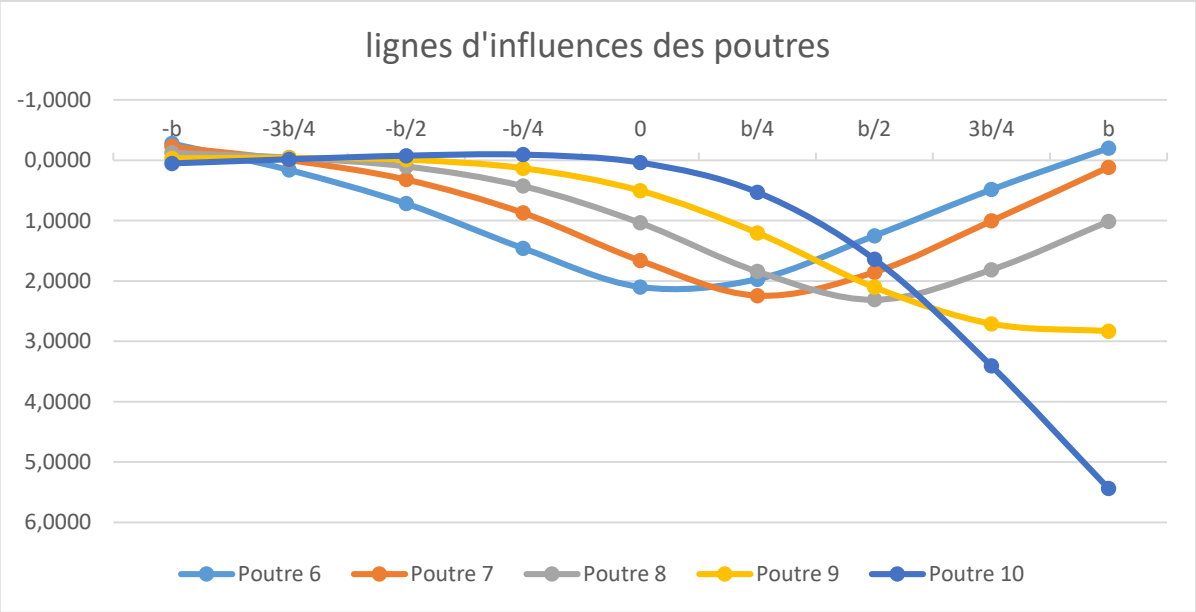


Figure VII. 4 : Lignes d'influences des poutres.

VII.3.1.1. **Calcul de coefficient Kα moy**

Après avoir tracé les lignes d'influences, il y a lieu de disposer convenablement les surcharges, on a :

- **Pour les surcharges concentrées :**

$$K\alpha\ moy = \frac{\sum P_i \times K_i}{\sum P_i} = \frac{\sum K_i}{n}$$

- **Pour les surcharges réparties :**

Kαmoy = (surface de la ligne d'influence surchargée) / (Largeur chargée)

La surface de la ligne d'influence surchargée peut être calculée par la méthode de Simpson ou des trapèzes. Mais on peut aussi tracer la ligne d'influence par AUTOCAD et le logiciel calcule la surface facilement**. (Voir annexe C.1)**

Une fois qu'on aura déterminé Kαmoy on passe à calculer les moments fléchissent réels par la formule suivante :

$M_{réel}$= Kαmoy × M_0

- **Valeurs des Moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges. (Voir annexe C.1)**

VII.3.1.2. Les combinaisons de charge selon BAEL :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

1,35G+1,6(A(*l*) + St) 1,35G+1,6(Bc + St) 1,35G+1,6(Bt + St)

1,35G+1,6(Br + St) 1,35(G + Mc120) 1,35(G + D240)

- **Etat limite de services (ELS) :**

G+1,2(A(*l*) + St) G+1,2(Bc + St) G+1,2(Bt + St)

G+1,2(Br + St) G+Mc120 G+D240

Le moment fléchissant en (KN.*m*) dans les poutres ; après les combinaisons de charges sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau VII. 2 : Moment fléchissant(KN.m) pour chaque poutre a ELU.

Combinaisons	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8	Poutre 9	Poutre 10
1,35G+1,6(A(l) + St)	13292,70	13313,56	13014,91	13527,15	12749,61
1,35G+1,6(Bc + St)	10026,49	10104,54	10166,73	10099,85	10265,32
1,35G+1,6(Bt + St)	11070,89	11454,50	11793,40	11874,82	12200,08
1,35G+1,6(Br + St)	9873,36	9996,74	10292,13	10206,37	10413,03
1,35G+1,35Mc120	11159,06	12561,46	12860,01	12540,19	12567,15
1,35G+1,35D240	13299,77	13729,19	13902,10	14330,46	12567,15

Tableau VII. 3 : Moment fléchissant(KN.m) pour chaque poutre a ELS.

Combainison	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8	Poutre 9	Poutre 10
G+1,2(A(l) + St)	9878,04	9885,22	9651,87	10046,77	9437,79
G+1,2(Bc + St)	7428,38	7478,45	7515,74	7476,31	7574,57
G+1,2(Bt + St)	8211,68	8490,92	8735,75	8807,53	9025,64
G+1,2(Br + St)	7313,53	7397,60	7609,79	7556,19	7685,36
G+Mc120	8265,97	9304,78	9525,93	9289,03	9173,24
G+D240	9851,68	10169,77	10297,85	10615,16	9309,00

VII.3.2. **Conclusion :**

A partir des résultats précédents, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la poutre 9.

VII.4. **MODELISATION DU TABLIER :**

VII.4.1. **Les étapes de la modélisation :**

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure, quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- Définition de la structure,
- Définition des différentes sections de l'ouvrage,
- Définition des matériaux utilisés (béton, acier…etc.)
- Définition des conditions d'appuis,
- Le choix de la méthodologie de calcul,
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec 06 travées indépendantes, on étudiera une seule travée de 40 m qui contient 10 poutres avec une dalle de 25 cm d'épaisseur.

La structure est définie par des éléments poutres, La section de l'ouvrage est une poutre en I modélisé par ses dimensions réelles. Elle est définie par le logiciel Auto CAD, puis introduite dans le logiciel Robot.

La dalle est définie comme un élément panneau.

Les poutres sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre coté sur unappui double.

VII.4.1.1. **La modélisation du tablier et des appuis:**

Le tablier a été modélisé comme étant un grillage de dix (10) éléments ‘barres’ d’une dimension l=40 m espacés de e =1.75 m.

L’inertie des poutres est variable, alors on affecte trois sections à chaque barre (Sur-appui, Variable et Médiane)

Les poutres sont liées par une dalle minces (éléments plaque) de poids négligeable.

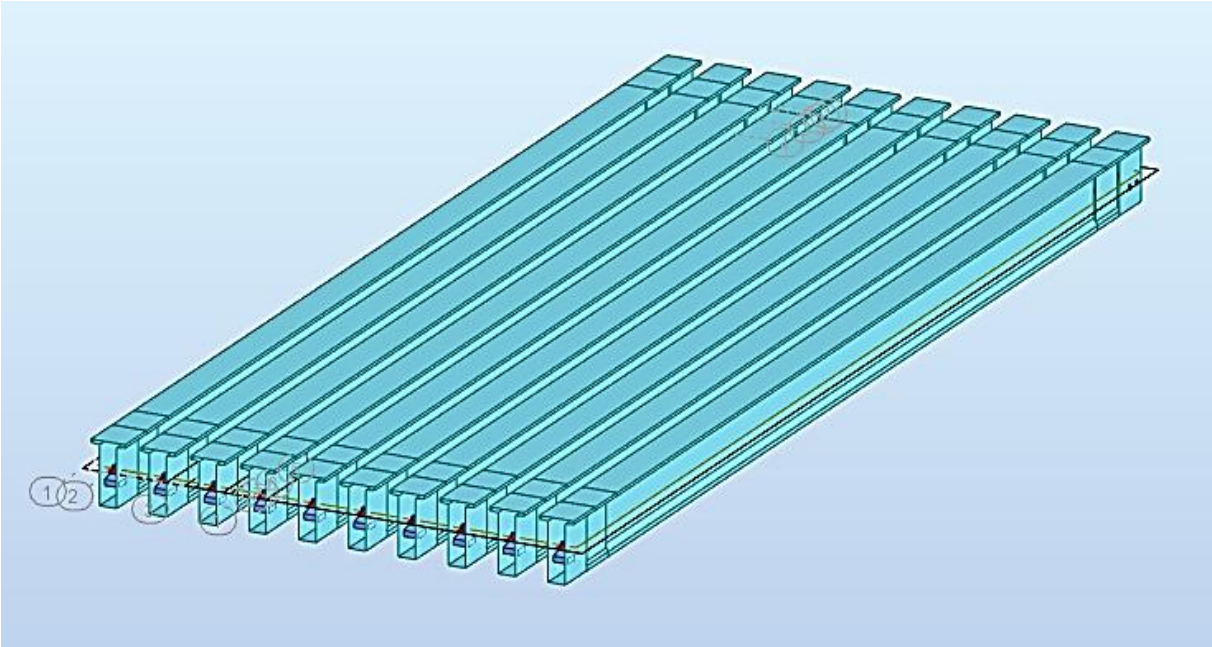


Figure VII. 5 : vue 3D du tablier.

VII.4.1.2. **Affectation des charges et surcharges :**

- **Affectation des charges permanentes :**

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles) sont calculées automatiquement par le logiciel et les compléments des charges permanentes (garde-corps, corniche, revêtement...) sont affectées.

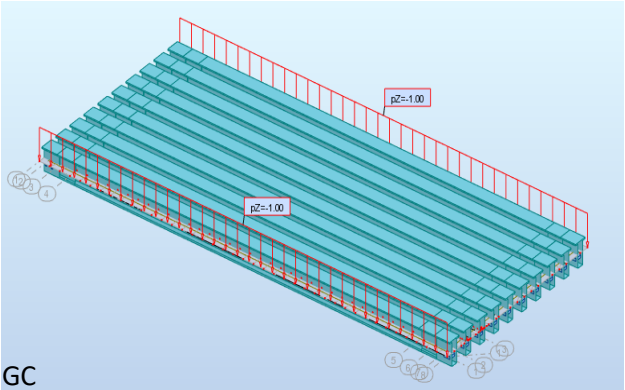


Figure VII. 7 : Surcharge du garde-corps.

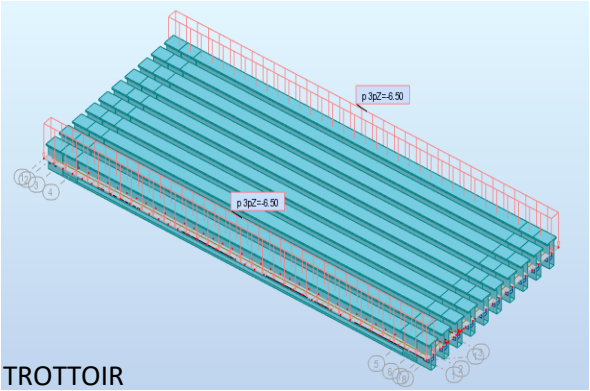


Figure VII. 6 : Surcharge du trottoir.

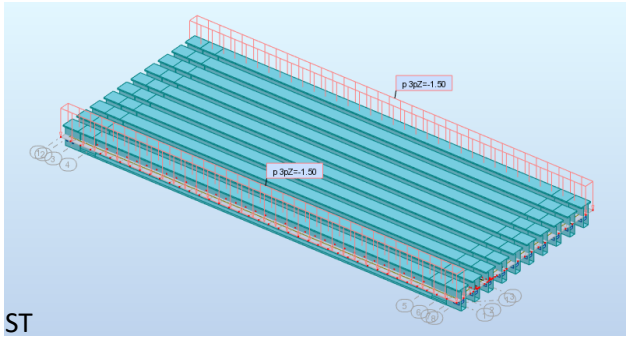


Figure VII. 9 : Surcharge du garde-corps.

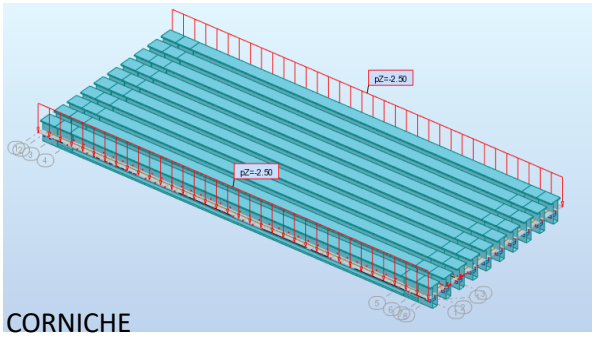


Figure VII. 8 : Surcharge sur trottoir.

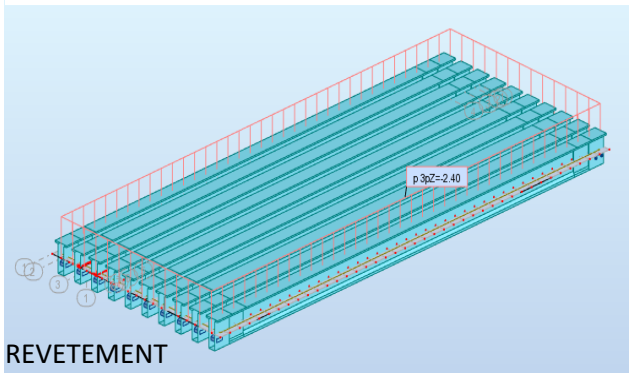


Figure VII. 11 : Surcharge du revêtement.

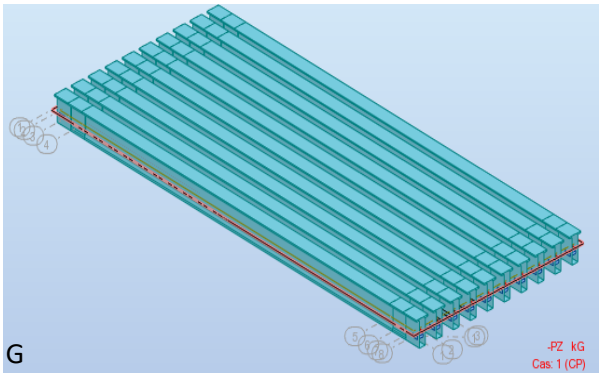


Figure VII. 10 : Poids propres.

- **Surcharge A(L) :**

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur une partie ou la totalité du la larguer chargeable.

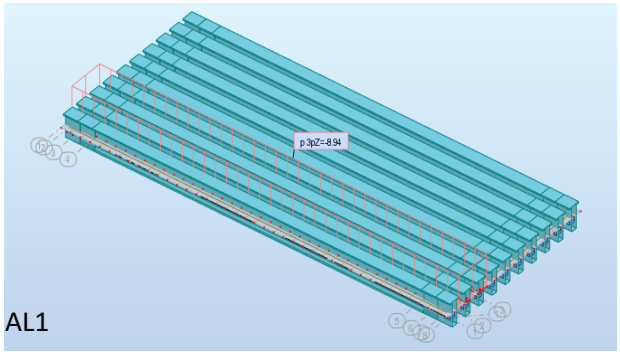


Figure VII. 12 : Surcharge A(l) voie chargée.

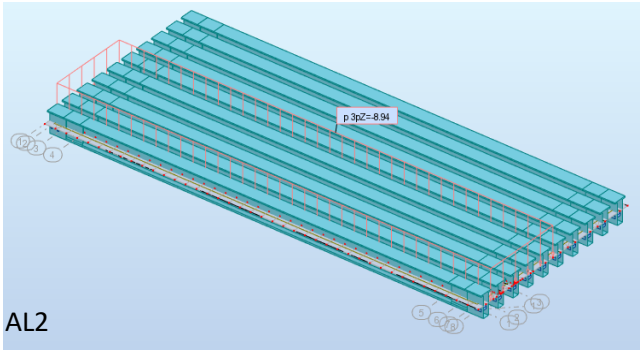


Figure VII. 13 : Surcharge A(l) 2 voies chargées .

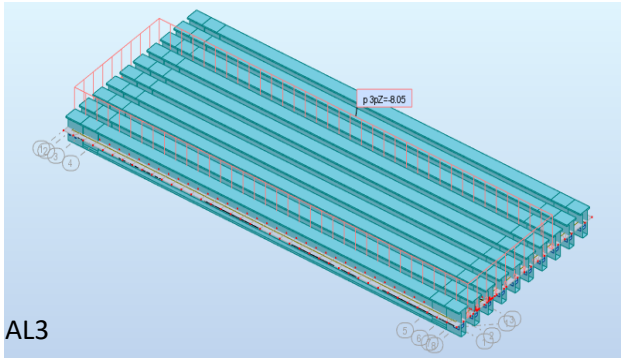


Figure VII. 15 : Surcharge A(l) 3 voies chargées.

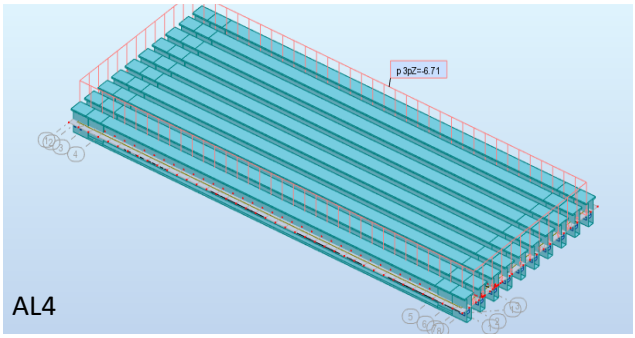


Figure VII. 14 : Surcharge A(l) 4 voies chargées.

- **LES SURCHARGES MOBILES :**

Les charges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

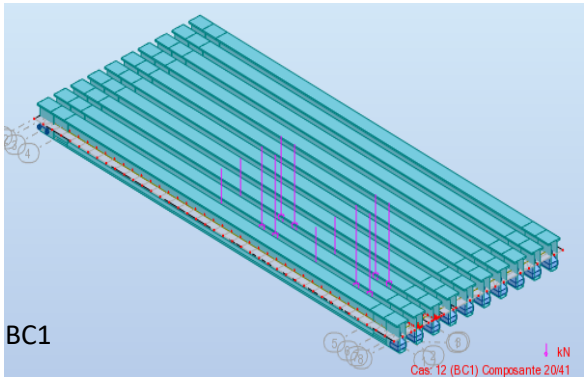


Figure VII. 17 : La surcharge Bc 1 voie chargée.

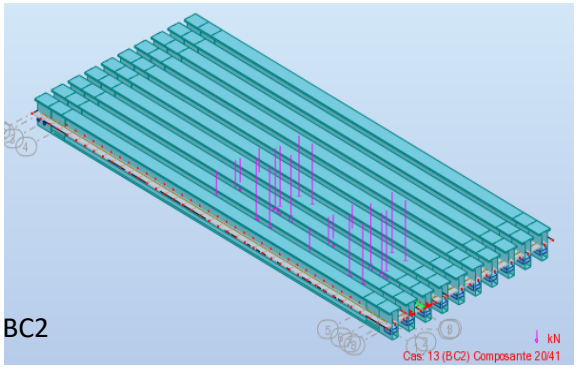


Figure VII. 16 : La surcharge Bc 2 voies chargées.

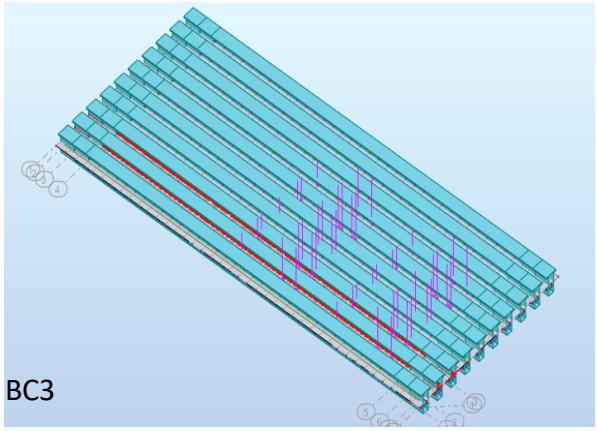


Figure VII. 19 : La surcharge Bc 1 voies chargée.

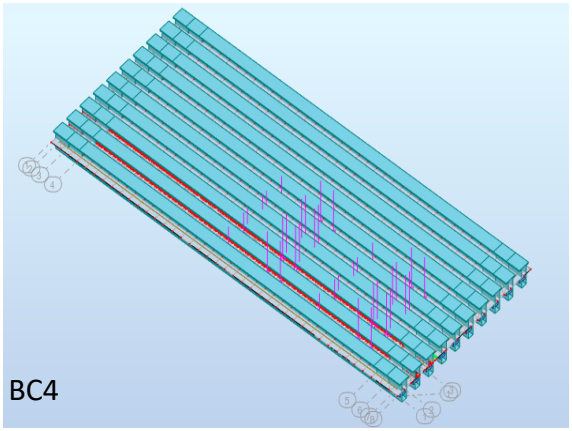


Figure VII. 18 : La surcharge Bc 4 voies chargées.

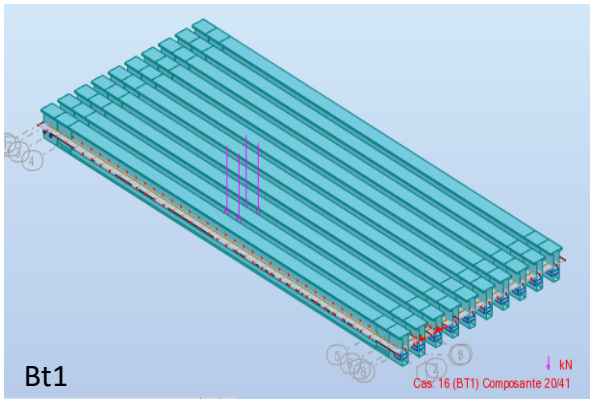


Figure VII. 21 : La surcharge Bt 1 voies chargées.

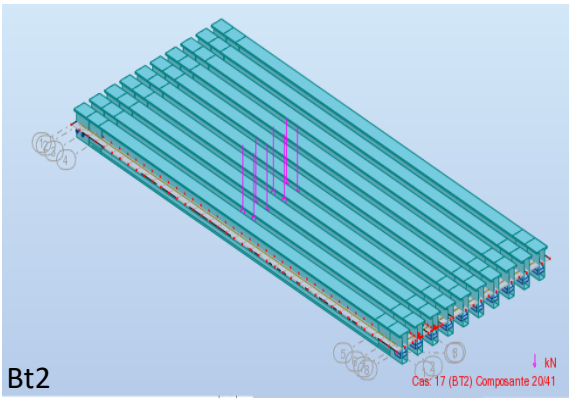


Figure VII. 20 : La surcharge Bt 2 voies chargées.

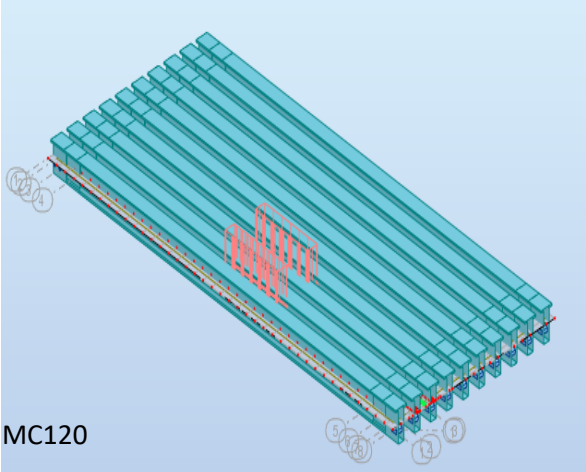


Figure VII. 23 : La surcharge MC120.

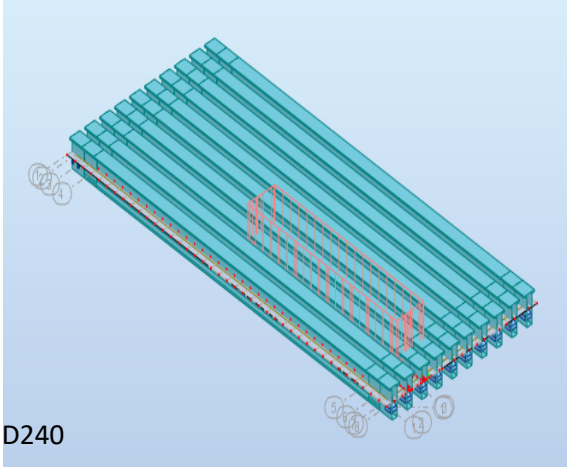


Figure VII. 22 La surcharge D240.

VII.4.1.3. **Combinaison et pondération des charges et surcharges :**

Tableau VII. 4 : Combinaisons des charges.

ELU: Fondamentale	ELS: rare
1.35G + 1.6A(L1) + 1.6St	G + 1.2A(L1) + St
1.35G + 1.6A(L2) + 1.6St	G + 1.2A(L2) + St
1.35 G + 1.6 A(L3) + 1.6St	G + 1.2A(L3) + St
1.35 G + 1.6 A(L4)+ 1.6St	G + 1.2A(L4) + St
1.35 G + 1.6 Bc1 + 1.6St	G + 1.2Bc1 + St
1.35 G + 1.6 Bc2 + 1.6St	G + 1.2Bc2 + St
1.35 G + 1.6 Bc3+ 1.6St	G + 1.2Bc3 + St
1.35 G + 1.6 Bc4 + 1.6St	G + 1.2Bc4 + St
1.35 G + 1.6 Bt1 + 1.6St	G + 1.2Bt1 + St
1.35 G + 1.6 Bt2 + 1.6St	G + 1.2Bt2 + St
1.35 G + 1.35D240	G + D240
1.35 G + 1.35Mc120	G + Mc120

VII.4.1.4. **Analyse des résultats :**

Le moment fléchissant Maximum à l'ELS est obtenu sous la combinaison (G+D240). Mmax(ELS)= 10190.61 KN.m

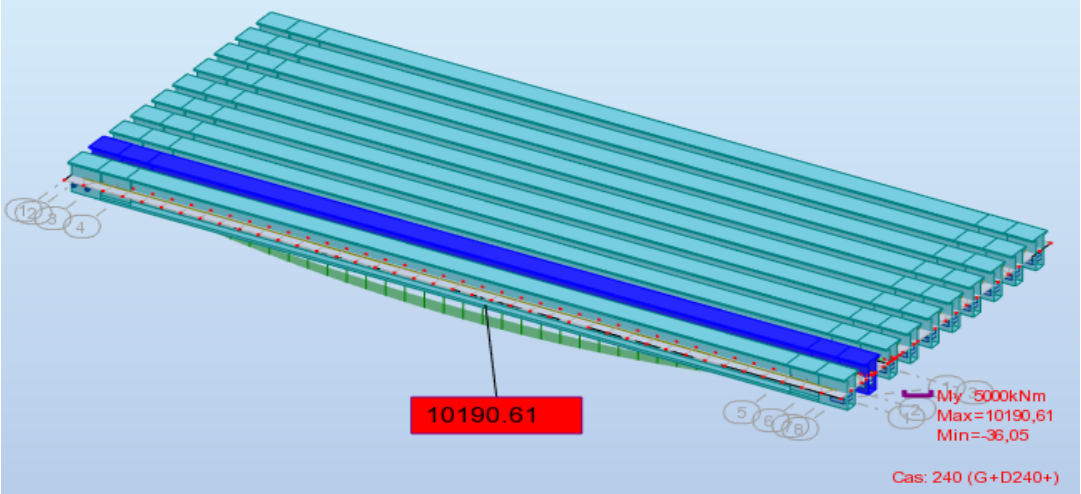


Figure VII. 24 : Diagramme du moment fléchissant max à l'ELS sous la combinaison (G+D240).

L'effort tranchant maximum à l'ELS est obtenu sous la combinaison (G+D240). Tmax(ELS)=1233.26 KN

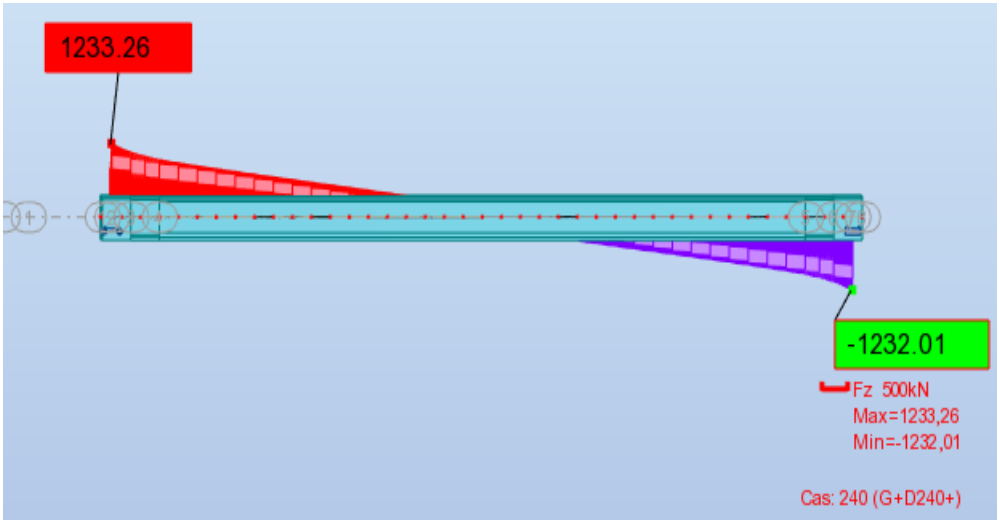


Figure VII. 25 : Diagrame de l'effort trancant max a l'ELS sous la combinaison (G+D240)

Le moment fléchissant Max à l'ELU est obtenu sous la combinaison (1.35G+1.35D240).
Mmax(ELU)= 13757.32KN.m

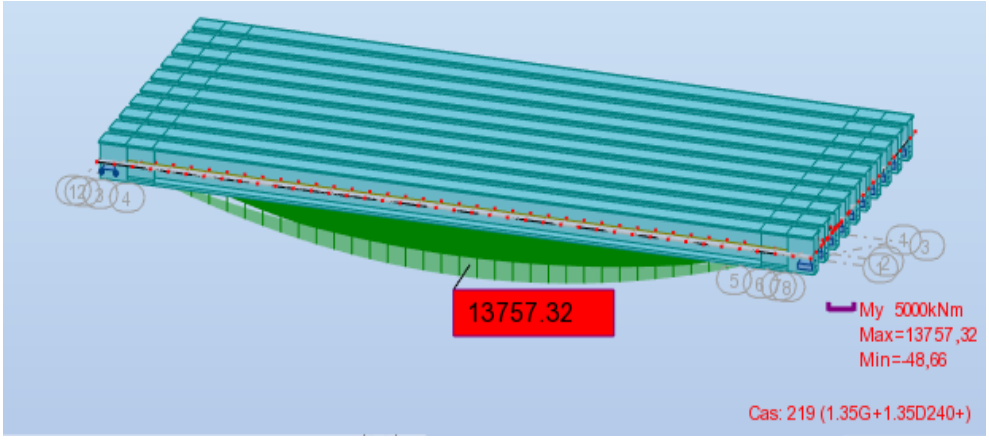


Figure VII. 26 : Diagramme du moment fléchissant max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240).

L'effort tranchant maximum à l'ELU est obtenu sous la combinaison (1.35G+1.35D240).
Tmax(ELU)=1664.90 KN

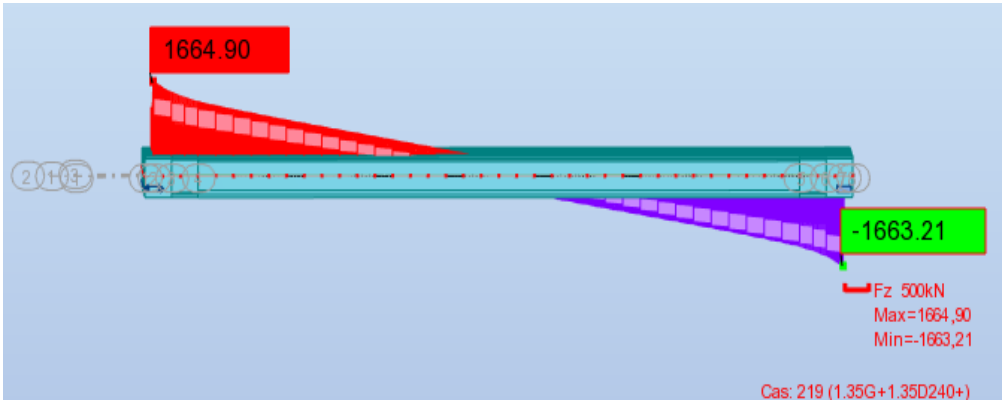


Figure VII. 27 : Diagramme des efforts tranchants max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240).

L'effort tranchant maximum à l'ELU est obtenu sous la combinaison 1.35G+1.35D240
Tmax(ELU)=1664.90 KN

- **Récapitulatif des efforts :**

Tableau VII. 5 : Efforts internes à ELU et à ELS de la poutre la plus sollicitée.

Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	13757.32	1664.90
ELS	10190.61	1233.26

A partir des résultats de la modélisation, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la poutre 9.

VII.5. **COMPARISON DES RESULTAS :**

On compare les moments fléchissant sous la combinaison à l'ELS (G+D240).

$$\frac{M(GM)-M(CN)}{\frac{M(GM)+M(CN)}{2}} = \frac{10615.16-10190.61}{\frac{10615.16+10190.61}{2}} = 0.04 = 4\%$$

On compare les moments fléchissant sous la combinaison à l'ELU (1.35G+1.35D240).

$$\frac{M(GM)-M(CN)}{\frac{M(GM)+M(CN)}{2}} = \frac{14330.46-13757.32}{\frac{14330.46+13757.32}{2}} = 0.01 = 1\%$$

Avec :

M(GM) : Moment fléchissant calculé avec la méthode GUYON-MASSONNET-BAREŠ.

M(CN) : Moment fléchissant calculé avec la méthode numérique.

VII.6. **CONCLUSION :**

Apres analyse des résultats obtenues par le calcule analytique et numérique en constate que la différence entre les deux méthodes ne dépasse pas 10%. Donc le calcule analytique est fiable.

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE :

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité. Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités.

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

VIII.2. PHASE D'EXECUTION DE LA PRECONTRAINTE PAR POSTE-TENSION :

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes:

- Des conduits (les plus utilisés sont des "gaines") sont positionnés à l'intérieur du coffrage avant bétonnage.
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage.
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages.
- Le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures).
- Les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.

VIII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

Tableau VIII. 1 : Les caractéristiques géométriques.

	About		Médiane	
	Poutre seul	**Poutre + dalle**	**Poutre seul**	**Poutre + dalle**
B (m^2)	1,27	1,71	0,7969	1,2344
v' (m)	1,05	1,33	1,0604	1,4377
v (m)	0,95	0,92	0,9396	0,8123
I_G (m^4)	0,46	0,84	0,3593	0,6817
I^2 (m^2)	0,36	0,49	0,45	0,55
ρ	0,36	0,40	0,45	0,47

On utilise le procédé de Freyssinet et la vérification des contraintes se fait en classe II.
L'acier de type T15S.

- Fprg : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte =1886 MPa.
- Fpeg : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte =1674 MPa.
- Section nominal T15S=150 mm2.
- Ap : Aire d'une section d'armature de précontrainte =1950 mm2 (12T15).
- Diamètre de gaine pour 12T15 : Φg=80mm
- Moment sous le poids propre d'une poutre seul : Mgp = 3.8 MN.m.
- Moment maximum (sous la combinaison (G+D240)) : MMAX=10.19 MN.m.
- Moment minimum (sous le poids propre du tablier) : MMIN=7.524 MN.m.
- L'effort tranchant maximum : VMAX = 1.25 MN.
- L'effort tranchant minimum : VMIN = 0.91 MN.

VIII.3.1. **Etude de la précontrainte :**

VIII.3.1.1. **Valeur minimale de la précontrainte :**

P_{MIN} = Max (PI ; PII)

$$\mathbf{P_I} = \frac{\mathbf{\Delta M} + \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{v'}}\overline{\boldsymbol{\sigma}_{bt1}} + \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{v}}\overline{\boldsymbol{\sigma}_{bt2}}}{\boldsymbol{\rho}\times\mathbf{h}} = \frac{(10.19 - 7.524) + \frac{0,6817}{1,4377}\times(-4.05) + \frac{0.6817}{0,8123}\times(-2.05)}{0.47\times 2.25}$$

P_I= - 1.43 MN

$$\mathbf{P_{II}} = \frac{\mathbf{M_M} + \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{v'}}\overline{\boldsymbol{\sigma}_{bt2}}}{\mathbf{v'} + \boldsymbol{\rho}\times\mathbf{v} - \mathbf{d'}} = \frac{10.19 + \frac{0,6817}{1,4377}\times(-2.05)}{1.4377 + 0.47\times 0.8122 - 0.23}$$

P_{II} = 5.58 MN
Donc :
P_{MIN} = 5.58 MN

VIII.3.1.2. **Détermination du nombre des câbles :**

P0 : effort de précontrainte limite qu'un câble 1T15S peut créer, il est estimé à 25% de perte.
P0 = min (0.8× fprg×AP ; 0.9× fpeg× AP) = min (0.8×1886×0.00195 ; 0.9×1674×0.00195)
P0 = 2.90 MN

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{0.75\times P_0} = \frac{5.58}{0.75\times 2.90} = 2.56$$

n = 3 câbles de 12T15S

VIII.3.1.3. **Vérification des contraintes :**

La vérification se fait en classe II selon quatre phases.

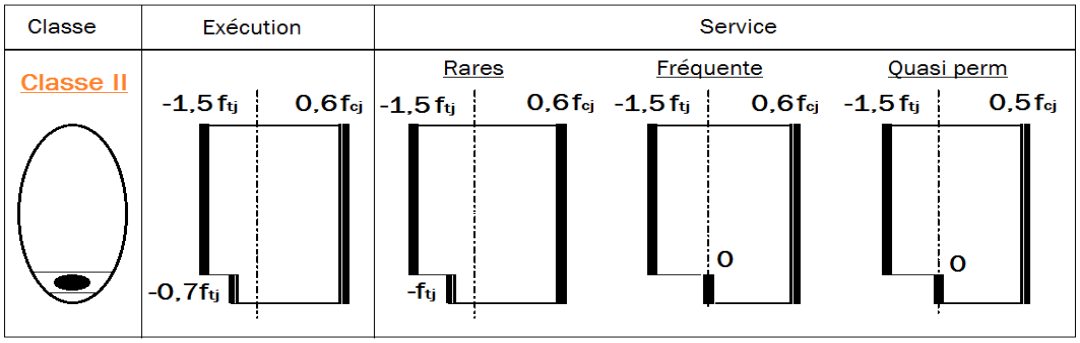


Figure VIII. 1 : Vérification des contraintes.

- **Première phase :**

Après le septième jour du coulage :

- Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section médiane de la poutre seule.
- La mise en tension est à 50%
- Les pertes considérer a 5%

- **Deuxième phase :**

Apres le vingt-huitième jour du coulage :

- Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section médiane de la poutre seule.
- La mise en tension est à 100%
- Les pertes considérer a 10%

- **Troisième phase :**

Apres coulage de la dalle :

- Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section médiane de la poutre plus dalle.
- La mise en tension est à 100%
- Les pertes considérer a 15%

- **Quatrième phase :**

L'ouvrage est en service :

- Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section médiane de la poutre plus dalle.
- La mise en tension est à 100%
- Les pertes considérer a 25%

VIII.3.1.4. Détermination des contraintes admissibles, classe II :

Selon BPEL91 :

En service (combinaisons rares) :

$\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$ fibre supérieure.

$\overline{\sigma_{bt2}} = -f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$ fibre inferieure.

En réalisation :

$\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$ fibre supérieure.

$\overline{\sigma_{bt2}} = -0.7f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$ fibre inferieure

Avec :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

L'application numérique est faite avec le logiciel Excel.

Tableau VIII. 2 : récapitulatif des contraintes admissibles.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
f_{cj} (MPa)	23.18	35	35	35
f_{tj} (MPa)	1.99	2.7	2.7	2.7
$\overline{\sigma_{bt2}}$ (MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-1.89
$\overline{\sigma_{bt1}}$ (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	13.91	21	21	21
ΔP %	5	10	15	25
Nbr de câble	3	3	3	3

Tableau VIII. 3 : Tableau vérification des contraintes.

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Observation
Phase 1	0,84	3,80	4,13	6,09	4,17	Contrainte vérifié
Phase 2	0,84	3,80	7,83	2,65	17,93	Contrainte vérifié
Phase 3	1,21	7,524	7,40	4,27	9,05	Contrainte vérifié
Phase 4	1,20	10,19	6,53	8,32	0,37	Contrainte vérifié

VIII.3.2. Tracer et disposition constructif des câbles :

VIII.3.2.1. Section d'about :

On considère un espacement de 35 cm entre deux (02) câbles et on détermine d de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontrainte sortant de la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

Donc on place le câble 2 sur le centre de gravité de la section about plus dalle.

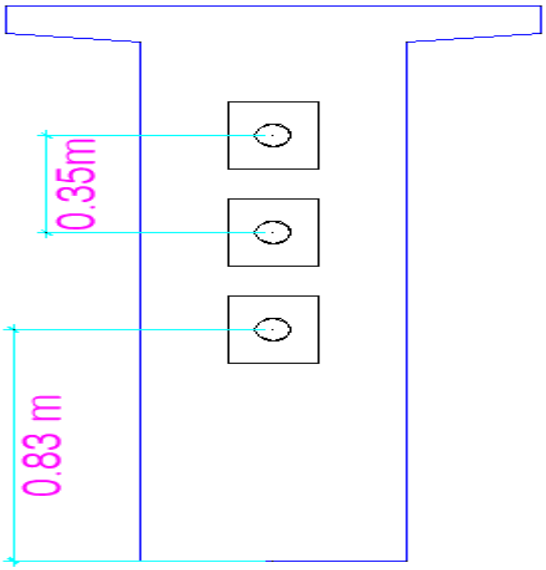


Figure VIII. 2 : Disposition des ancrages.

VIII.3.2.2. **Section médiane :**

Il est nécessaire de disposer les câbles de telle façon que la distance c entre un conduit ou un paquet de conduit et parement doit satisfaire les conditions suivantes :

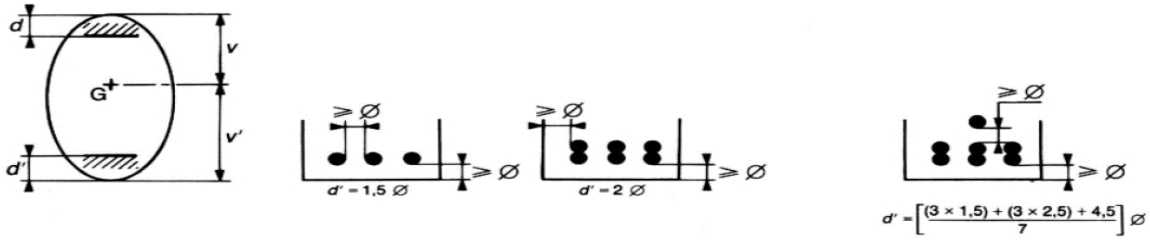


Figure VIII. 3 : Norme de disposition des gaines.

ϕ = 8 mm (diamètre de la gaine).

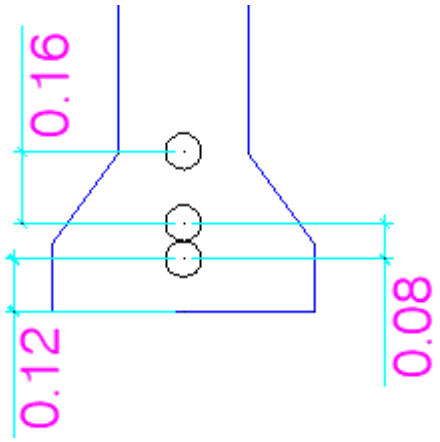


Figure VIII. 4 : Disposition des câbles à mis-travée.

Pour chaque câble on prend un tracé parabolique avec une partie rectiligne de 1 mètre.

- **Câble 1 :**

$Y_1 = ax^2 + bx + c$
$\partial Y_1 = 2ax + b = tng(\alpha)$
à x=0 m→ $Y_1 = c = 0.83$
à x= 20 m → Y_1=0.12 $a \times 400 + b \times 20 + 0.83 = 0.12$ …….1
$\partial Y_1 = 0 \rightarrow 40 \times a + b = 0$ …….....2
Apres résolutions du système d'équation on aura :
$a = 1.775 \times 10^{-3}$
b= -0.071
Donc l'équation du premier câble est :
$Y_1 = 1.775 \times 10^{-3}x^2 - 0.071x + 0.83$

- **Câble 2 :**

$Y_2 = ax^2 + bx + c$
$\partial Y_2 = 2ax + b = tng(\alpha)$
à x=0 m→ $Y_1 = c = 1.18$
à x= 20 m → Y_2=0.20 → $a \times 400 + b \times 20 + 1.18 = 0.20$ …….1
$\partial Y_2 = 0 \rightarrow 40 \times a + b = 0$ …….....2
Apres résolutions du système d'équation on aura :
$a = 2.45 \times 10^{-3}$
b= -0.098
Donc l'équation du deuxième câble est :
$Y_1 = 2.45 \times 10^{-3}x^2 - 0.098x + 1.18$

- **Câble 3 :**

$Y_3 = ax^2 + bx + c$
$\partial Y_3 = 2ax + b = tng(\alpha)$
à x=0 m→ $Y_3 = c = 1.53$
à x= 20 m → Y_3=0.36 → $a \times 400 + b \times 20 + 1.53 = 0.36$ …….1
$\partial Y_3 = 0 \rightarrow 40 \times a + b = 0$ …….....2
Apres résolutions du système d'équation on aura :
$a = 2.925 \times 10^{-3}$
b= -0.117
Donc l'équation du deuxième câble est :
$Y_3 = 2.925 \times 10^{-3}x^2 - 0.117x + 1.53$
Les coordonnées et les angles des trois câbles (Voir le tracer final).

VIII.3.2.3. **Disposition des câbles finale :**

Le tracé en plan se fait avec le logiciel Autocad. (Format A3 voir annexe.)

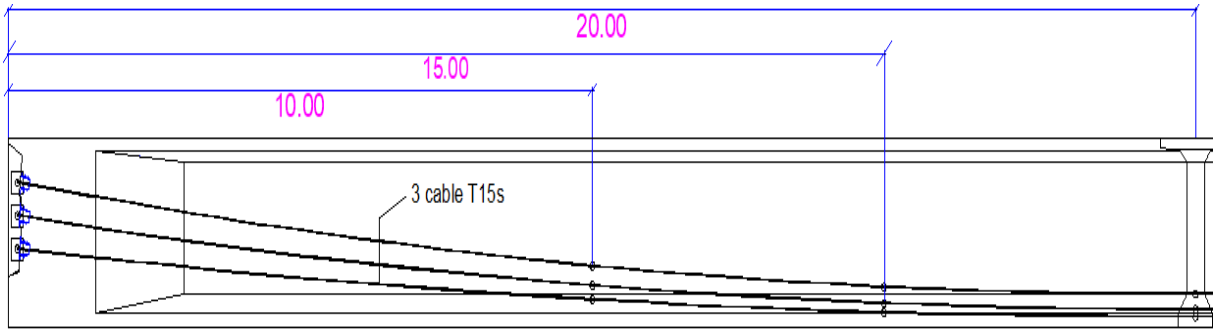


Figure VIII. 5 : Vue en plan des câbles.

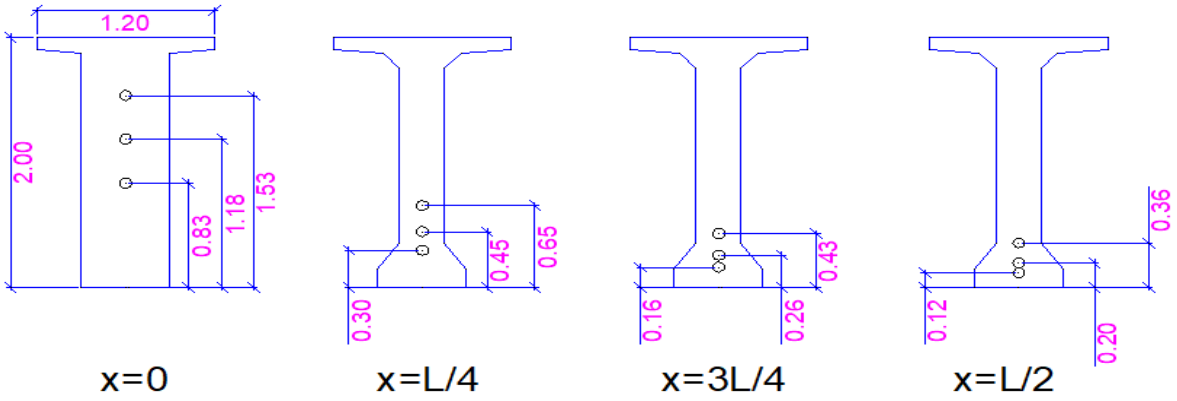


Figure VIII. 6 : Posistion des câbles sur différentes sections.

VIII.3.3. **Détermination de l'angle de relevage :**

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

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

Telle que :

V_M : Effort tranchant en charge sous combinaison (G+D240) ;

V_M = 1.25 MN.

V_m : Effort tranchant à vide sous combinaison (G) ;

V_m = 0.91 MN.

$\overline{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about :

$$\overline{V} = \overline{\tau} \times b_n \times 0.8 \times h$$

$\overline{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en ELS :

$$\overline{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3}\right)}$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre normale :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

$B_{n(P+D)}$: Surface nette de la section about + dalle :

$$B_{n(P+D)} = B_{(P+D)} - n(\pi \frac{\emptyset^2}{4})$$

b_n : Largeur net de la section d'about :

$$b_n = b_{about} - (n \times \emptyset)$$

n : Nombre de gaine par lit.

$\emptyset$: Diamètre de la gaine.

Tableau VIII. 4 : Valeurs des parametres de calcul de l'angle de relevage.

b_n(m)	$B_{n(P+D)}$(m)	P (MN)	$\overline{V}$ (MPA)	$\overline{\tau}$ (MPA)	σ_x (MPA)
0,52	1,69	6,53	2,49	2,66	3,86

D'où :

$-10.96^{\circ} \leq \alpha \leq 31.40^{\circ}$

On prend l'angle mesuré avec le logiciel Autocad.

Tableau VIII. 5 : Angle de relevage pour chaque câble.

N°Câbles	1	2	3
Angle de relevage α	4.06°	5.58°	6.65°

VIII.3.4. **Calcul des caractéristiques nettes de la poutre :**

Tableau VIII. 6 : Caractéristiques nettes de la poutre.

	x=0		**x=L/4**		**x=3L/8**		**x=L/2**	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25
B_{nette} (m^2)	1,25	1,69	0,782	1,219	0,782	1,219	0,78	1,22
v_n (m)	0,950	0,923	0,928	0,800	0,925	0,798	0,923	0,797
v'_n (m)	1,050	1,328	1,072	1,450	1,075	1,452	1,077	1,453
I_{nG} (m^4)	0,457	0,834	0,354	0,667	0,350	0,661	0,348	0,659
ρ (%)	36,64	40,29	45,45	47,14	44,99	46,79	44,81	46,66

VIII.4. **PERTES DE PRECONTRAINTE :**

VIII.4.1. **Introduction :**

Les câbles de précontrainte sont initialement tendus à des taux de contrainte relativement élevés, soit 60% à 80% de leurs résistances à la traction. La force de précontrainte correspondante qui agit dans l´élément de béton peut être sensiblement inférieure à la force

initiale pi appliquée par les vérins. Cette différence provient des pertes de tension instantanées et différées dans le câble, dont les causes sont:

- Le frottement des armatures dans leurs gaines.
- Le glissement au blocage des armatures (Certains types d´ancrages).
- La relaxation de l´acier de précontrainte.
- Le retrait du béton.
- Le fluage du béton.

Les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

VIII.4.2. Pertes de tension instantanées :

VIII.4.2.1. Perte par frottement :

Il s'agit de la perte de tension causée par le frottement du câble dans la gaine lors de la mise en tension. Par conséquent, pour obtenir une tension donnée en un certain point du câble, une valeur plus élevée doit être atteinte lors du travail.

Cette perte est donnée par la formule suivante: selon le BPEL91 (article 3.311).

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

σ_{P0}: Contrainte de tension à l'origine = 1488 MPa.

x : la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mis en tension.

β : la déviation angulaire totale du câble en radians sur la distance x.

$$\beta = 4 \times \frac{f'}{l^2}$$

f': la flèche maximale (mesurée à mi- longueur).

$$f' = Y_i(1m) - Y_i(20m)$$

l : la distance mesurée horizontalement entre les extrémité de la parabole.

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

$$f=0.18\ rad^{-1}.$$

φ : le coefficient de perte de tension par unité de longueur m^{-1}.

$$\varphi=0.002\ m^{-1}$$

Tableau VIII. 7 : La flèche maximale.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f' (m)
			x=0	1	20	
C1	38	4,06	0,83	0,76	0,12	0,64
C2	38	5,58	1,18	1,08	0,2	0,88
C3	38	6,65	1,53	1,41	0,36	1,05

Tableau VIII. 8 : Perte par frottement.

N° câble	x=L/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	20	0,067	0,052	75,55	81,40	5,47%
C2	20	0,093	0,057	82,05		
C3	20	0,111	0,060	86,60		

VIII.4.2.2. **Perte par recule d'encrage :**

Lors du blocage de l´ancrage après la mise en tension des câbles de précontrainte un certain recul est nécessaire pour le blocage définitif. Ce recul va provoquer une certaine perte de tension définie comme étant la perte par recul d´ancrage.

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x < d est :

$\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times k(d - x)$

Avec :

$k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

d : langueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{P0} K}}$

E_p : Module de déformation longitudinale de l'acier.

g : Intensité du recul d'ancrage.

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 9 : Perte par recule d'ancrage.

N° câble	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_p$ (0L)	$\Delta\sigma_{pmoy}$	$\Delta\sigma p$ (%)
C1	0,0020	19,57	132,96	138,10	9,28%
C2	0,0020	19,57	138,72		
C3	0,0020	19,57	142,63		
N° câble	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_p$ (L/2)	$\Delta\sigma_{pmoy}$	$\Delta\sigma p$ (%)
C1	0,0026	17,15	0,00	0,00	0,00%
C2	0,0028	16,44	0,00		
C3	0,0030	15,99	0,00		

VIII.4.2.3. **Pertes par déformation instantanée du béton :**

Lorsque une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, les câbles sont tendus l´un après l´autre. A chaque mise en tension d´un câble, il en résulte un raccourcissement du béton, c´est à dire une chute de tension dans les câbles tendus précédemment.

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

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

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantané du béton.

σ_{bj} : désignant la variation de contrainte agissant dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

M_g : moment max de la poutre seule.

B : surface de la poutre seule.

Tableau VIII. 10 : Perte par raccorcissement du béton.

Mg (MN.m)	E_{ij} (Mpa)	e (m)	B (m^2)	I_G (m^4)	n câble	σ_{bi} (Mpa)	σ_e (Mpa)	σ_e %
3,80	35981,73	0,83	0,80	0,36	3	17,43	46,01	3,09%

VIII.4.3. **PERTES DIFFEREES :**

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte. Elles résultent des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs. On distingue :

- Les pertes par retrait du béton.
- Les pertes par relaxation des aciers.
- Les pertes par fluage du béton.

VIII.4.3.1. **Pertes par retrait du béton :**

C´est un phénomène physique du essentiellement à l´évaporation de l´eau en excès. On peut considérer par simplification que le retrait final $\mathcal{E}_r$ ne dépend que des conditions climatique.

$\Delta\sigma_r = \mathcal{E}_r \times (1 - r(j)) \times E_P$

$\mathcal{E}_r$: retrait final pris égal à 2×10^{-4} pour la zone A de la carte climatique de l'Algérie.

r(j) : une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

Ep : module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte (Ep =190 000 MPa).

On peut négliger r(j) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$\Delta\sigma_r = \mathcal{E}_r \times E_P$

$\Delta\sigma_r = 2 \times 10^{-4} \times 190000 = 38$ MPa

$\Delta\sigma_r = 2.55$ %

VIII.4.3.2. **PERTE PAR FLUAGE :**

Le fluage a été défini comme étant l´augmentation de déformation du béton sous des contraintes de compression permanente. Ce type de déformation conduit à un raccourcissement de l´élément impliquant une perte de tension dans l´armature active croissante dans le temps proportionnelle à la déformation de fluage.

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times \left[\sigma_{max} + \sigma_b\right]$$

σ_{max}: Contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen à la mise en tension ;

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ;

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

$$\begin{cases} \sigma_{Max} = \dfrac{-M_p}{I_G} \cdot e_0 + n\, A_p \left(\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}\right)\left[\dfrac{1}{B} + \dfrac{e_0^2}{I_G}\right] \\ \sigma_b = \dfrac{-M_m}{I_G} \cdot e_0 + n\, A_p \left(\sigma_0 - \Delta\sigma_T\right)\left[\dfrac{1}{B} + \dfrac{e_0^2}{I_G}\right] \end{cases}$$

M_P : Moment dû à la combinaison max à l'ELS.

M_m : Moment dû aux charges permanentes à l'ELS.

Lorsque $\sigma_{max} \leq 1.5\ \sigma_b$ on peut, par simplification, se contenter de l'estimation (par excès):

$$\sigma_{fl} = 2.5 \frac{E_P}{E_{ij}} \sigma_b$$

Tableau VIII. 11 : Valeur des Pertes par fluage.

M_P (MN.m)	E_{ij} (Mpa)	e (m)	B (m^2)	I_G (m^4)	n cable	A_P (m^2)	σ_b (Mpa)	σ_{fl} (Mpa)	σ_e %
7.52	35981,73	1.25	1.2194	0,36	3	0.00195	6.55	86.47	5,81%

VIII.4.3.3. Les pertes par relaxation des aciers :

La relaxation peut être définie comme étant le relâchement de tension dans les armatures de précontrainte à longueur constante. C´est un phénomène qui dépend de la température, du temps et de la contrainte dans les aciers.

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

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 12 : Pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_{rel}$	61,53	MPa
	4,14%	%

VIII.4.3.4. On aura un pourcentage total de pertes :

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

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

Tableau VIII. 13 : Pertes totales.

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	127,41	8,56
$\Delta\sigma_{Diff}$	175,75	11,81
$\Delta\sigma_\infty$ =	303,16	20,37

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

VIII.5. **VERIFICATION DES CONTRAINTES :**

Dans ce paragraphe, nous vérifierons si l'ouvrage répond aux exigences réglementaires. À chaque étape de construction et de service, nous vérifierons si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les limites réglementaires fixées par les règles en vigueur.

VIII.5.1. **Les sections de vérification :**

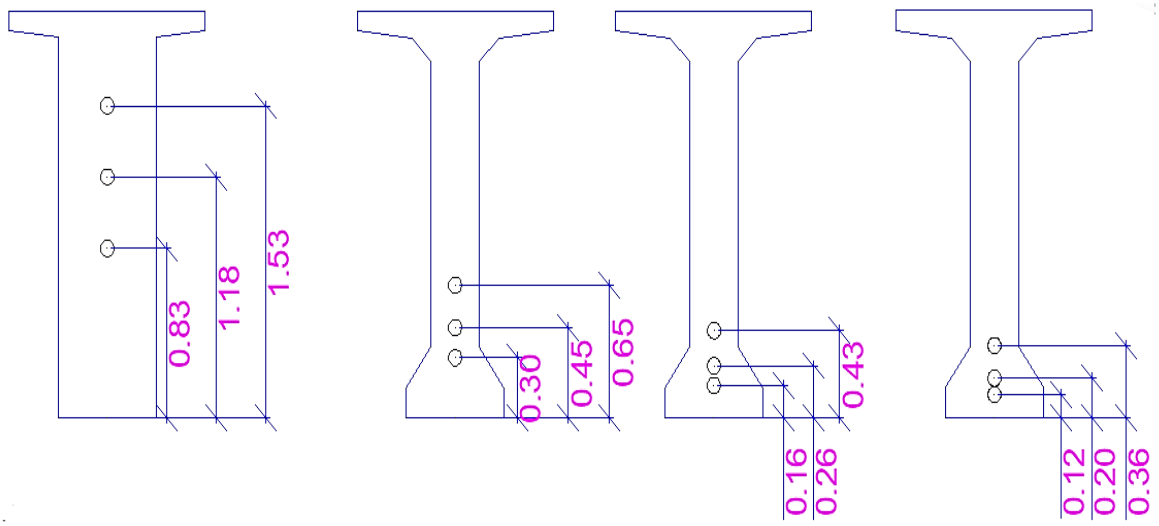


Figure VIII. 7 : Les sections de vérification.

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

VIII.5.2. **LIMITATION DES CONTRAINTES :**

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

Tableau VIII. 14 : Limitation des contraintes.

j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma_{bcj}}$ =	21,00	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-4,05	MPa	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-1.89	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-2.7	MPa	Q.Rares
j = 7 jours	$\overline{\sigma_{bcj}}$ =	13,91	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-2,99	MPa	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-1,39	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-1,99	MPa	Q.Rares

VIII.5.3. **Caractéristiques nettes des sections :**

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

Tableau VIII. 15 : Caractéristiques nettes des sections.

	x=0		**x=L/4**		**x=3L/8**		**x=L/2**	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25
B_{nette} (m^2)	1,25	1,69	0,782	1,219	0,782	1,219	0,78	1,22
v_n (m)	0,950	0,923	0,928	0,800	0,925	0,798	0,923	0,797
v'_n (m)	1,050	1,328	1,072	1,450	1,075	1,452	1,077	1,453
I_{nG} (m^4)	0,457	0,834	0,354	0,667	0,350	0,661	0,348	0,659
ρ (%)	36,64	40,29	45,45	47,14	44,99	46,79	44,81	46,66

VIII.5.4. **JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS :**

La précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques P1 et P2, qui sont utilisées pour justification a ELS, où :

$P_1 = 1{,}02\ P_0 - 0{,}8\ \Delta P$

$P_2 = 0{,}98\ P_0 - 1{,}2\ \Delta P$; $P_0 = 2{,}90$ MN

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 16 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,28	4,29	4,04	1,13	0,47	0,28	0,23
Phase 2	3	100	8,56	8,28	7,64	1,13	0,47	0,28	0,23
Phase 3	3	100	14,47	7,87	7,02	1,13	0,47	0,28	0,23
Phase 4	3	100	20,37	7,46	6,40	1,13	0,47	0,28	0,23

VIII.5.5. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

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

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

Avec :

P : Effort de précontrainte ;

Bn : Surface nette de la section considérée ;

In : Inertie nette de la section considérée ;

e_0 : Excentricité du câble de précontraint moyen ;

M : Moment extérieur ;

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII. 17 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,08	0,61	0,79	0,85	-0,08	0,61	0,79	0,85
MEls		0,00	2,81	3,56	3,80	0,00	2,81	3,56	3,80
P1 (MN)		4,29	4,29	4,29	4,29	8,28	8,28	8,28	8,28
P2 (MN)		4,04	4,04	4,04	4,04	7,64	7,64	7,64	7,64
σMax (MPa)	σsup	4,18	6,04	5,90	5,90	8,07	4,80	2,65	2,01
	σinf	2,61	4,85	8,21	5,00	5,04	17,28	19,83	20,59
σMin (MPa)	σsup	3,94	6,12	6,10	6,15	7,44	5,00	3,18	2,64
	σinf	2,46	4,07	7,28	4,03	4,65	15,27	17,43	18,07

Tableau VIII. 18 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,19	0,98	1,17	1,23	0,19	0,98	1,17	1,23
MEls		0,00	5,45	6,87	7,346	0,00	7,55	9,53	10,19
P1 (MN)		7,87	7,87	7,87	7,87	7,46	7,46	7,46	7,46
P2 (MN)		7,02	7,02	7,02	7,02	6,40	6,40	6,40	6,40
σMax (MPa)	σsup	2,97	3,71	3,65	3,67	2,81	6,38	7,09	7,38
	σinf	7,09	11,42	11,56	11,54	6,72	5,65	4,35	3,82
σMin (MPa)	σsup	2,65	6,92	7,75	4,23	5,22	9,78	10,46	8,08
	σinf	6,32	8,90	8,68	8,54	5,77	2,52	0,76	0,09

- **Les contraintes normales sont vérifiées.**

VIII.5.6. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

Le but de cette démonstration est de vérifier que la combinaison de l'influence de l'effort tranchant et de l'influence du moment fléchissant et de l'effort normal ne mettra pas en danger la sécurité de la structure. La quatrième phase de la vérification des contraintes tangentielles sera calculée, c'est-à-dire il faut vérifier l'effort tranchant maximal Les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0{,}4.f_{tj}\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\overline{\tau_1}^2$$

$$\tau^2 \leq 2.\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6.f_{cj}-\sigma_x\right]\times\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\overline{\tau_2}^2$$

Si $\sigma x < 0,4.f_{cj}$ on a $\overline{\tau 1} < \overline{\tau 2}$, donc on vérifier juste que $\tau < \overline{\tau 1}$

τ : Contrainte tangentielle.

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

- **Détermination de la contrainte normale « σ_x » :**

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

P : Effort de précontrainte.

B_n : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 19 : Effort de précontrainte.

		Pcos α	Psin α
P1	2,31	2,30	0,16
P2	2,31	2,30	0,22
P3	2,31	2,29	0,27
Somme		6,90	0,66

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

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n} \quad \text{, Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin\alpha_i$$

Avec :

V_{red} : Effort tranchant réduit.

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

b_n : Largeur nette de la section.

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 20 Contrainte tangentielle « τ ».

B_n (m^2)	σ_x (MPa)	τ_1 (MPa)	V_{ser} (MN)	V_{red}(MN)	S_n (m^3)	I_n (m^4)	τ (MPa)
1,69	4.08	2,71	1,25	0,59	0,63	0,83	0,86

On constate que τ =0,86 MPa ≤ τ_1=2,71 MPa Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

VIII.5.7. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

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

$$tg\,2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec : $\beta_u \geq 30°$

D'où :

σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime. $\tau_u = \frac{V_{u\text{-}red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Tableau VIII. 21 : Calcul de l'angle βu.

V_{ult} (MPa)	V_{red} (MPa)	Sn (m^3)	In (m4)	bn (m)	Ft_{28} (MPa)	Bn (m2)	σ_x (MPa)	τu (MPa)	βu (°)
1,66	1,01	0,63	0,8338	0,52	2,7	1,69	4,08	1,47	17,85

17.85° ≤ 30° (Condition vérifiée).

On prend : βu = 30°

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times tg\,\beta_u$$

Avec :

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

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

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

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

bn : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{3.90\ cm/m}$$

Le pourcentage minimum a disposé :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6\,\frac{b_n \gamma_s}{f_e} = \mathbf{7.176\ cm/m}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 20 cm à ×mi- travée.

VIII.5.8. **Armatures longitudinales de peau :**

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques.

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d´une poutre doit être d´au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre.

$\boldsymbol{As} = \mathbf{3} \times \boldsymbol{périmetre} = 3 \times 6.623 \times 10{-}2 = 19.8\ cm^2$

As = 10% × B = 12.34 cm^2

Donc As = 19.8 cm^2 soit 24 HA 10

VIII.5.9. **Justification du béton :**

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Elle est vérifiée par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83\,\mathbf{MPa}$$ (Condition vérifiée.).

VIII.5.10. **Plan de ferraillage de la poutre :**

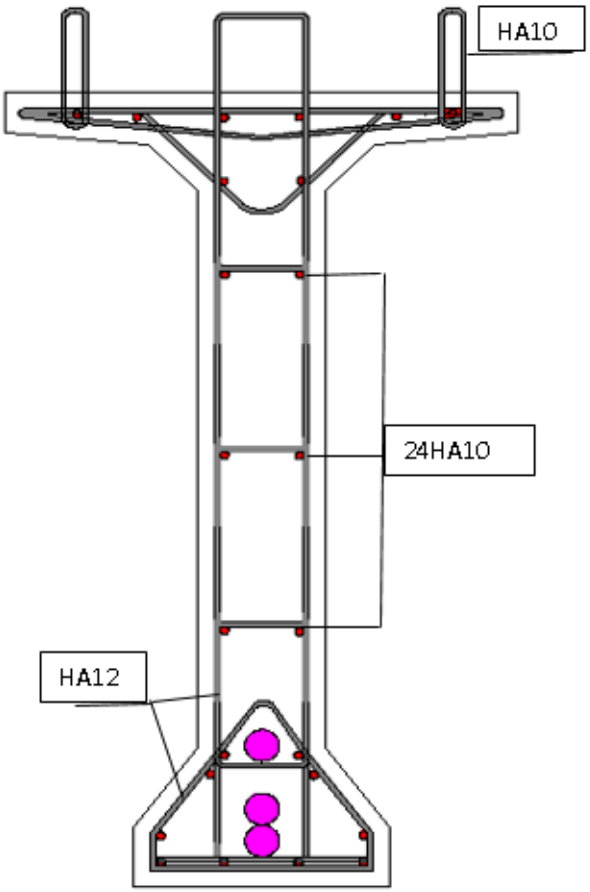


Figure VIII. 8 : Plan de ferraillage de la poutre.

NB : ferraillage en zone d'about voir l'annexe D.1

CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATION ET ETUDE DE L'HOURDI

IX.1. CALCUL DES DEFORMATION :

IX.1.1. Introduction :

La dalle d'un pont à poutre est un élément de structure plane, telle que la fonction principale est de transmettre les charges qui s'appliquent sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau.

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

IX.1.2. Flèches et contre flèches :

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018. Les flèches sont positives vers le bas et négatives vers le haut (contre flèche).

IX.1.2.1. Flèches due au poids propre :

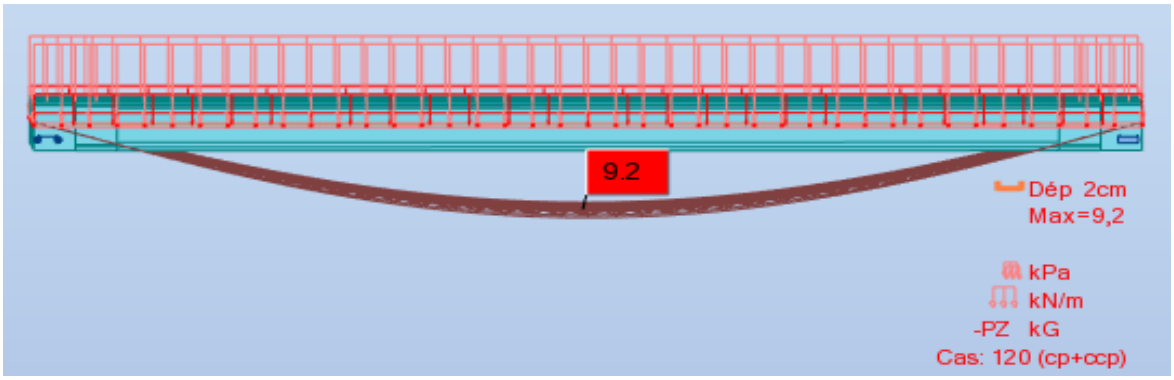


Figure IX. 1 : Flèche max de la poutre due au poids propre.

D'après ce diagramme, la flache maximale de la poutre due au poids propre (CP+CCP) est égale à 9.2 cm.

$$f_G = 9.2 \text{ cm}$$

IX.1.2.2. Contre flèche de précontrainte :

On a les données suivantes :

$P_{Câble\ moy}$ = 8.23MN ; e_0 = - 8.00 cm ; e_1 = 85.00 cm

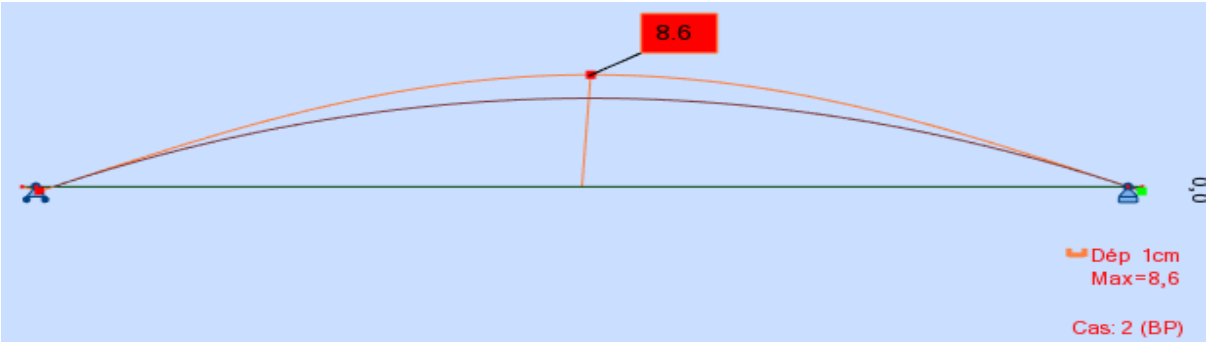


Figure IX. 2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes est égale à 8.60 cm.

$$f_p = -8.6 \text{ cm}$$

IX.1.2.3. Flèche de construction :

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4\ (8.6 - 9.2) = -0.3 \text{ cm}$$

$$fc = -0.3 \text{ cm}$$

IX.1.3. Flèche maximale à l'ELS :

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

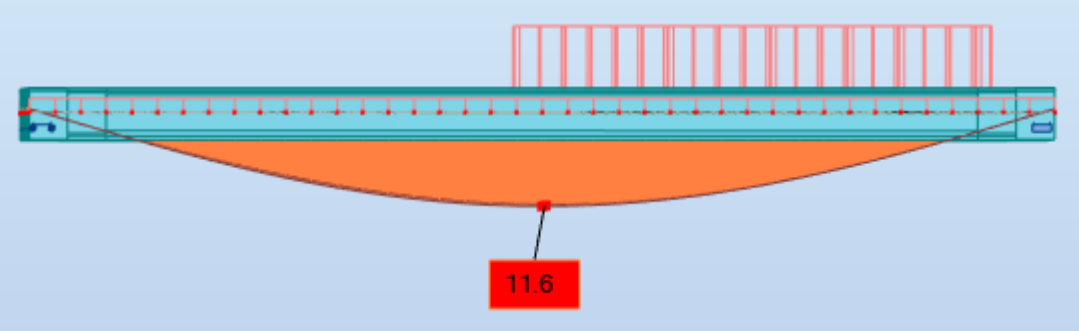


Figure IX. 3 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 11,60 cm. Donc on obtient :

$$f_{ELS} = 11.60 \text{ cm}$$

IX.1.4. Flèche totale :

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

$f = f_{ELS} + f_P + f_C \rightarrow f = 2{,}70$ cm

La flèche admissible : (**L/500 = 8.00 cm**) doit être supérieur à la flèche calculée (2.70 cm)

Donc, (**la condition est vérifiée)**.

IX.2. ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis assure la répartition transversale des efforts dans le tablier, Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

IX.2.1. Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm.
- Largeur : 17,55 m.
- Longueur : le long de l'ouvrage.

IX.2.2. **Etude de la flexion transversale**

On fait une modélisation avec logiciel **ROBOT structural Analysis 2018** pour obtenir les valeurs des moments transversaux en configuration tridimensionnel modèle coque.

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément **Barre,** On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

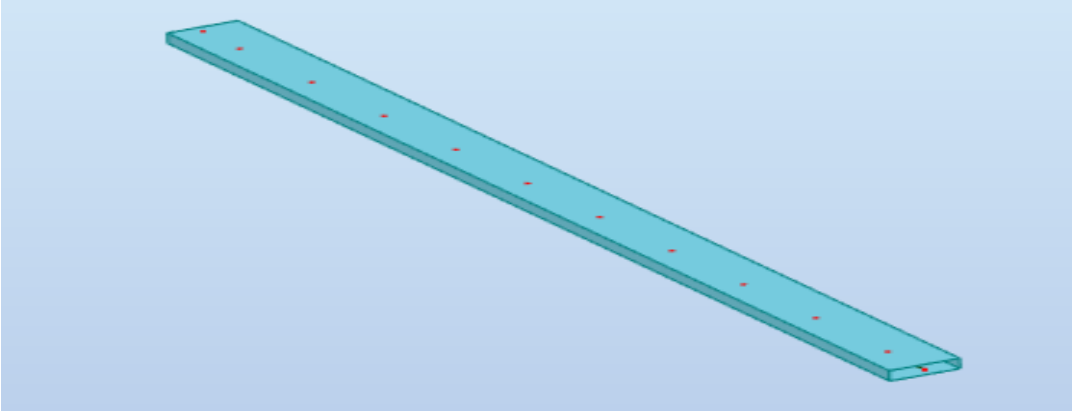


Figure IX. 4 : Modélisation de l'hourdis sur robot.

On a obtenu des résultats sous forme des diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants sous des combinaisons les plus défavorables à l'**ELS** et à l'**ELU**.

- **Les efforts maximums de la dalle â l'ELS et â l'ELU :**

A l'ELS :

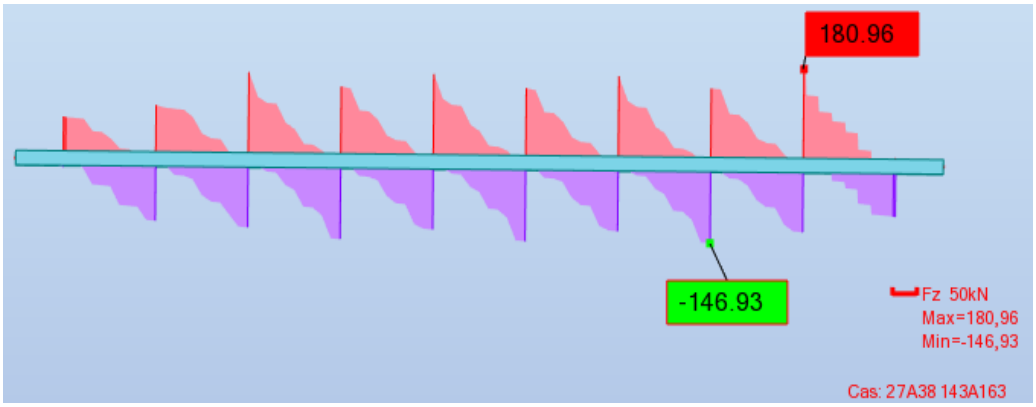


Figure IX. 5 : Effort tranchant Max- Dalle à l'ELS.

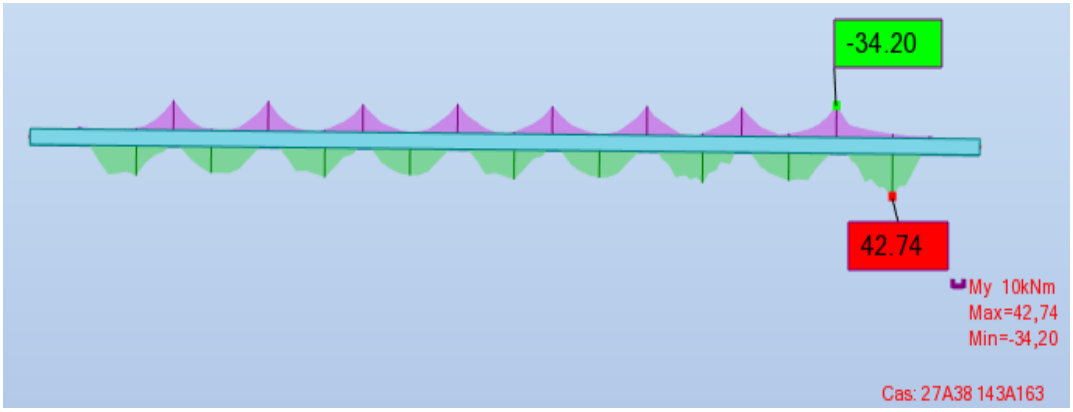


Figure IX. 6 : Moment Max- Dalle à l'ELS.

On a obtenu les résultats suivants :

- Fibre supérieure : M_{ELS}=34.20 KNm.
- Fibre inférieur : M_{ELS}=42.74 KNm.
- T_{ELS}=180.96 KN.

A l'ELU :

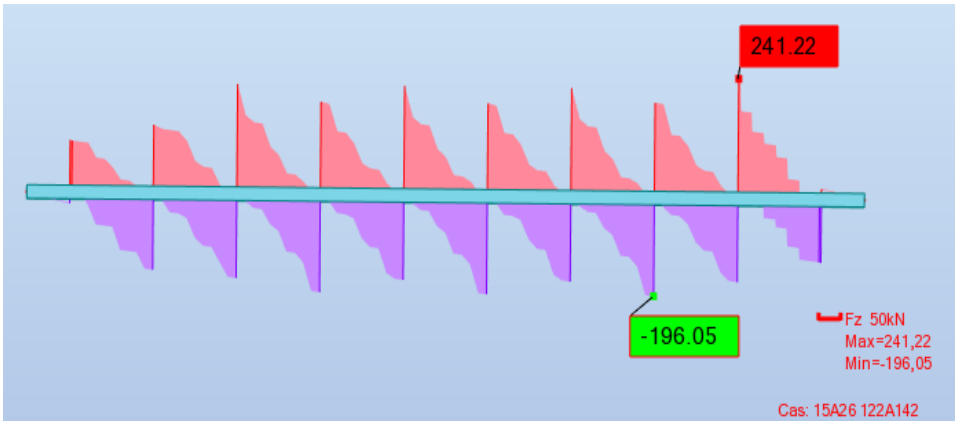


Figure IX. 7 :Effort tranchant Max- Dalle à l'ELU.

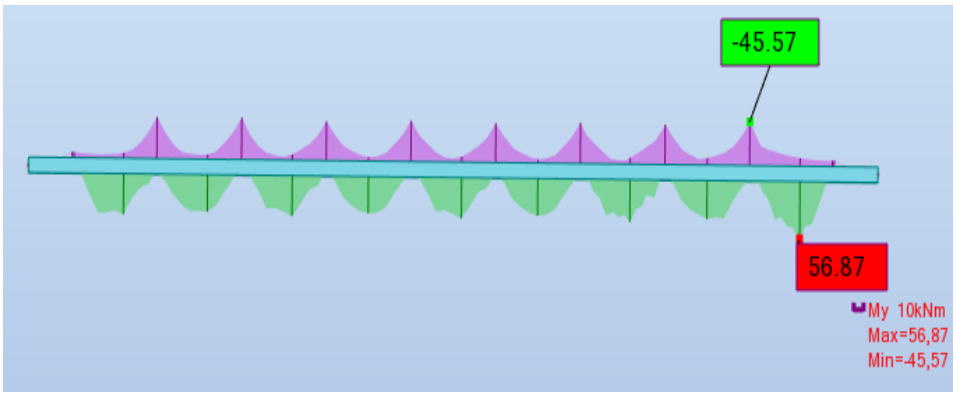


Figure IX. 8 : Moment Max- Dalle à l'ELU.

On a obtenu les résultats suivants :

- Section supérieur :M_{ELU}=45.57 KNm.
- Secion inférieur : M_{ELU}=56.87 KNm.
- T_{ELU}=241.22 KN.

IX.2.3. **Ferraillage :**

IX.2.3.1. **Armatures transversales :**

- **Ferraillage nappe supérieure (sur appui) :**

$\mu = \frac{Mu}{b \times d2 \times fbu}$; d=0.9×h ; c : l'enrobage (c=3 cm).

$fbu = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma b}$ γb=1.5 (situation durable ou transitoire) ; θ=1 (t≥24h)

D'où :

d = 0.9×25 = 22.5 cm

fbu = 19.83 MPa

μ = 0.042

$\mu l = 0.8\,\alpha l\,(1-0.4\,\alpha l)$; $\alpha l = \frac{7}{7+2\varepsilon l}$; $\varepsilon l = \frac{fe}{\gamma s \times E}\,(0/00)$; E=2.1×105 MPa

εl = 2.07×10-9 m

αl = 1

μl = 0.48

on remarque que : $\mu \leq (5/3) \times \mu l = 0.8$

Et : $\mu \leq \mu l$

De meme : $\mu \leq 0.1859 \rightarrow$ pivot A (section sans armatures comprimées (SSAC)).

$\mu \leq 0.1042$; $\alpha \in [0; 1/6]$ telleque : $15\,\alpha 4 - 60\,\alpha 3 + (20-4\mu)\,\alpha 2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$

$15\,\alpha 4 - 60\,\alpha 3 + 19.832\,\alpha 2 + 0.336\alpha - 0.168 = 0$

$\alpha = 0.1$

$\beta = \frac{5\alpha\text{^}2(3-8\alpha)}{3(1-\alpha)\text{^}2}$

$\beta = 0.045$

As = $\frac{\beta \times b \times d \times fbu}{fsu}$; fsu = fe/γs fsu = 434.78 MPa

As = 4.62 cm2

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

A_{min} = max (bh/1000 ; 0.23bdf_{t28}/f_e)

A_{min} = max (2.5 ; 2.79) ×10^{-4}

A_{min} = 2.5 cm ≤ A_s (vérifiée)

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable :

$\sigma_{st\ adm} = \min\{\frac{2}{3}f_e ; \max\{\frac{1}{2}f_e, 110\sqrt{(1.6 \times f_{t28})}\}\}$

$\sigma_{st\ adm}$ = 228.63 MPa

$\sigma_{bc\ adm} = 0.6 \times f_{c28} = 21$ Mpa

$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s\,d + A'_s\,d') = 0$

$y^2 + 1.836y = 0.312$

y = 15.65 cm

$I = \frac{1}{3}by^3 + 15\,A'_s(y-d') + 15\,A_s(d-y)^2$

I = 4.53×10^{-3} m^4

$K = \frac{Mser}{I}$

K=7.55 MN/m^3

$\sigma_{bc} = K\,y$

σ_{bc} =1.18 MPa≤ σ_{bcadm} =21 MPa (condition vérifier).

$\sigma_{st} = 15K(d-y)$

σ_{st} = 7.76 ≤ σ_{bcadm} = 228.63 MPa (condition vérifier).

σ_{sc} = 0

Donc ELS vérifiée

A_s=4.62cm² ; on prend **5HA12**

- **Ferraillage nappe inférieur (en travée) :**

$\mu=\frac{Mu}{b\times d2\times fbu}$; d=0.9×h ;c :l'enrobage (c=3 cm).

$fbu=\frac{0.85\times fc28}{\theta\times \gamma b}$ γb=1.5 (situation durable ou transitoire) ; θ=1 (t≥24h)

D'où :

d=0.9×25=22.5 cm

fbu=19.83 MPa

μ=0.057

$\mu l=0.8\ \alpha l\ (1-0.4\ \alpha l)$; $\alpha l=\frac{7}{7+2\varepsilon l}$; $\varepsilon l=\frac{fe}{\gamma s\times E}$ (0/00) ; E=2.1×105 MPa

εl=2.07×10-9 m

αl=1

μl=0.48

on remarque que : $\mu \leq (5/3)\times \mu l$=0.8

et : $\mu \leq \mu l$

de meme : $\mu \leq$0.1859 → pivot A (section sans armatures comprimées (SSAC)).

$\mu \leq 0.1042$; $\alpha \in [0; 1/6]$ telleque : $15\alpha^4-60\alpha^3+(20-4\mu)\alpha^2+8\mu\alpha-4\mu=0$

$15\alpha^4-60\alpha^3+19.77\alpha^2+0.456\alpha-0.228=0$

$\alpha = 0.12$

$\beta = \frac{5\alpha\text{^}2(3-8\alpha)}{3(1-\alpha)\text{^}2}$

β = 0.06

$As=\frac{\beta\times b\times d\times fbu}{fsu}$; fsu=fe/γs fsu = 434.78 MPa

As = 6.16 cm2

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Amin = max (bh/1000 ; 0.23bdft28/fe)

Amin = max (2.5 ; 2.79) × 10-4

Amin = 2.5 cm ≤ As (vérifiée)

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable:

$\sigma_{st\ adm}=\min\{\frac{2}{3}f_e ; \max\{\frac{1}{2}f_e, 110\sqrt{(1.6\times f_{t28})}\}\}$

$\sigma_{st\ adm}$ =228.63 MPa

$\sigma_{bc\ adm}=0.6\times f_{c28}$=21 Mpa

$by^2+30(A_s+A'_s)y-30(A_s\ d+A'_s\ d')=0$

$y^2+1.848y=0.4158$

y = 20.27 cm

$I=\frac{1}{3}by^3+15\ A'_s(y-d')+15\ A_s(d-y)^2$

$I = 3.24\times10^{-3}\ m^4$

$K = \frac{Mser}{I}$

$K = 13.19\ MN/m^3$

$\sigma_{bc} = K\ y$

$\sigma_{bc} = 2.67\ MPa \leq \sigma_{bcadm} = 21\ MPa$ (condition vérifier).

$\sigma_{st} = 15K(d-y)$

$\sigma_{st} = 4.41 \leq \sigma_{bcadm} = 228.63\ MPa$ (condition vérifier).

$\sigma_{sc} = 0$

Donc ELS vérifiée

A_s =6.16 cm² donc, on prend **5HA14**

IX.2.3.2. **Armatures longitudinales :**

On considère les armatures longitudinales comme des armatures constructives. Telle que : les armatures longitudinales = $\frac{1}{3}$ **As** des armatures transversales.

- Pour la nappe inférieure : **As= 2.05 cm2** ; on prend **4HA10** (**As=3.14 cm2**).
- Pour la nappe supérieure : **As= 1.54 cm2** ; on prend **4HA10** (**As=3.14 cm2**).

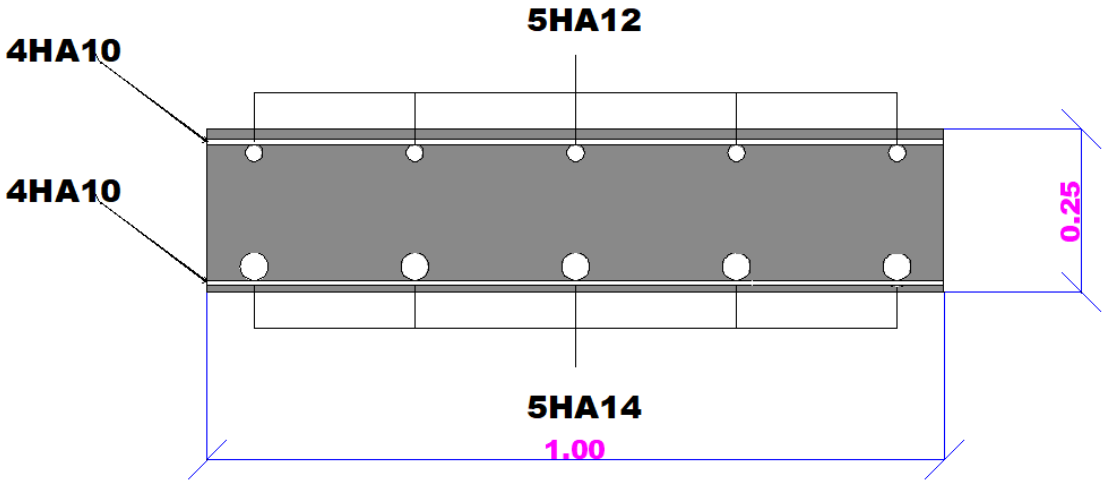


Figure IX. 9 : ferraillage de l'hourdis.

CHAPITRE X : CALCUL DES EQUIPEMENT

X.1. APPAREILS D'APPUI:

Le tablier du pont est soutenu par des appareils d'appuis, qui sont principalement utilisés pour transmettre une force verticale ou accompagnée d'une force horizontale.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Dans notre cas, nous avons choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté, ils sont constitués de plaques élastiques (feuillets d'élastomère) empilées avec une plaque d'acier qui jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe) entre elles. Par conséquent, ils ne sont ni complètement fixes ni complètement mobiles.

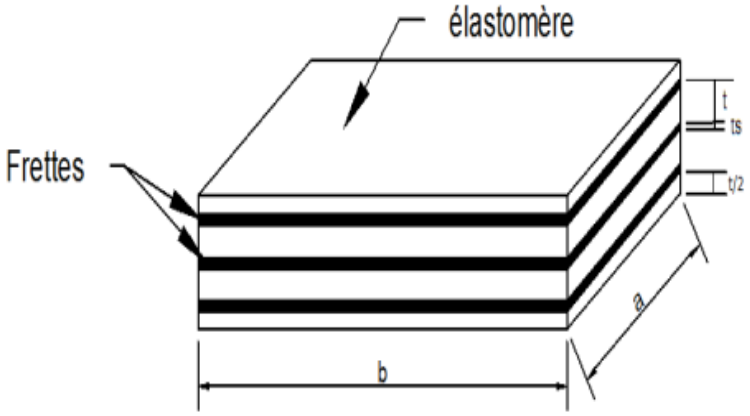


Figure X. 1 : Appareil d'appuis en élastomère fretté.

Le principal avantage de ces dispositifs d'appui est leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les nécessitent. Ils sont résistants à la charge verticale, à la charge horizontale et à la rotation.

X.1.1. Dimensionnement des appareils d'appui :

Le dimensionnement est suivant les exigences du **guide technique de SETRA.**

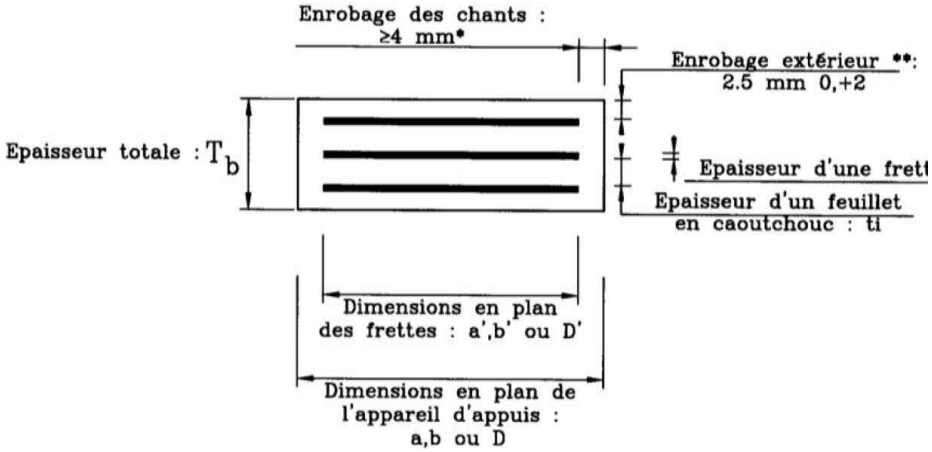


Figure X. 2 : Constitution type d'un appareil type B.

X.1.1.1. **Aire de l'appareil d'appuis:**

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$2\ MPa \leq \sigma_m \leq 20\ MPa$

Avec :

$\sigma_m = \frac{Nmax}{a \times b}$

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort $N_{max.}$

N_{max} : Réaction maximale dans l'appui.

2 MPa : Condition de non cheminement.

15 MPa : condition de non écrasement.

On désigne par (a×b) l'aire de l'appareille d'appui d'où :

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe del'ouvrage.

La poutre la plus sollicité par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de :

Nmax = Rmax = Rcb (G+D240ex) =1664.90 KN

$2\times10^3 \leq \frac{1664.90}{a \times b} \leq 20\times10^3$

D'où, $a \times b \geq 832\ cm$

On prend : a=35 cm

b = 35 cm

X.1.1.2. **Hauteur nette de l'élastomère:**

- **Condition de non flambement :**

$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ D'où : $3.5 \leq T \leq 7$

- **Dimension des frettes :**

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

$ts \geq \frac{a}{\beta} + \frac{\sigma m}{\sigma e}$; σe=235 Kg/mm2 , pour l'acier 24-1

$ts \geq 2\ mm$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} \quad \text{Et} \quad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)}$$

G = 0.90 MPa

σ_m=13.58 MPa ; β =9.72

D'où : $ts \geq 2.08\ mm$

On prendra :

Feuillets d'élastomère : ti = 10 mm

Frettes métalliques : ts = 3.5 mm

Enrobage des chants: Ec= 4 mm

Enrobage extérieur haut et bas Ee= 2.5 mm

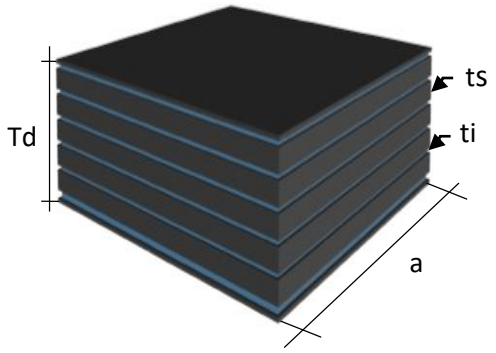
Selon la disponibilité dans le tableau, on prendra :

$Td = 6 \times ti + 7 \times ts + 2.5 \times 2 = 89.5$ mm

$T = 6 \times ti + 2 \times Ee = 65$ mm

Tableau X. 1: Dimensions de l'appareil d'appui.

dimension	Valeur (mm)
a	350
b	350
t_i	10
t_s	3.5
n	7
e	6
T_d	89.5
T	65



X.1.2. **Vérification des appareils d'appuis :**

X.1.2.1. **Résistance à la compression**

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

$N = 1664.90$ KN $\rightarrow \sigma_m = 13.58 \leq 20$ MPa

X.1.2.2. **Sécurité au flambement**

On doit vérifier : $\gamma_s.P_u \leq P_c$

$$\mathbf{Pc} \leq \frac{\mathbf{4 \times G \times B \times S^2 \times D}}{\mathbf{h}} \; ; \; \mathbf{S} = \frac{\mathbf{a \times b}}{\mathbf{2 \times t(a+b)}} .$$

γ_s : Le coefficient de sécurité ; $\gamma_s = 3$

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

P_c : La charge critique de flambement.

B : L'aire nominale de l'appui.

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

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

S : Le facteur de forme.

h_c : Epaisseur totale du caoutchouc.

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

D'où :

$S = 8.75$

$P_c = 7.29$ MN.

$P_u = 1.66$ MN.

On remarque que : $4.98 \leq 7.29$ (**Condition vérifiée**).

X.1.2.3. **Limitation de la distorsion**

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

La distorsion **δ** des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c.

$\delta_c = 0.7+4\times(\delta_0-0.7)\times(0.25-p)$ si $p \leq 0.25$

$\delta_c = 1.4\times(1-2p)$ si $p \geq 0.25$

Avec :

$P = P_u/P_c$

$\delta = \gamma/T_d$

$\delta_0 = c/h_c$ avec $0.7 \leq \delta_0 \leq 2$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 350mm).

h_c : épaisseur totale d'élastomère (40mm).

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

D'où :

$P = 0.227 \leq 0.25$

$\delta_0 = 8.75 \rightarrow$ on prend $\delta_0 = 2$

D'où : $\delta_c = 0.82$

$\gamma = 0.068$ m $\rightarrow \delta = 0.76 \leq 0.82$

Donc la condition est vérifiée.

X.1.2.4. **Non glissement**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$H < f \times N$

Avec :

H : Effort horizontal ;

N : Effort de compression vertical ;

$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$.

- **Sur pile**

H = 0.29 MN

N = 1.17 MN

$\sigma_m = 9.57$ MPa

D'où: $f = 0.16$

On remarque que $0.29 \geq 0.19$ (la condition n'est pas vérifiée)

Donc, on fait des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

- **Sur culée :**

H = 0.25 MN

N = 1.04 MN

$\sigma_m = 8.52$ MPa

D'où : $f = 0.17$

On remarque que $0.25 \geq 0.18$ (la condition n'est pas vérifiée)

Donc, on fait des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins).

X.2. DES D'APPUIS:

Le dès d'appui permet de:

- diffuser les charges localisées provenant directement du tablier
- rattraper le dévers du tablier.

X.2.1. Dimensions du dé d'appui :

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0.175$; On prend h = 0.2m

$a_1 \geq a + h/2 = 0.45$

$b_1 \geq b + h/2 = 0.45$

On prend, $a_1 = b_1 = 0.50$ m

X.2.2. Ferraillage du dé d'appui :

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

$Ac = \frac{0,25 \times N}{\sigma s} = \frac{0,25 \times 1664.9 \times 10}{434,78} = 9.57\ cm^2$; On prend : 7HA14

X.2.2.1. Armatures horizontales :

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

$Ah = \frac{0,125 \times N}{\sigma s} = \frac{0,125 \times 1664.9 \times 10}{434,78} = 4.78\ cm^2$; On prend: 7HA10.

X.2.2.2. Frette supérieure :

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

$As = \frac{0,04 \times N}{\sigma s} = \frac{0,04 \times 1664.9 \times 10}{434,78} = 1.53\ cm^2$; On prend: 4HA10.

X.2.2.3. Frette inferieure

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

$Ai = \frac{0,10 \times N}{\sigma s} = \frac{0,10 \times 1664.9 \times 10}{434,78} = 3.83\ cm^2$ On prend : 4HA12.

X.2.2.4. **Les plaques de fixation :**

Ce sont des aciers pour assurer les positions des appareils d'appuis sur dés-appuis et empêcher son glissement avec les poutres. Son épaisseur est de 22,5 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appuis.

X.3. **JOINT DE CHAUSSEE:**

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température et pour les ouvrages en béton, au retrait et au fluage.

Par ailleurs les charges d'exploitation engendrent également des déplacements ou déformation

Le choix de joint de chaussée et basée sur l'intensité du trafic, on distingue :

- Les joints de chaussée lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules/jours.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules/jours.
- Le choix du joint de chaussée dépend des conditions suivantes :
- Le déplacement dû au retrait, fluage et température et au freinage doit être inférieure à w.
- Le déplacement dû aux variations linéaires et séisme, doit être aussi inférieur à 1.3w. Avec, w : le déplacement qui caractérise le type du joint choisis.

Le souffle est un déplacement relatif maximal :

$W = W_D + 0.4W_T + \frac{1}{3}W_S$

Avec:

W : souffle total du joint.

W_D: souffle des déformations différées (fluage retrait).

W_T : souffle thermique.

W_S: souffle sismique.

$W = 0.0107 + 0.4 \times 0.0068 + \frac{1}{3} \times 0.064$

W = 0.034 m

On prend un joint de chaussée **type GPE 120** qui permet un mouvement de **± 60mm**

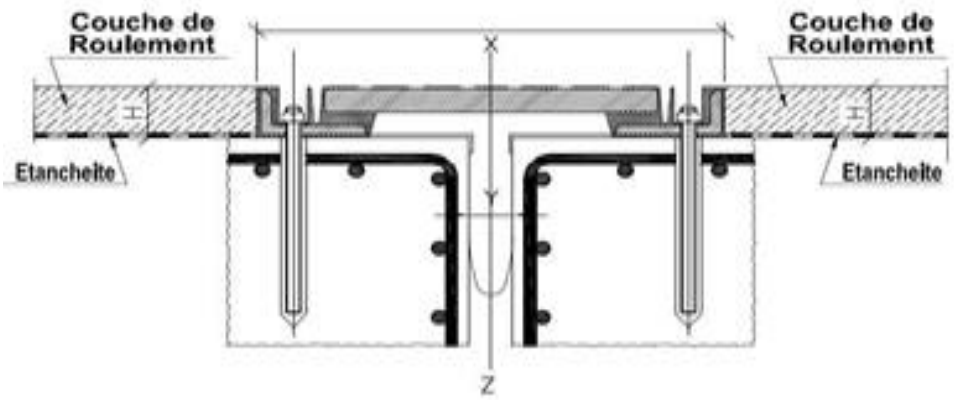


Figure X. 3 : Joint de chaussée type –GPE.

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

XI.1. INTRODUCTION :

Le pont vibrera sous l'action d'un séisme. Cette vibration peut être verticale ou horizontale, selon la direction d'excitation. Le but des calculs sismiques est de déterminer la réponse de la structure aux mouvements de la terre exerçant une pression sur sa fondation. Ce type de calcul appartient au domaine de la dynamique des structures, et le résultat s'avère subtil du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

XI.2. ANALYSE SISMIQUE DU PONT :

XI.2.1. Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes d'analyse sismique d'un pont qui se diffère tout dépend de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont, parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA on trouve les méthodes suivantes :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- Analyse multimodale spectrale.
- Analyse par le spectre de puissance.
- Analyse temporelle.
- Analyse temporelle non linéaire.

La méthode utilisée pour l'analyse sismique de notre pont est la méthode monomodale spectrale puisque nous avons une zone de moyenne sismicité et une géométrie de pont simple.

XI.2.2. Vérification de l'exigence d'application de la méthode monomodale :

XI.2.2.1. Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles (M_{Pile}) doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier ($M_{Tablier}$).

$M_{Tablier} = 378.893 \times 241 = 91313.15$ KN

$M_{Pile} = (M_{fût} + M_{chevêtre}) = 17679.42$ KN

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI. 1 : Masse des appuis.

Piles	H_{moy} (m)	D(m)	n Fût	Masse fûts (KN)	Masse chevêtre (KN)
P1	4	1,6	4	803,84	2597,4
P2	4	1,6	4	803,84	2597,4
P3	4,75	1,6	4	954,56	2597,4
P4	5,8	1,6	4	1165,568	2597,4
P5	4,8	1,6	4	964,608	2597,4
			Σ	17679,42	

$M_{Pile} \leq 0.43\ M_{Tablier}$ ➔ $17679.42 \leq 39264.65$ (Condition Vérifiée.)

XI.2.2.2. **Angle de biais :**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

La biaisité de notre ouvrage est de 75 grades donc la condition est vérifiée.

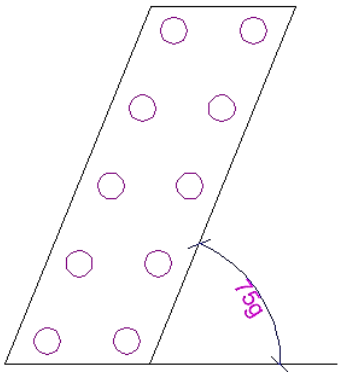


Figure XI. 1 : Angle de biais.

XI.2.2.3. **Evaluation de la raideur totale :**

- **La raideur des appareils d'appuis :**

$$\mathbf{k_{A\text{ - }App} = G \times n \times \frac{a \times b}{T}}$$

n : Le nombre d'appareils d'appuis par pile.

a, b, T : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0,9 MPa en cas statique, et 1,2 MPa en cas dynamique.

- **La raideur des fûts :**

$$k_{futs} = n \frac{3EI}{h^3}$$

E : module d'élasticité instantané du béton (E = 33000 Mpa).

I : moment d'inertie en plan du fût

h : hauteur de fût.

n : nombre de fût.

- **La raideur des appuis :**

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont monté en série le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{A\text{- APP}}}}$$

- **La raideur totale de l'ouvrage :**

$K = \sum K_i$

- **Evaluation de la raideur totale sans biais :**

Tableau XI. 2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Piles	h (m)	D (m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	4	1,6	0,32	1989,50	2,26	20	44,23
P2	4	1,6	0,32	1989,50	2,26	20	44,23
P3	4,75	1,6	0,32	1188,08	2,26	20	43,57
P4	5,8	1,6	0,32	652,59	2,26	20	42,30
P5	4,8	1,6	0,32	1151,33	2,26	20	43,52
C1/C2	/	/	/	∞	2.26	10	22.62
∑							263.07

Tableau XI. 3 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.

Piles	S_{fut}	h (m)	Y_{fut}	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	$\sum k_{Fût}$ (MN/m)	K_{appuis} (MN/m)
P1	2,01	4	7,5	113,38	175390,93	390641,85	45,23
	2,01	4	2,5	12,88	19929,99		
	2,01	4	2,5	12,88	19929,99		
	2,01	4	7,5	113,38	175390,93		
P2	2,01	4	7,5	113,38	175390,93	390641,85	45,23
	2,01	4	2,5	12,88	19929,99		
	2,01	4	2,5	12,88	19929,99		
	2,01	4	7,5	113,38	175390,93		
P3	2,01	4,75	7,5	113,38	104738,48	233280,21	45,22
	2,01	4,75	2,5	12,88	11901,62		
	2,01	4,75	2,5	12,88	11901,62		
	2,01	4,75	7,5	113,38	104738,48		
P4	2,01	5,8	7,5	113,38	57531,15	128137,06	45,21
	2,01	5,8	2,5	12,88	6537,37		
	2,01	5,8	2,5	12,88	6537,37		
	2,01	5,8	7,5	113,38	57531,15		
P5	2,01	4,8	7,5	113,38	101499,38	226065,88	45,22
	2,01	4,8	2,5	12,88	11533,56		
	2,01	4,8	2,5	12,88	11533,56		
	2,01	4,8	7,5	113,38	101499,38		
C1/C2	/	/	/	/	∞	∞	22.62
∑							271.34

- **Evaluation de la raideur totale avec biais :**

Tableau XI. 4 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Piles	S_{fut}	h (m)	Y_{fut}	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	$\sum k_{Fût}$ (MN/m)	K_{appuis} (MN/m)
P1	2,01	4	6,88	95,46	147670,38	329579,90	45,22
	2,01	4	2,16	9,70	15003,75		
	2,01	4	2,31	11,05	17088,48		
	2,01	4	6,93	96,85	149817,30		
P2	2,01	4	6,88	95,46	147670,38	329579,90	45,22
	2,01	4	2,16	9,70	15003,75		
	2,01	4	2,31	11,05	17088,48		
	2,01	4	6,93	96,85	149817,30		
P3	2,01	4,75	6,88	95,46	88184,56	196815,76	45,22
	2,01	4,75	2,16	9,70	8959,81		
	2,01	4,75	2,31	11,05	10204,75		
	2,01	4,75	6,93	96,85	89466,63		
P4	2,01	5,8	6,88	95,46	48438,35	108107,72	45,21
	2,01	5,8	2,16	9,70	4921,48		
	2,01	5,8	2,31	11,05	5605,31		
	2,01	5,8	6,93	96,85	49142,58		
P5	2,01	4,8	6,88	95,46	85457,40	190729,11	45,22
	2,01	4,8	2,16	9,70	8682,72		
	2,01	4,8	2,31	11,05	9889,17		
	2,01	4,8	6,93	96,85	86699,82		
C1/C2	/	/	/	/	∞	∞	22.62
∑							271.33

Tableau XI. 5 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.

Piles	S_{fut}	h (m)	Y_{fut}	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	$\sum k_{Fût}$ (MN/m)	K_{appuis} (MN/m)
P1	2,01	4	2,87	16,88	26107,69	135772,03	45,21
	2,01	4	0,96	18,730121	28973,15		
	2,01	4	0,96	18,730121	28973,15		
	2,01	4	2,87	33,433874	51718,02		
P2	2,01	4	2,87	33,433874	51718,02	161382,36	45,21
	2,01	4	0,96	18,730121	28973,15		
	2,01	4	0,96	18,730121	28973,15		
	2,01	4	2,87	33,433874	51718,02		
P3	2,01	4,75	2,87	33,433874	30884,53	96372,96	45,20
	2,01	4,75	0,96	18,730121	17301,94		
	2,01	4,75	0,96	18,730121	17301,94		
	2,01	4,75	2,87	33,433874	30884,53		
P4	2,01	5,8	2,87	33,433874	16964,37	52936,11	45,19
	2,01	5,8	0,96	18,730121	9503,67		
	2,01	5,8	0,96	18,730121	9503,67		
	2,01	5,8	2,87	33,433874	16964,37		
P5	2,01	4,8	2,87	33,433874	29929,41	93392,56	45,20
	2,01	4,8	0,96	18,730121	16766,87		
	2,01	4,8	0,96	18,730121	16766,87		
	2,01	4,8	2,87	33,433874	29929,41		
C1/C2	/	/	/	/	∞	∞	22.62
∑							271.27

- **Comparaison des raideurs avec et sans biais :**

Tableau XI. 6 : Comparison des raideurs.

		K (MN/m)	Déférence %	Observation
$K_{longitudinale}$	Avec biais	271.33	3.15	Vérifiée
	Sans biais	263.03		
$K_{transversale}$	Avec biais	271.27	0.04	Vérifiée
	Sans biais	271.34		

XI.2.2.4. **Courbure de pont :**

L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

XI.2.2.5. **La symétrie transversale :**

Cette condition est vérifié du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

Donc la méthode est applicable sur notre ouvrage.

XI.2.3. **Données du projet :**

D'après le RPOA 2008 les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le groupe 2 (Pont important).

D'après les données sismiques, Notre pont est situé en zone de sismicité moyenne (Zone IIa)

Pour notre cas le coefficient d'accélération de zone est de : A=0.20

Pour notre cas, les appuis sont des piles en béton armé, donc : Amortissement : $\xi = 5\%$.

Le site est classé dans la catégorie S2 (site ferme).

On résume ces données dans le tableau suivant :

Tableau XI. 7 : Récapitulatif sur les données de projet.

Groupe d'usage	Zone sismique	Coefficient d'accélération	Amortissement	Catégorie de site
2	IIa	0.20	5%	S2

XI.2.4. **Evaluation de la période propre de l'ouvrage :**

T : Période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $T=2\times\pi\sqrt{9131.315/271,34}$

$$T= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{9131.315}{263.07\times10^{3}}} = 1.17\ s$$

XI.2.5. **Evaluation de spectre de réponse élastique :**

Sa(T) : Est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$Sa(T,\xi)=\begin{cases} A.g.S\left(1+\frac{T}{T_1}(2,5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5.\eta.A.g.S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5.\eta.A.g.S.\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3,0s \\ 2,5.\eta.A.g.S.\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3,0s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

T1 = 0.15 s et T2= 0.40 s

g : Accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²** ;

η : Facteur de correction de l'amortissement : **η=1**

S : Coefficient du site : S = 1.10

On a :

T = 1.17 s

Donc : 0.40 s ≤ 1.17 s ≤ 3 s $\Longrightarrow$ T2 ≤ T ≤ 3 s

Donc :

$$Sa(T) = 2{,}5.\eta.A.g.S.\left(\frac{T_2}{T}\right) = 2.5\times1\times0.20\times9.81\times1.10\times\frac{0.4}{1.17} = 1.84$$

Sa (T) = 1.84

XI.2.6. Evaluation de l'effort sismique longitudinal :

XI.2.6.1. Effort longitudinal total :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$\mathbf{F_L = M_T \times Sa\ (T)}$$

M_T : Est la masse effective totale de la structure : **M_T = 91313.15 KN**

F_L= 9131.315 × 1.84 = 16835,15 KN

XI.2.6.2. Effort longitudinal par élément porteur :

Cette force horizontale sera répartie sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L}\times F$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau XI. 8 : Distribution de forces longitudinales sur chaque appui.

Appuis	P1	P2	P3	P4	P5	C1/C2
F_{i-L} (KN)	2830,2	2830,2	2788,3	2706,9	2785,1	1447,3

XI.2.6.3. Déplacement de tablier :

Le déplacement longitudinal du tablier par rapport aux fondations a pour expression :

$$d_{L(tablier)} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa$$

$$d_{L(tablier)} = \left(\frac{1.17}{2\pi}\right)^2 \times 1.84 = 0.064\ m$$

XI.2.7. Évaluation de l'effort sismique transversal :

Selon les caractéristiques spécifiques du pont, deux méthodes de modèles différentes peuvent être utilisées pour appliquer la méthode monomode, à savoir :

Le modèle à tablier rigide.

Le modèle à tablier flexible.

On va vérifier la condition (**L/B ≤ 5**) pour déterminer le tablier si rigide ou flexible.

Avec :

L : longueur de la travée (L= 40 m)

B : largueur de l'ouvrage (B=17.55 m)

On :

$40/17.55 = 2.28 \leq 5$ (Condition vérifiée)

Alors l'ouvrage étudié appartient au domaine des ponts à tablier rigide.

Nous utilisons la même méthode que le séisme longitudinal, en tenant compte de la rigidité transversale.

XI.2.7.1. Evaluation de la période propre de l'ouvrage :

$$T=2\times\pi\sqrt{M/K} =2\times\pi\sqrt{9131.315/271,34} = 1.15 \text{ s}$$

Évaluation de spectre de réponse élastique :

On a :

T = 1.15 s

Donc : 0.40 s ≤ 1.15 s ≤ 3 s $\Longrightarrow$ T2 ≤ T ≤ 3 s

Donc :

$$Sa(T) = 2,5.\eta.A.g.S.\left(\frac{T_2}{T}\right) = 2.5\times1 \times 0.20 \times 9.81 \times 1.10 \times \frac{0.4}{1.15} = 1.87$$

Sa (T) = 1.87

XI.2.7.2. Effort transversal total :

$F_T = M_T \times Sa(T) = 9131.315 \times 1.87 = 17097,62$

XI.2.7.3. Effort transversal par élément porteur :

$$F_{i-T} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau XI. 9 : Distribution de forces transversales sur chaque appui.

Appuis	P1	P2	P3	P4	P5	C1/C2
F_{i-T} (KN)	2939,3	2939,3	2939,1	2938,6	2939,0	1469,8

XI.2.8. **Évaluation de l'effort sismique vertical :**

Pour les zones de forte sismicité (zones IIb et III), les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme. RPOA 2008 5.4

Notre ouvrage se situe dans la zone IIa donc on néglige la composante verticale du séisme.

XI.2.9. **Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)**

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

$$E1 = Ex \pm 0.3\,Ey \pm 0.3\,Ez$$
$$E2 = Ey \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ez$$

Tableau XI. 10 : Combinaisons à ELA.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)
C1	1447,25	1469,82	0	1888,2	1903,99
P1	2830,16	2939,29	0	3711,9	3788,34
P2	2830,16	2939,29	0	3711,9	3788,34
P3	2788,35	2939,06	0	3670,1	3775,56
P4	2706,89	2938,59	0	3588,5	3750,66
P5	2785,09	2939,04	0	3666,8	3774,57
C2	1447,25	1469,82	0	1888,2	1903,99

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

XII.1. INTRODUCTION :

Le pilier du pont est une sorte de support intermédiaire, sa fonction est de transférer la force de charge et de surcharge au sol de fondation, ce qui implique la résistance globale du pont. La conception de la pile est basée sur un certain nombre de paramètres, notamment :

- Aquatique, terrestre.
- Comment le tablier est construit.
- Urbain ou rural.
- La hauteur de la brèche à franchir.
- La façon dont la fondation exécute.
- Lier avec tablier.

XII.2. CONCEPTION DE LA PILE :

XII.2.1. La forme des piles :

Selon le document **SETRA PP73**, on cite les deux formes de piles les plus courantes utilisées en ALGERIE :

- Piles compose de voiles.
- Piles compose des colonnes ou poteaux.

Deux critères essentiels pour notre choix :

- Economique : ce critère présente des quantités du béton et d'aciers plus au moins inférieure par rapport aux piles composées de voiles.
- Esthétique : pour des raisons esthétiques on choisit des piles colonnes.

XII.2.2. Pré-dimensionnement des éléments de la pile :

XII.2.2.1. Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges au fut, et même il permet de placer des vérins pour soulever le tablier (en cas de changement d'appareils d'appuis), tel que :

- Largeur : E =3.20 m
- Hauteur : H = 1,85 m
- Longueur : c'est la largeur du tablier. L =17.55 m

XII.2.2.2. Les fûts :

Leur rôle essentiel est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont une forme cylindrique, du diamètre généralement constant.

La pile étudiée contient 04 futs avec dimensions géométriques suivantes :

Diamètre fixe : (D = 1.6 m).

Hauteur variable :

Hp1= 4.00m | Hp2= 4.00m | Hp3= 4.75m | Hp4=5.80m | Hp5=4.80m.

XII.2.2.3. **Les semelles :**

Les dimensions de la semelle sont comme suit :

- Epaisseur : 2.00 m
- Largeur : 6.60 m
- Longueur : 17.55m

XII.3. **IMPLANTATION DES PILES :**

Les hauteurs sont variables à cause de la concavité du terrain :

Tableau XII. 1 : Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	PK	Cote TN (m)	Cote fondation(m)	H_{MOY} Fut (m)	H_{MOY} Pile (m)
P1	10+306	52.66	49.76	4.00	7.85
P2	10+346	54.00	51.04	4.00	7.85
P3	10+386	54.44	51.74	4.75	8.65
P4	10+426	55.46	52.48	5.80	9.65
P5	10+466	60.42	55.44	4.80	8.65

- **Pile pris en considération dans le calcul :**

On va consacrer notre étude sur la pile qui présente une hauteur maximum (**pile 04**), qui est caractérisée par les dimensions mentionnées dans la figure ci-après :

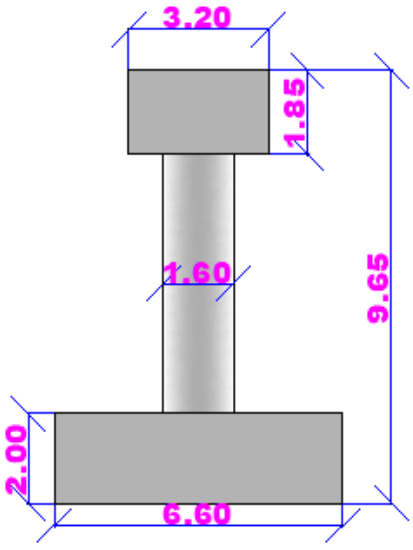


Figure XII. 1 : vue de face de la pile (4).

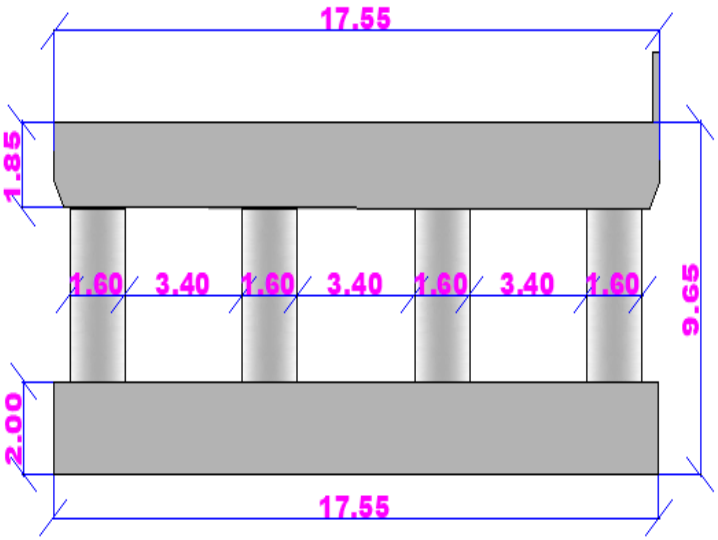


Figure XII. 2 : vue de profil de la pile (4).

XII.4. EVALUATION DES EFFORTS SUR LA PILE :

Evaluation des efforts pour 02 Travées chargées. (Repaire à la base de la semelle)

Tableau XII. 2 : Récapitulatif des charges verticales sur pile.

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	5791,50	/	0,00	1,00	0,00	/
Fûts	1166.16	/	0,00	4,90	0,00	/
Chevêtre	2597,40	/	0,00	8,73	0,00	/
G Tablier	15155,71	/	0,00	9,65	0,00	/
Hf+r	/	181,91	/	9,65	/	1755.46
HT°	/	114,60	/	9,65	/	1105.94
Somme	24509,71	250,68	/	/	0.00	2419.02
(Al)	2609,60	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1797,38	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1133,12	/	0,00	/	0,00	/
D240	2150,77	/	0,00	/	0,00	/
ST	112,80	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	89,13	/	9,65	/	860.08
Bc	/	180,00	/	9,65	/	1737,00

XII.4.1. Les combinaisons de charges :

Tableau XII. 3 : les combinaisons à ELS et â ELU.

ELS	N (KN)	H (KN)	ΔM (KNm)	ELU	N (KN)	H (KN)	ΔM (KN)
G	24710,77	250,68	2419,02	1,35G	33359,54	348,73	3365,21
G+1.2Al+ST	27955,09	357,63	3451,12	1.35G+1.6Al+1.6ST	37715,38	491,33	4741,34
G+1.2Bc+ST	26980,43	466,68	4503,42	1.35G+1.26B+1.6ST	36415,83	636,73	6144,41
G+Mc120	25843,89	250,68	2419,02	1.36G+1.35Mc120	36263,08	348,73	3365,21
G+D240	26861,54	250,68	2419,02	1.35G+1.35D240	33511,82	348,73	3365,21

XII.5. STABILITE VIS-A-VIS LE GLISSEMENT :

XII.5.1. Condition normale :

Il faut vérifier la condition suivante :

$\frac{H}{V} = \tan(\frac{2}{3}\boldsymbol{\varphi})$ telle que :

H : Efforts horizontaux dues aux freinages des systèmes B_c et $A_{L.}$

V : La réaction la plus défavorable a ELU.

$\boldsymbol{\varphi}$: Angle de frottement latéral, avec $\boldsymbol{\varphi}$=0.524 rad=30° .

Donc, H= 538.26 KN

V=36415,83KN

D'où : $\frac{H}{V}$ =0.01 et $\tan(\frac{2}{3}\boldsymbol{\varphi})$ =0.36

On remarque que : $\frac{H}{V}$ =0.01 ≤ $\tan(\frac{2}{3}\boldsymbol{\varphi})$ =0.36

Donc, la condition est bien vérifiée.

XII.6. ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE

XII.6.1. Le chevêtre :

Cette étude faite sur deux étapes :

- Une étude a la flexion.
- une étude a la torsion.

Le chevêtre étudié est appuyé sur quatre (04) fûts, comme indique le schéma statique ci-dessous :

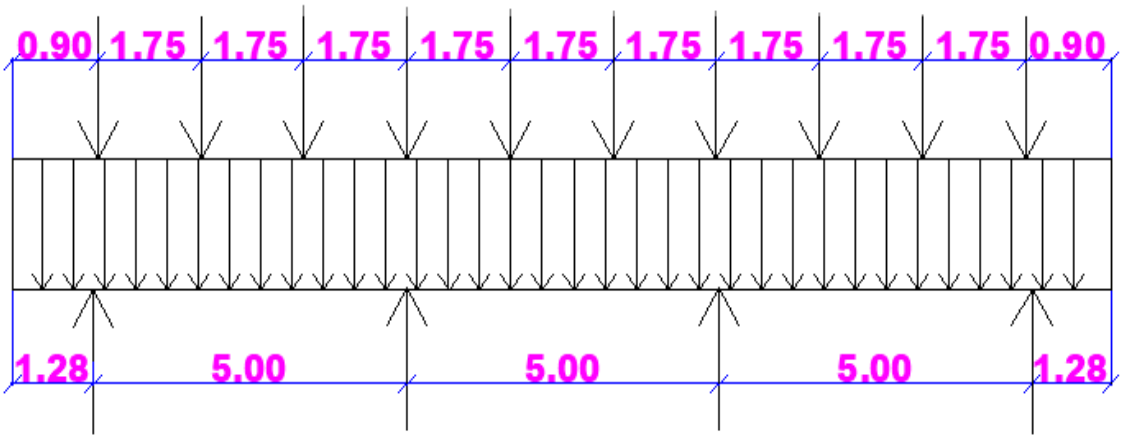


Figure XII. 3 : Schéma statique du chevêtre.

XII.6.1.1. **Etude et ferraillage du chevêtre à la flexion :**

On utilise le logiciel de modélisation **Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2018**, Pour avoir les moments fléchissant et les efforts tranchant à l'intérieur du chevêtre.

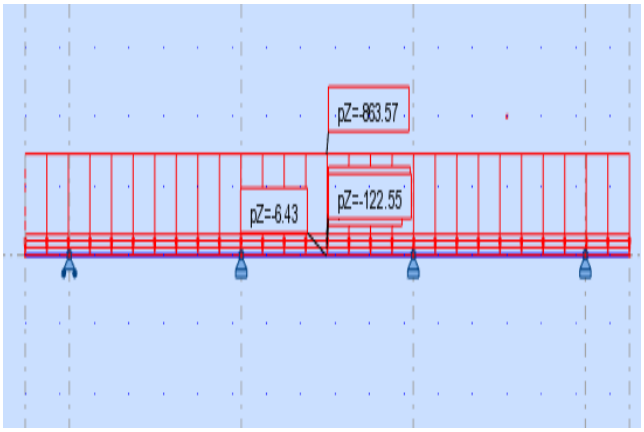


Figure XII. 4 : les charges de chevêtre.

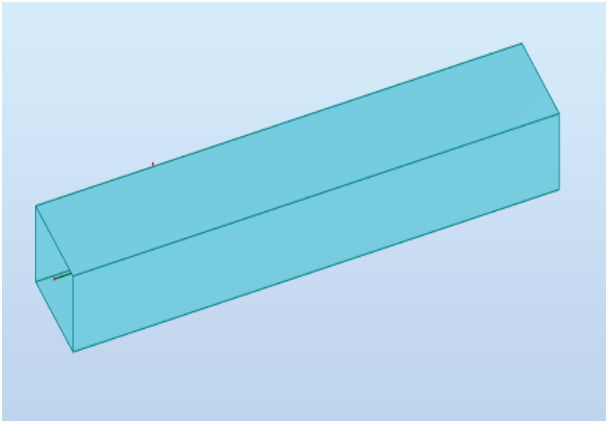


Figure XII. 5 : les charges de chevêtre.

- **Moment fléchissant :**

ELU :

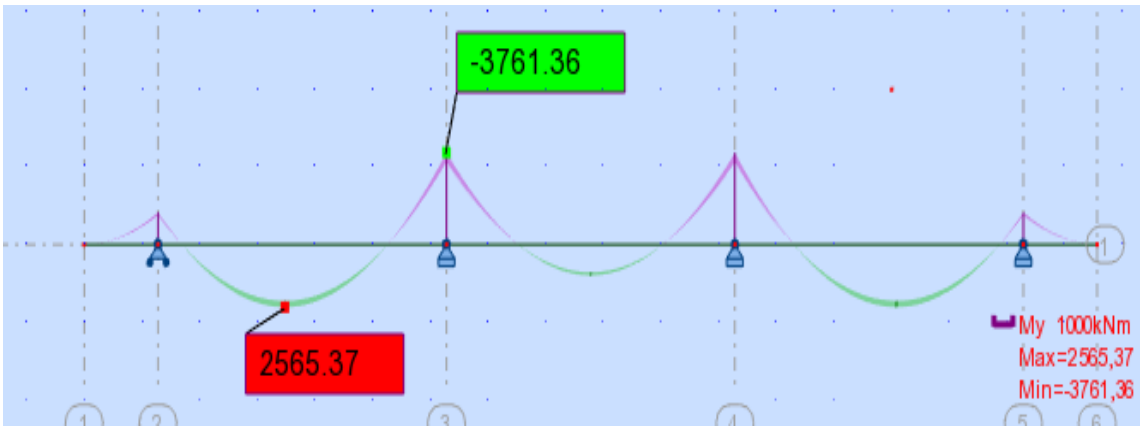


Figure XII. 6 : Diagramme du moment fléchissant à ELU.

ELS :

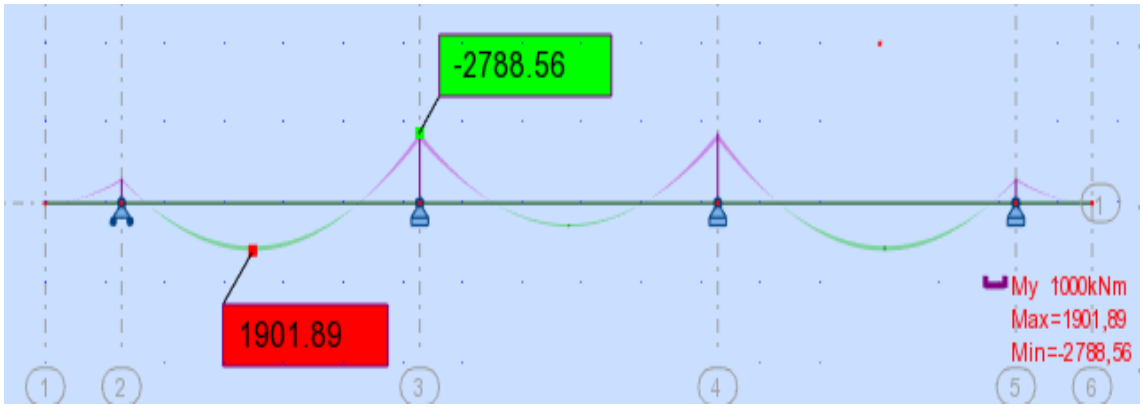


Figure XII. 7 : Diagramme du moment fléchissant à ELS.

- **Effort tranchant :**

ELU :

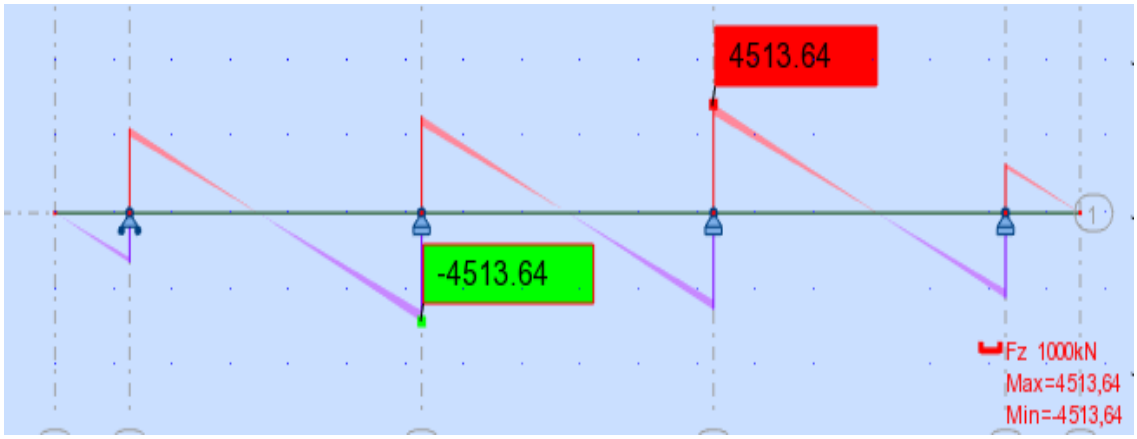


Figure XII. 8 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU.

ELS :

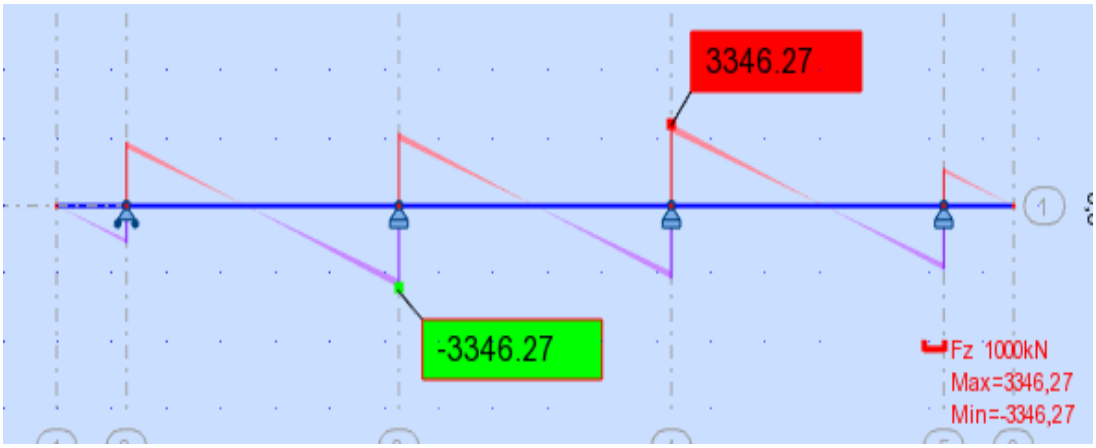


Figure XII. 9 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS.

- **Récapitulatif des efforts :**

Tableau XII. 4 : récapitulatif des efforts.

Combinaison		Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	En travée	2565.37	4513.64
	Sur pile	3761.36	
ELS	En travée	1901.89	3346.27
	Sur pile	2788.56	

XII.6.1.2. **Ferraillage du chevêtre :**

Après le calcul des moments fléchissant on ferraille le chevêtre selon le logiciel ROBOT EXPERT 2010. **(Voir annexe E)**

- **Armatures longitudinale :**

La section à considérer est la surface latérale du chevêtre :

- B=3.20m
- h=1.85m

- **Armatures inferieures (en travée) :**

My =1901.89 KN.m ⇒ **A_s= 57.6cm^2** ;

Donc, on prend : **12HA25** avec un espacement de **st=25cm.**

- **Armatures supérieures (sur appui) :**

My =2788.56 KN.m ⇒ **A_s= 65.7 cm^2**, on rajoute trois barres de **HA32** pour que le nombre des barres supérieures égale au nombre des barres inférieures.

Donc, on prend : **12HA32** avec un espacement de **st=25cm**.

- **Armatures transversale :**

T_{ELU} = 4513.64 KN

On prend **HA16**, avec un espacement de **st=25cm** (zone courante).

Et un espacement de **st=20cm** (zone critique).

XII.6.1.3. **Etude et ferraillage du chevêtre à la torsion :**

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie lorsqu'une seule travée est chargée.

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est **e = 0.60m** (entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres).

La torsion est reprise par des armatures longitudinales et transversales qui viennent s'ajouter respectivement aux armatures de flexion et d'effort tranchant.

On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, dont la largeur $\mathbf{L_t}$ est limitée par :

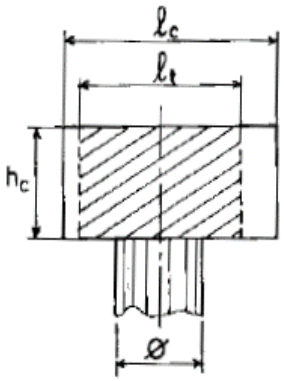


Figure XII. 10 : Détail des notation des distance.

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

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

Telle que :

H_c= 1.85 m

Φ = 1.60 m

L_c = 3.20 m

Donc, L_t = 3.20 m

La contrainte tangente de torsion donnée par :

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

b_n **:** L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente**,** $b_n = H_c/6$;

C : Moment de torsion maximal par ml C = Rxe ;

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

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} \quad ; \; C = \text{Max } (C1 ; C2)$$

C1 : Moment de torsion construction, **C2** : moment de torsion service ;

P : Périmètre de la torsion.

$\bar{\sigma}_a$: Contrainte admissible de l'acier = ⅔ f_e.

D'où:

b_n = 0.3083 m

C_1=241.92×0.60=145.15 KN.m/ml

Ω = (1.85 – 0.3083) × (3.2 – 0.3083)=4.46 m^2

$\bar{\sigma}_a$ =333.33 MPa

P= (2×1.85 – 0.3083) + (2×3.2 – 0.3083)=9.48 m

C_2=105.90×0.60=63.54 KN.m/ml

C_1 =145.15 KN.m/ml

C_2 = 63.54 KN.m/ml

Donc, C=145.15 KN.m/ml

D'où : **A_s=4.63 cm^2**

On prend **4HA12**, avec un espacement de **st=35cm.**

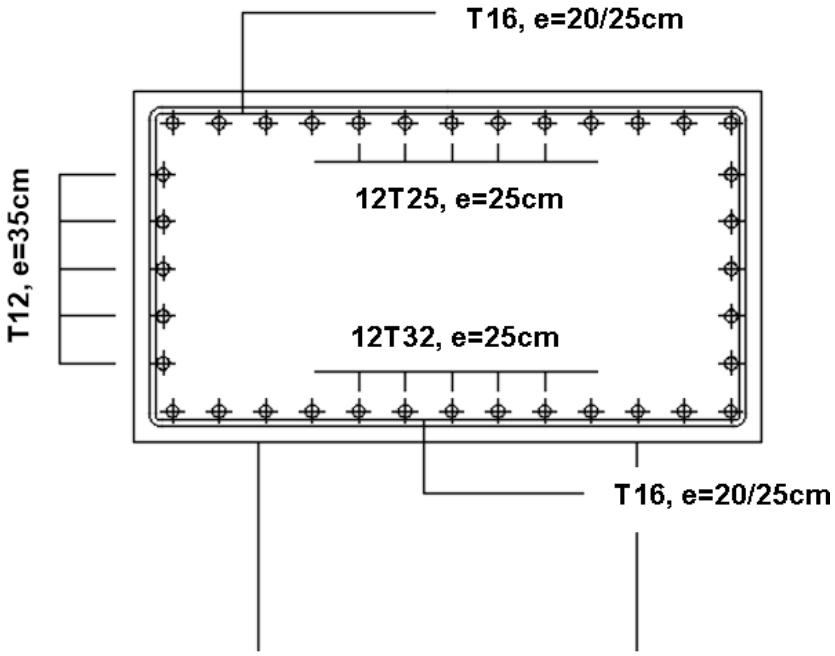


Figure XII. 11 : Plan de ferraillage du chevêtre.

XII.6.2. **Les fûts:**

Le rôle de fûts est de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations.il travaille à la flexion composée, il est encastré dans les deux extrémités (entre la semelle et le chevêtre).

Dans notre cas en prend le fut de la pile quatre 04 (le plus long).

Telle que :

- Hauteur : (H= 5.80 m)
- Diamètre : (D= 1.60 m)
- Nombre du fut :(n=04)

XII.6.2.1. **Vérification de flambement du fut :**

La condition de flambement à vérifier est donnée par :

- $\lambda = L_c/i < 50$
- L_c : longueur de flambement. $L_c = 0.7L$.
- i : Rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. i = D/4.
- Donc,
- L_c = 4.06 m, avec : L= 5.80 m
- i =0.4 m
- λ =10.15

On remarque que : $\lambda \leq 51$, donc la condition est bien **vérifiée**, Pas de risque de flambement sur la pile.

XII.6.2.2. **Efforts due aux charges verticales et horizontales :**

(Repaire à la base du fût)

Tableau XII. 5 : Efforts due aux charges verticales et horizontales.

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Fûts	1166,16	/	0,00	2,90	0,00	/
Chevetre	2597,40	/	0,00	6,73	0,00	/
G Tablier	15155,71	/	0,00	7,65	0,00	/
Hf+r	/	181,91	/	7,65	/	1391,63
HT°	/	114,60	/	7,65	/	876,73
Somme	18919,27	296,52	/	/	0,00	2268,36
(Al)	2609,60	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1797,38	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1133,12	/	0,00	/	0,00	/
D240	2150,77	/	0,00	/	0,00	/
ST	112,80	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	89,13	/	7,65	/	681,83
Bc	/	180,00	/	7,65	/	1377,00

XII.6.2.3. **Effort dû au séisme :**

On détermine l'effort normale et le moment du aux efforts sismiques à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018, **(voir l'annexe E) :**

Tableau XII. 6 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fut.

Effort	N (KN)	Moment M_L(KNm)	Moment M_T (KNm)
E1	208.93	696.17	771.94
E2	696.43	2320.55	2573.11

XII.6.2.4. **Combinaison des efforts :**

- **Récapitulatif des efforts max sous les combinaisons ELU, ELS et ELA :**

(Pour plus de détail voir **l'annexe E**).

Tableau XII. 7 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max.

Combinaison	Sollicitation		
	N (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
ELU (1.35G+1.6Al)	7149,33	1217,74	/
ELS (G+1.2Al)	5297,23	892.52	/
ELA (G+E+ $H_{(f+r)}$+0.4HT°)	5426.25	4062.87	2573.11

XII.6.2.5. **CALCUL DU FERRAILLAGE :**

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion déviée composée. Le ferraillage se fait par les combinaisons les plus défavorables.

Détail du calcul des ferraillages se trouve dans l'annexe E.

Avec **Robot expert 2010** : **As = 201,1 cm², ** donc : on prend **26HA32**, avec un espacement **st=20 cm**.

- **Cerces transversales :**

Avec **Robot expert 2010** : on prend **HA16**, **st = 15cm** dans la zone critique et **20 cm** dans la zone courante.

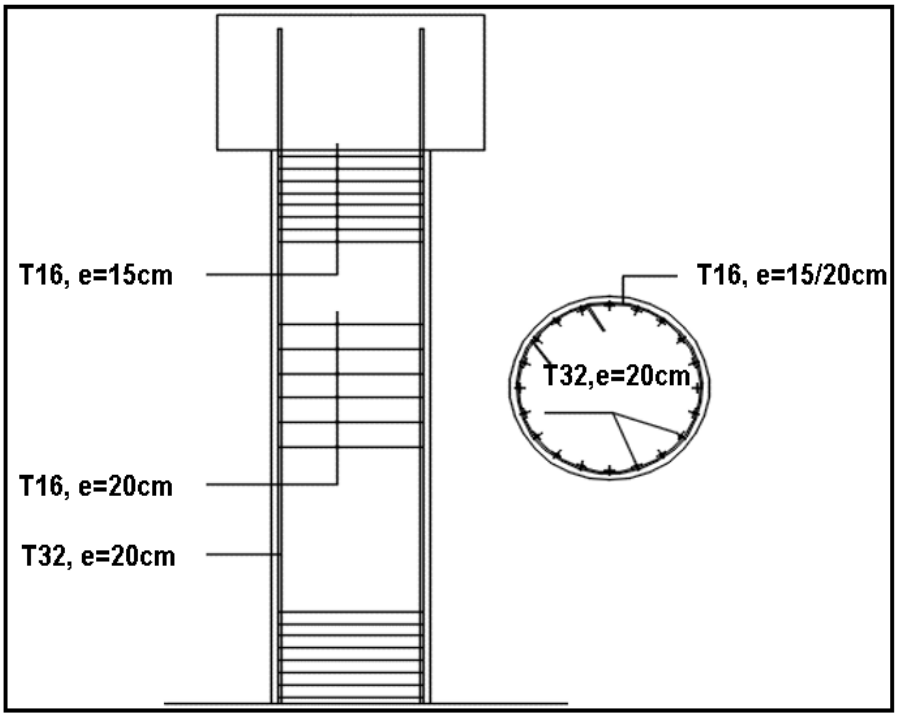


Figure XII. 12 : ferraillage de fût.

XII.7. LES FONDATIONS :

XII.7.1. Choix du type de fondations :

D'après les rapports, géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est une fondation mixte (pieux + semelle de liaison**).**

XII.7.2. Dimensions de la semelle :

Les dimensions de la semelle sous pile sont :

- Epaisseur : h=2.00 m
- Largeur : l=6.60 m
- Longueur :L=17.55 m

XII.7.3. Evaluation des efforts :

XII.7.3.1. Efforts dû aux charges verticales et horizontales (condition normale) :

Voir le tableau (Tableau XII. -3- : les combinaisons à ELS et â ELU) Page 147.

XII.7.3.2. Effort dû au séisme (condition sismique) :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau XII. 8 : Evaluation des efforts appliqués sur la semelle (condition sismique).

Charge	Effort normal (KN)	Moment M_L (KNm)	Moment M_T (KN.m)
E1	364.27	2966.84	5777.34
E2	1214.23	9955.09	2922.12

XII.7.4. **Les combinaisons des efforts :**

XII.7.4.1. **Les combinaisons à l'ELU et l'ELS :**

Voir le tableau Tableau XII.3 Page 147.

XII.7.4.2. **Les combinaisons à l'ELA :**

Tableau XII. 9 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fut.

Efforts	N (KN)	Moment M_L(KNm)	Moment M_T (KNm)
G+E1+ $H_{(f+r)}$+0.4HT°	27272.88	5164.68	5777.34
G+E2+ $H_{(f+r)}$+0.4HT°	28122.83	12152.93	2922.12

XII.7.5. **Les réactions revenant à chaque pieu :**

- Les réactions sous les combinaisons sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau XII. 10 : Les réactions à l'ELS et l'ELU.

ELS		ELU	
1ère file	2ème file	1ère file	2ème file
R_1	R_2	R_1	R_2
2336,69	2605,47	3149,00	3522,91
2603,78	2987,24	3508,13	4034,95
2447,85	2948,23	3300,23	3982,94
2450,00	2718,78	3439,35	3813,26
2551,76	2820,54	3164,23	3538,14

Tableau XII. 11 : Les réactions à l'ELA.

	1ère file	2ème file
	R_1	R_2
E1	2119.40	3335.18
E2	1974.78	3649.78

XII.7.6. **Ferraillage de la semelle :**

On utilise la méthode des bielles Pour le ferraillage de la semelle telle que :

- $\alpha \geq 45°$, $\tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$
- $h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$

- avec : H = 2.00m
- b= 1.60 m
- L= 3.60 m
- Ø= 1.60 m
- D'où : h =2− 0.1= 1.9 m

On remarque que : h = 1.9 $\geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ =1.4 (**la condition est bien vérifiée**).

$\alpha_1 = \alpha_2 = 53.64° \geq 45°$ (la condition est bien vérifiée).

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

$$As=\frac{Nmax}{\sigma n\ adm}\times\frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h}$$

ELS:

$$As=\frac{2987,24}{333.33}\times\frac{\frac{3.6}{2}-\frac{1.6}{4}}{1.9}$$

As=66.03 cm^2

ELU:

$$As=\frac{4034,95}{434.78}\times\frac{\frac{3.6}{2}-\frac{1.6}{4}}{1.9}$$

As=68.38cm^2

ELA:

$$As=\frac{3649.78}{500}\times\frac{\frac{3.6}{2}-\frac{1.6}{4}}{1.9}$$

As=53.79cm²

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux ("poutres incorporées") et de largeur égale à la somme du diamètre des pieux et de la hauteur h de la semelle (L'= Φ + h = 3.1 m) donc :

On prend **As = 68.38 cm²/ml**

As_1= 68.38/3.1=22.06 cm²/ml donc on prend **8HA20** (A_1=25.13 cm²) avec St=**13 cm**

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions telle que :

As_1'> As / 4 $\Longrightarrow$ As_1'=68.38/4=17.10 cm²/ml soit **6HA20** (**A_1'=21.99cm²**) avec **St=15cm.**

- **Armatures longitudinales inferieures :**

Les armatures longitudinales sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle, leur pourcentage par mètre de longueur est égal au moins au tiers de la section des armatures.

As_2>As/2 $\Longrightarrow$ **As_2= 34.19 cm²** donc on prend **7HA25** (A_2=34.36 cm²) avec **St=15cm**

Armatures de construction :

- **Armatures transversales supérieures :**

As_3>As/4 $\Longrightarrow$ **As_3 = 17.10 cm²** soit **6HA20** (**A_3=25.13 cm²**) avec **St=15cm**

- **Armatures longitudinales supérieures :**

As_4>As/10 $\Longrightarrow$ **A_4=6.34 cm²** on prend **5HA14** (**A_4=7.70cm²**) avec **St=20cm**

- **Armatures latérales :**

A_{s5}>As/10 $\Longrightarrow$ **A_5=6.34cm²** on prend **5HA14** (**A_5=7.70cm²**) avec **St=20cm**

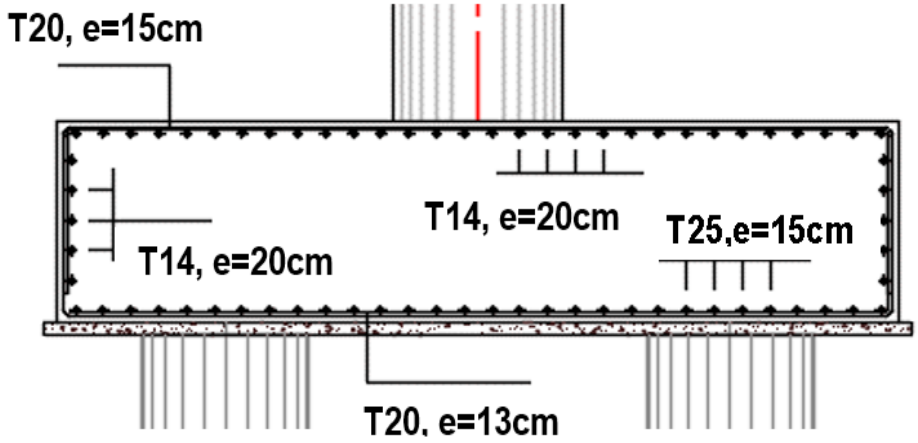


Figure XII. 13 : ferraillage de la semelle.

XII.8. ETUDE DES PIEUX :

XII.8.1. Nombre des pieux :

Nous avons supposé deux (02) files de pieux, chaque fil contient cinq (05) pieux.

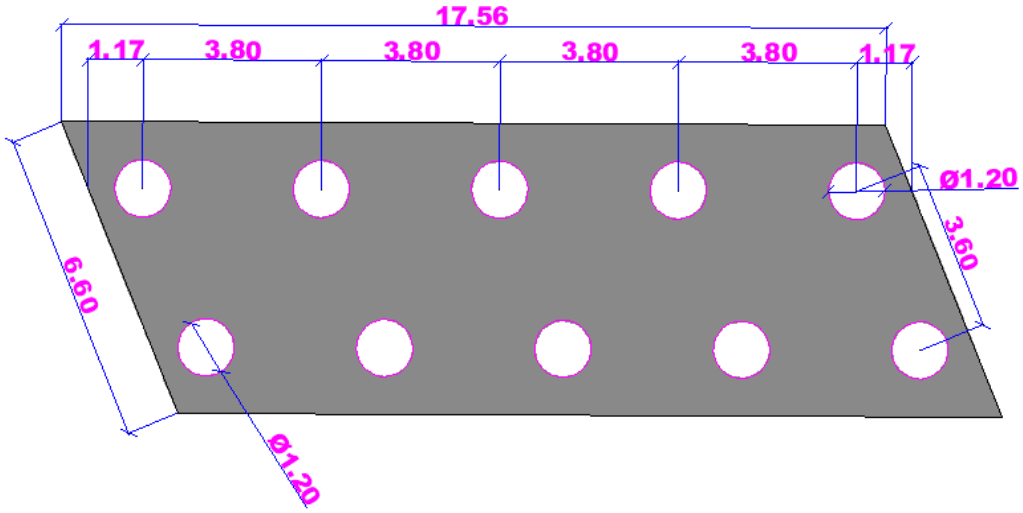


Figure XII. 14 : Plan de disposition des pieux sous les deux semelles.

XII.8.2. Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

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

Avec :

N: Effort normal maximal / minimal.

n : Nombre de pieu.

M : Moment maximale.

x ;y : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Tableau XII. 12 : Effort revenant à chaque pieu pour chaque combinaison.

Tableau XIII-22Combinaison			$R_{i\ max}$ (KN)	$R_{i\ min}$(KN)
ELU	M^{Max}(KN.m)	4741,34	4034,95	3508,13
	N^{Corsp}(KN)	37715,38		
ELS	M^{Max}(KN.m)	3451,12	2987,24	2603,78
	N^{Corsp}(KN)	27955,09		
ELA	M^{Max}(KN.m)	12152.93	3649.78	1974.78
	N^{Corsp}(KN)	1214.23		

XII.8.3. **Vérification des pieux :**

Tableau XII. 13 : Vérification des pieux

ELU		**ELS**		**ELA**	
$Q_{adm\ ELU}$= 5166 KN		**$Q_{adm\ ELS}$= 4657,52 KN**		**$Q_{adm\ ELA}$= 6040 KN**	
R_{Max}	4034,95	RMax	2987,24	R_{Max}	3649.78
R_{min}	3508,13	Rmin	2603,78	R_{min}	1974.78
R_{Max} < **$Q_{adm\ ELU}$** Pas de poinçonnement		R_{Max} < **$Q_{adm\ ELS}$** Pas de poinçonnement		R_{Max} < **$Q_{adm\ ELA}$** Pas de poinçonnement	
R_{min}>0 Pas de soulèvement		R_{min}>0 Pas de soulèvement		R_{min} > (-1/3 Q_U) Pas de soulèvement	

R_{max} = 4034.95KN donc, en utilisant le rapport géotechnique on va prendre une longueur de pieux de **13m**.

XII.8.4. **Ferraillage des pieux :**

XII.8.4.1. **Actions sur les pieux :**

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

$$\mathbf{EI} \times \frac{\mathbf{d^4y}}{\mathbf{d^4x}} + \mathbf{C_U\, b\, y} = \mathbf{0}$$

b : Diamètre du pieu ;
CU : Module de réaction du sol ;
y : Déplacement en tête du pieu.
La solution de l'équation précédente est de la forme :

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

α : longueur élastique du pieu.

XII.8.4.2. Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

E : Module d'élasticité du béton ;
I : Moment d'inertie du pieu **;**
b : Longueur du pieu.

- **Application Numérique :**
  - C_U= 30 MN/m^3
  - E = 33 000 MPa
  - b = 1,20 m
  - I = 0,101 m^4
  - L=13 m

λ = 0,228 d'où : **λL = 2,96**
D'où, en tire les valeurs de ($\mathbf{X_\varphi^H}$, $\mathbf{X_\varphi^M}$) pour **λ × L = 2,96** à partir du tableau **WERNER**.

$$\lambda L = 2,96 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1,156 \\ X_\varphi^M = 1.449 \end{cases}$$

XII.8.4.3. Effort tranchant en tête du pieu :

ELS: H_{Max} = 357,63 KN $\quad \bar{P} = 35.63 kN$
ELU: H_{Max} = 491,33 KN $\quad \bar{P} = 49.14 kN$
ELA : H_{Max} = 2938,6 KN $\quad \bar{P} = 293.86\ KN$

XII.8.4.4. Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\overline{\mathbf{M}} = -\frac{\mathbf{X_\varphi^H}}{\mathbf{X_\varphi^M}} \times \frac{\bar{\mathbf{P}}}{\boldsymbol{\lambda}}$

ELS : $\bar{M} = -125.02\ KN.m$
ELU : $\bar{M} = -172.42\ KN.m$
ELA : $\bar{M} = -1031.09\ KN.m$

XII.8.4.5. **Ferraillage des pieux**

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

- **Section d'acier**

Avec Robot expert **As = 113,10 cm²** Donc : on prend **24 HA25** (**As = 117,81 cm²)** avec un espacement de **St** =**15 cm**.

- **Cerces transversales**

Avec Robot expert : **1 Cerce H16**, **St = 10** dans les zones critiques (2,4 m) et **20 cm** dans les zones courantes.

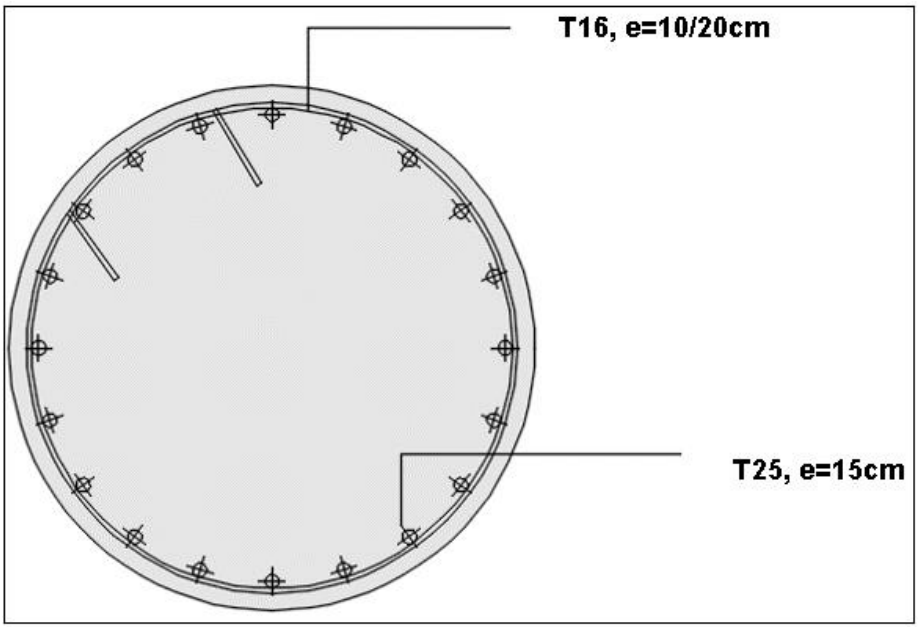


Figure XII. 15 : ferraillage des pieux.

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

XIII.1. INTRODUCTION :

La culée est l'élément de base de l'infrastructure du pont, construite des deux côtés de la structure, c'est donc l'élément qui assure la connexion entre le tablier du pont et le milieu environnant. Il y a deux fonctions principales, ce n'est donc pas seulement le support de tablier, mais aussi le mur de soutènement qui résiste à la poussée du sol et à la surcharge du remblai.

XIII.2. CONCEPTION DE LA CULEE:

XIII.2.1. Le choix du type de la culée :

Il existe deux types de culée :
Les culées remblayées et les culées enterrées.

En se basant sur les données géotechniques du site, on a opté pour notre viaduc une culée remblayée fondée sur pieux, elle comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux (02) murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.

XIII.2.2. Implantation des culées :

Tableau XIII. 1 : Implantation des culées.

Désignation	Culée 1	Culée 2
Cote projet (m)	59.18	68.98
Cote TN (m)	56.9	64
Cote fondation (m)	52.1	60.95

XIII.2.3. Pré-dimensionnement de la culée :

On s'intéresse au dimensionnement de la culée 2.
Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau XIII. 2 : Dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.	h_{mgg} = 2,70 m e_{mgg} = max (0,30 m, h/8) = 0.35 m $L_{mgg} = L_{tablier}$ = 17.55 m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais.	$h_{mf\text{-}culée}$ = 2.73 m e_{mf} = 1,90 m $L_{mf} = L_{tablier}$ = 17.55 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais.	e_{mr}=0.6 m $h_{mr\text{-}culée}$ =5.58 m $l_{mr\text{-}culée}$ = 5.63 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide.	L_{dt}= 16.25 m $l_{dt\text{-}}$ = 4 m e_{dt} = 0.30 m
Corbeau	Appuis de la dalle de transition.	L_{dt}= 16.35 m $l_{dt\text{-}}$ = 0.75 m e_{dt} = 0.40 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge du tablier.	e_s = 2 m L_s = 17.55 m l_s = 6.6 m

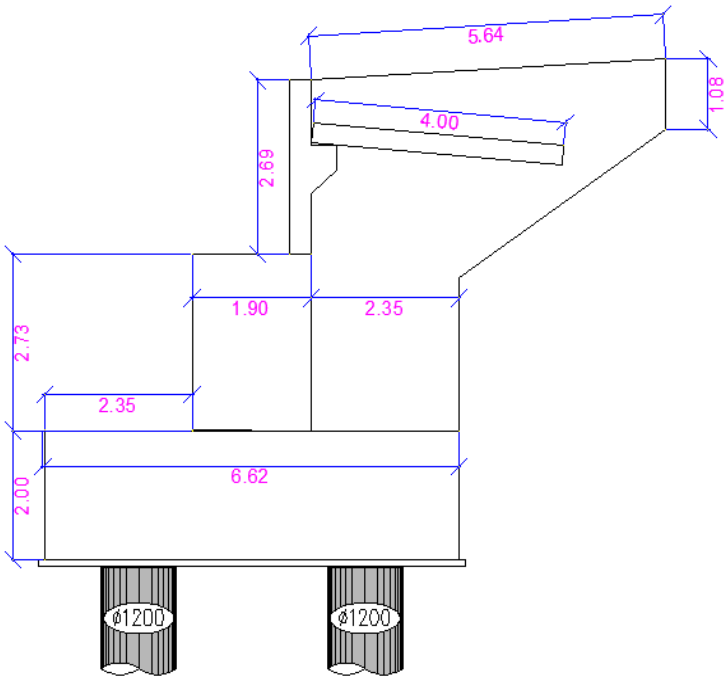


Figure XIII. 2 : Vue de face culée.

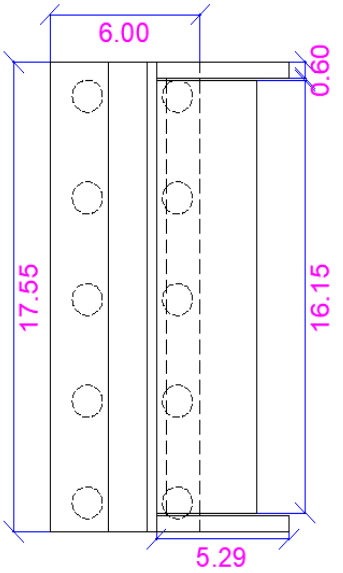


Figure XIII. 1 : Vue en plan culée.

XIII.3. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE :

XIII.3.1. Détermination du coefficient de poussée Kad :

Selon RPOA ver-2008, la poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de Mononobé-Okabé comme décrite ci-dessous :

On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur. Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques K_H et K_V, telles que : $K_V = 0{,}3\ K_H$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

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

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left(1+\sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right)}$$ (Selon RPOA 2008 5.6)

φ = 30° : angle de frottement interne du remblai.

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

$\boldsymbol{\theta} = \tan^{-1}\left(\frac{K_H}{1\pm K_V}\right)$

K_H = A = 0.20 : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 RPOA).

Les trois cas de séismes correspondant à :

- 1ére cas : cas normale sans séisme « kh = kv = 0 »
- 2éme cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le haut» : kh = 0,20 ; kv = 0,06
- 3éme cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas» : kh = 0,20 ; kv = -0,06

Tableau XIII. 3 : Coefficient de poussé.

Désignation		K_H	K_V	$\boldsymbol{\theta}°$	K_{ad}
Condition normal	1ére cas	0	0	0	0.33
Condition sismiques	2éme cas	0.20	0.06	12.01	0.48
	3éme cas	0.20	-0.06	10.68	0.46

XIII.3.2. Calcul des sollicitations :

Les tableaux ci-dessous donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour, en tenant compte les poids volumiques spécifiques suivants :

$\gamma_{béton} = 2.5\ KN/m^3$ $\gamma_{remblais} = 18\ KN/m^3$

XIII.3.2.1. **Les charges statiques sur culée :**

Tableau XIII. 4 : Evaluations des efforts statiques de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	5791,50	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	2335,69	/	0,00	3,37	0,00	/
DDT	243,75	/	1,15	6,42	280,31	/
Mur en R	589,51	/	3,04	5,35	1794,06	/
Corbeau	95,52	/	1,13	6,12	107,75	/
MGG	411,55	/	0,77	6,07	318,54	/
Poids des Terres sur talon	2939,79	/	2,14	4,13	6288,80	/
Poids des T sur DDT	1128,58	/	1,15	6,42	1297,87	/
Poussée des terres	/	2673,51	/	-2,47	/	-6612,48
Poids Sur 10kN/m²	384,23	/	2,12	/	814,56	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	400,35	/	-3,71	/	-1485,28
Tablier	7577,86	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1965,35	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1671,80	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1084,76	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1858,46	/	0,00	/	0,00	/
RST	56,40	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	90,96	/	-4,73	/	-430,22
HT°	/	57,30	/	-4,73	/	-271,04
Freinage Al	/	89,13	/	-4,73	/	-421,57
Freinage Bc	/	180,00	/	-4,73	/	-851,40

XIII.3.2.2. **Les charges sismiques sur culée :**

Tableau XIII. 5 : Evaluations des efforts sismiques de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	347,49	1158,30	0,00	1,00	0,00	1158,30
Mur F	140,14	467,14	0,00	3,37	0,00	1571,92
DDT	14,63	48,75	1,15	6,42	16,82	312,98
Mur en R	35,37	117,90	3,04	5,35	107,64	630,19
Corbeau	5,73	19,10	1,13	6,12	6,47	116,88
MGG	24,69	82,31	0,77	6,07	19,11	499,97
Poids des Terres amont	176,39	587,96	2,14	4,13	377,33	2427,80
Poids des T sur DDT	67,71	225,72	1,15	6,42	77,87	1449,10
Tablier	0,00	1447,70	0,00	4,73	0,00	6847,62
Poussé dynamique cas 2	/	2117,12	/	1,803	/	3817,87
Poussé dynamique cas 3	/	1960,57	/	1,803	/	3535,57

XIII.3.2.3. **Combinaisons des actions sur la culée :**

- **Combinaisons à ELU :**

Tableau XIII. 6 : Sollicitations de la culée sous les combinaisons ELU.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+1.35H(f+r)+0.9T	28503,56	3783,60	-9751,59	13617,90	3866,31
1.35G++1.35H(f+r)0.9T+1.6Q	29118,32	5748,42	-15541,10	19687,46	4146,36
1.35G++1.35H(f+r)0.9T+1.6(A(l)+ST)	41714,61	5250,47	-13839,17	18384,17	4545,00
1.35G+1.35H(f+r)+0.9T+1.6(Bc+ST)	41244,93	5395,86	-14526,89	18384,17	3857,28
1.35G++1.35H(f+r)0.9T+1.35Mc120	39944,24	3783,60	-9751,59	18384,17	8632,58
1.35G++1.35H(f+r)0.9T+1.35D240	40988,73	3783,60	-9751,59	18384,17	8632,58

- **Combinaisons à ELS :**

Tableau XIII. 7 : Sollicitations de la culée sous les combinaisons ELS.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
G+H(f+r)+0.6T	21113,75	2798,85	-7205,33	10087,34	2882,00
G+H(r+f)+0.6T+1.2Q	21574,82	3279,26	-8987,67	11064,80	2077,13
G+H(r+f)+0.6T+1.2A(l)+ST	23528,57	2905,80	-7711,22	10087,34	2376,12
G+ H(f+r)+0.6T+1.2Bc+ST	23176,31	3014,849	-8227,01	10087,34	1860,32
G+ H(f+r)+0.6T+Mc120	22198,51	2798,85	-7205,33	10087,34	2882,00
G+ H(f+r)+0.6T+D240	22972,21	2798,85	-7205,33	10087,34	2882,00

- **Combinaisons à ELA :**

D'après l'RPOA 2008 les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques :

G + H(r+f) + P + E +0.4T + Ψ Q

G : valeur nominale des charges permanentes.

P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme). ➔ P = 0

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique définie en 4.3.2.5

Q : actions variables des charges d'exploitation.

T : la variation de température.

H(r+f) : déformation différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

Ψ : coefficient de combinaison.

Ψ = 0.2 pour les ouvrages routiers urbains.

Ψ = 0.3 pour les lignes ferroviaires.

Ψ = 0 pour les autre cas. ➔ Pour notre ouvrage Ψ = 0

Tableau XIII. 8 : Sollicitations de la culée sous les combinaisons ELA.

	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
G + H(r+f) + 0,4T + E_H + 0,3E_V	21357,39	5136,96	16642,68
G + H(r+f) + 0,4T + E_H - 0,3E_V	20870,10	5018,80	11412,04

- **Récapitulative des efforts maximums :**

Tableau XIII. 9 Récapitulative des efforts maximums.

ELU		ELS		ELA	
N_u^{max} (KN)	41714,61	N_S^{max} (KN)	23528,57	N_A^{max} (KN)	21357,39
M_u^{corsp} (KN.m)	4545,00	M_S^{corsp} (KN.m)	2376,12	M_A^{corsp} (KN.m)	16642,68
M_u^{max} (KN.m)	8632,58	M_S^{max} (KN.m)	2882,00	M_A^{max} (KN.m)	16642,68
N_u^{corsp} (KN)	40988,73	N_S^{corsp} (KN)	22972,21	N_A^{corsp} (KN)	21357,39

XIII.4. ÉTUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :

XIII.4.1. Ferraillage Mur frontale :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanents (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation, il est encastré dans la semelle et il travaille à la flexion composée.

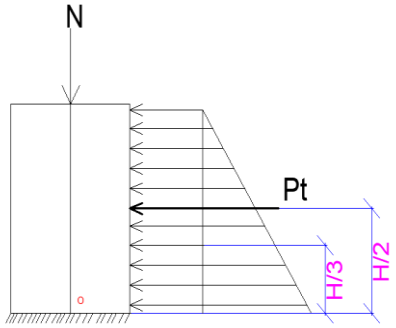


Figure XIII. 3 : Effort agissant sur le mur frontal.

XIII.4.1.1. Récapitulatif des efforts maximums :

L'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal (voir annexe J.2)

Tableau XIII. 10 : récapitulatif des efforts maximaux sur le mur frontal.

	ELS	ELU	ELA
M_{MAX} (KN.m/ml)	1865,92	2517,22	8618,36
N_{corsp} (KN/ml)	11495,61	15519,07	11868,82
M_{MAX} (KN.m/ml)	106,32	143,43	491.07
N_{corsp} (KN/ml)	655,02	884,28	676.26
T_{MAX} (KN)	1902,76	2568,04	2320,97
N_{corsp} (KN)	11495,61	15519,07	11868,82
T_{MAX} (KN/ml)	108,42	146,33	132.25
N_{corsp} (KN/ml)	655,02	884,28	676.26

Le ferraillage se fait en flexion composée utilisant les efforts de la condition la plus défavorable, la condition sismique (ELA), appliqués sur la section (190×100) cm2 avec :

M = 491.07 KN.m/ml ; N = 676.26 KN/ml ; T = 132.25 KN/ml

Le ferraillage est effectué avec ROBOT Expert.

- **Ferraillage verticale :**

As = 19 cm^2 donc on opte pour 4HA25 (coté remblais) St = 25 cm

- **Ferraillage de construction :**

As1= As/3 = 6.33 cm^2 donc on opte pour 4HA16 (coté tablier) St = 25 cm

- **Ferraillage transversal :**

As2 = As/4 = 4.75 cm^2 donc on opte pour 4HA14 St = 25 cm

XIII.4.2. **Ferraillage Mur Garde grève :**

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

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

- Poussée des terres ;
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève ;
- Force de freinage dû à la charge de Bc.

XIII.4.2.1. **Calcul des sollicitations**

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

- **Moment dû** à **la poussée des terres :**

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression : $M_T = \frac{P \times H}{3}$ $\quad Avec : P = \frac{1}{2} K_{ah} \times g \times H^2 \times L$

Ka : Coefficient de poussée des terres (Ka = 0.33).

γr : Poids volumique du remblai ($\gamma r = 18$ KN/m^3).

h : Hauteur du mur garde grève (h = 2.7 m).

L : longueur du remblai (on fait le calcul par 1ml).

- **À l'ELU :**

  M_T = 26.31 KN.m /ml

- **À l'ELS :**

  M_T = 19.49 KN.m /ml

- **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 60 KN chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 60 KN distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 tonnes répartie sur un rectangle de (0.25m × 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

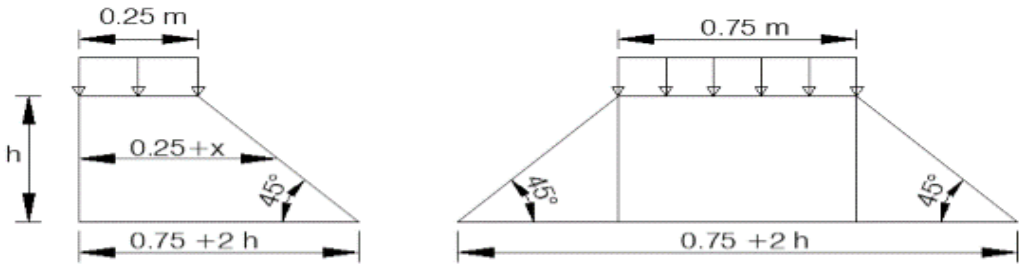


Figure XIII. 4 : Impact de la charge BC localisé derrière le mur garde grève.

- **Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève :**

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)}dx \quad , avec : K = K_a \times \delta \times \gamma \times bc$$

δ : Coefficient de majoration dynamique (δ = 1.051) ;

γ : Coefficient de pondération (γ = 1.2 à l'ELS et γ = 1.6 à l'ELU).

K_{ELS} = 0.33×1×1.2×1.2 = 0.63

K_{ELU} = 0.33×1×1.6×1.2 = 0.48

Le tableau ci-dessous est issu de la page 394 du document technique Setra Piles et Palées PP73, interprète la valeur Mp/k de différentes valeurs de hauteur.

Tableau XIII. 11 : les valeurs de Mp/k.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_P/k (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Par interpolation on obtient :

À ELS ➔ M_P = 8.93×0.5×10 = 42.44 KN.m

À ELU ➔ M_P = 8.93×0.67×10 = 56.59 KN.m

- **Moment dû à la force de freinage :**

Nous considérons l'impact d'une seule roue, qui est de 6 tonnes, et nous supposons que la distribution de Force est dans une direction inclinée de 45° par rapport au bord du rectangle d'impact d'où : $M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25+2h}$

μ : Coefficient de pondération. (μ = 1.2 à l'ELS et μ = 1.6 à l'ELU)

P : charge du a la charge Bc. (P = 60 KN)

- À l'ELU :

$$M_f = \frac{2\times 1.6\times 2.7}{0,25+2\times 2.7} = 91.75 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS :

$$M_f = \frac{2\times 1.2\times 2.7}{0,25+2\times 2.7} = 68.81 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total a l'encastrement :**
  - À l'ELS :

$M = M_T + M_P + M_f = 130.75$ KN.m/ml

  - À l'ELU :

$M = M_T + M_P + M_f = 174.65$ KN.m/ml

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.35) m.

- Ferraillage verticale :

As = 21.4 cm^2 donc on opte pour 5HA25 (coté remblais) St = 20 cm

- Ferraillage de construction :

As1= As/3 = 7.13 cm^2 donc on opte pour 5HA14 (coté tablier) St = 25 cm

- Ferraillage transversal :

As2 = As/4 = 5.35 cm^2 donc on opte pour 4HA12 St = 20cm

XIII.4.3. **Dalle de transition :**

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémisées.

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet du :

- Pois propre et revêtement.
- Poids du remblai.
- Surcharges.

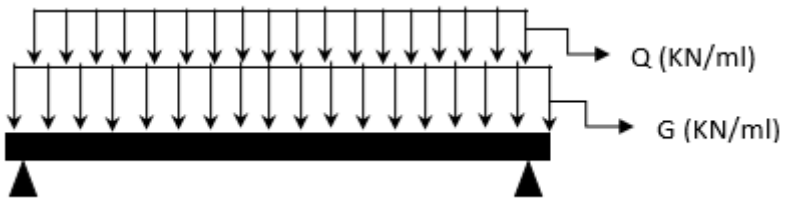


Figure XIII. 5 : Charges sur la dalle de transition.

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XIII. 12 : Evaluations des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	17,28	34,56	34,56
Surcharges	10	20	20

XIII.4.3.1. **Combinaisons des efforts :**

- **A l'ELS :**

$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 77.40$ KN.m/m
$V_{ser} = V_G + 1.2V_Q = 77.40$ KN/m

- **A l'ELU :**

$M_{ser} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 104.09$ KN.m/m
$V_{ser} = 1.35V_G + 1.6V_Q = 104.09$ KN.m/m

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.30) m.

- Ferraillage verticale :

As = 15.3 cm^2 donc on opte pour 5HA20 (nappe inferieure) St = 20 cm

- Ferraillage de construction :

As1= As/3 = 5.10 cm^2 donc on opte pour 5HA14 (nappe supérieure) St = 20 cm

- Ferraillage transversal :

As2 = As/4 = 3.83 cm^2 donc on opte pour 5HA12 St = 20cm

XIII.4.4. **Ferraillage du mur en retour :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont

- Le mur en retour est sollicité par des charges verticales et horizontales son poids propres.
- Poussée horizontale.
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité du mur et comprennent une charge verticale de 4 t et une charge horizontale de 2 t.

XIII.4.4.1. **Efforts verticaux**

- Poids propre du mur: $P_G = 1 \times 5.58 \times 0.6 \times 25 = 83.7$ KN/ml
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{Sc} = 40 \times 1.2 = 48$ KN/ml

XIII.4.4.2. **Les moments du aux efforts verticaux:**

- Poids propre du mur : $M_G = 83.7 \times 2.1 = 175.77$ KN.m/ml
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{Sc} = 48 \times (5.63 - 1) = 222.24$ KN.m/ml

- **Les combinaisons :**

$M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6\ M_{Sc} = 592.87$ KN.m/ml
$M_{ELS} = M_G + 1.2\ M_{Sc} = 442.46$ KN.m/ml

XIII.4.4.3. Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $\boldsymbol{Pt}$ =0.5× 0.33 × 1 × 18 × 5.582= 92.47 KN/ml
- Poussée des surcharges sur remblai : PSr = 0.33 × 1.2 × 5.63 × 10 × 1 = 22.29 KN/ml
- Poussée de la surcharge concentrée (20KN) : PSc = 20 × 1.2 = 24 KN/ml

XIII.4.4.4. Les moments du aux efforts horizontaux :

- Poussée des terres : Mt = 92.47 × 5.58/3 = 171.99 KN.m/ml
- Poussée des surcharges sur remblai : Msr = 22.29 × 5.58/3 = 41.46 KN. m/ml
- Poussée de la surcharge concentrée : Msc = 24 × (5.58 − 1) = 109.92 KN.m/ml

- **Combinaisons :**

M_{ELU} = 1.35 M_t +1.6 (M_{Sr} + M_{Sc}) = 474.39 KN.m/ml

M_{ELS} = M_t +1.2 (M_{Sr} + M_{Sc}) = 353.65 KN.m/ml

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m en flexion simple, avec Robot expert.

XIII.4.4.5. Ferraillage vertical:

- **Armature principale :**

As = 38.1 cm^2 soit 8HA25 St = 13 cm

- **Armature de construction :**

As1 = As/3 = 12.7 cm^2 soit 8HA16 St 13 cm

XIII.4.4.6. Ferraillage horizontal:

- **Armature principale :**

As = 30.1 cm^2 soit 7HA25 St = 15 cm

- **Armature de construction :**

As1 = As/3 = 10.4 cm^2 soit 7HA16 St 15 cm

XIII.4.5. Les fondations :

XIII.4.5.1. Choix du type de fondations :

D'après les rapports, géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond sur des pieux. On opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

XIII.4.5.2. **Détermination du nombre des pieux :**

Nous avons supposé deux files de pieux de cinq pieux chacune.

XIII.4.5.3. **EFFORT REVENANT A CHAQUE PIEUX :**

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge,
- Semelle infiniment rigide,
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

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

Avec :

Ni: Effort normal maximal / minimal.
n : Nombre de pieu.
M : Moment maximale.
x ,y : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Tableau XIII. 13 : Effort revenant à chaque pieu pour chaque combinaison.

Combinaison			$R_{i\ max}$ (KN)	$R_{i\ min}$(KN)
ELU	N^{Max}(KN)	41714,61	4423,96	3918,96
	M^{Corsp}(KN.m)	4545		
	M^{Max}(KN.m)	8632,58	4578,46	3619,29
	N^{Corsp}(KN)	40988,73		
ELS	N^{Max}(KN)	23528,57	2484,86	2220,85
	M^{Corsp}(KN.m)	2376,12		
	M^{Max}(KN.m)	2882,00	2457,33	2137,11
	N^{Corsp}(KN)	22972,21		
ELA	N^{Max}(KN)	21357,39	3074,48	1197,00
	M^{Corsp}(KN.m)	16897,27		
	M^{Max}(KN.m)	16897,27	3074,48	1197,00
	N^{Corsp}(KN)	21357,39		

XIII.4.5.4. **Vérification des pieux :**

Tableau XIII. 14 : Vérification des pieux.

ELU		ELS		ELA	
$Q_{adm\ ELU}$= 5166 KN		$Q_{adm\ ELS}$= 4657,52 KN		$Q_{adm\ ELA}$= 6040 KN	
R_{Max}	4578,46	RMax	2484,86	R_{Max}	3074,48
R_{min}	3619,29	Rmin	2137,11	R_{min}	1197,00
$R_{Max} < Q_{adm\ ELU}$ Pas de poinçonnement		$R_{Max} < Q_{adm\ ELS}$ Pas de poinçonnement		$R_{Max} < Q_{adm\ ELA}$ Pas de poinçonnement	
$R_{min}>0$ Pas de soulevement		$R_{min}>0$ Pas de soulevement		$R_{min}>(-1/3\ Q_U)$ Pas de soulevement	

XIII.4.5.5. **FERRAILLAAGE DE LA SEMELLE :**

On applique la méthode des bielles mentionné dans le document technique SETRA Piles et Palées PP73, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\alpha \geq 45°} \\ \mathbf{h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \end{cases}$$

Avec :

H: hauteur de la semelle (H=2.00m).

L : entraxe des deux files de pieux (L=3.6 m).

b : épaisseur du mur frontal (b=1.90 m).

h : hauteur utile de la semelle (h=H-0.1 = 1.9 m).

$$\begin{cases} \mathbf{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{3.6}{2} - \frac{1.90}{4} = 1.325m \leq 1.9m \\ \mathbf{tan\alpha} = \dfrac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \dfrac{1.9}{1.325} = 1.43 \rightarrow \boldsymbol{\alpha} = 55.1° \geq 45° \end{cases} \textit{conditions.vérifiées}$$

Armatures transversales inferieures :

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

$$As = \frac{N_{Max}}{\bar{s}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h}$$

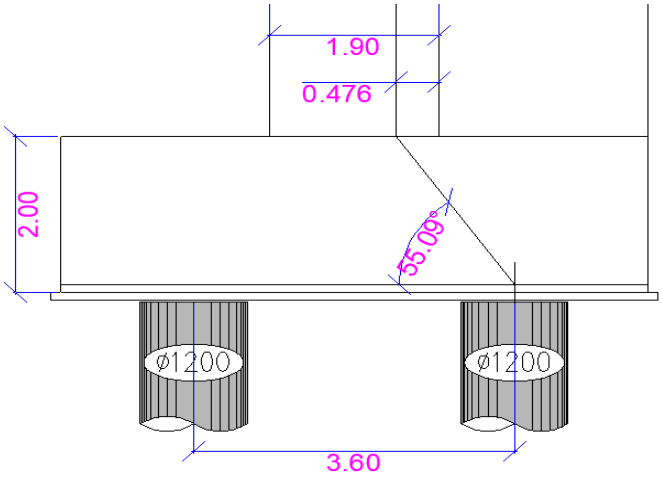


Figure XIII. 6 : méthode des bielles.

- **A l'ELS :**

$$A_S=\frac{23528,57}{333.33}\times\frac{1.325}{1.9}=49.22\ cm^2/L'$$

- **A l'ELU :**

$$A_S=\frac{41714,61}{434.78}\times\frac{1.325}{1.9}=66.91\ cm^2/L'$$

- **A l'ELA :**

$$A_S=\frac{21357,39}{500}\times\frac{1.325}{1.9}=29.79\ cm^2/L'$$

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux ("poutres incorporées") et de largeur égale à la somme du diamètre des pieux et de la hauteur h de la semelle (L'= Φ + h = 3.1m) Donc :

On prend As = 66.91 cm²/ml

As_1= 66.91/3.1=21.58 cm²/ml donc on prend 7HA20 ($\boldsymbol{A_1}$=21.99 cm²) avec $\boldsymbol{St}$=**15 *cm***

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

As_1'> As / 4 $\Longrightarrow$ As_1'=66.91/4=16.57 cm²/ml soit 6HA20 (A_1'=21.99cm²) avec St=15cm.

- **Armatures longitudinales inferieures :**

Les armatures longitudinales sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle, leur pourcentage par mètre de longueur est égal au moins au tiers de la section des armatures.

As_2>As/2 $\Longrightarrow$ **As_2= 33.46 cm²** donc on prend **7HA25** (A_2=34.36 cm²) avec **St=15cm**

- **Armatures de construction :**
  - **Armatures transversales supérieures** :

As_3>As/4 $\Longrightarrow$ As_3 = 16.73 cm² soit **6HA20** (**A_3=25.13 cm²**) avec **St=15cm**

- **Armatures longitudinales supérieures** :

As_4>A/10 $\Longrightarrow$ A_4=6.70 cm² on prend **6HA14** (**A_4=10.78cm²**) avec **St=15cm**

- **Armatures latérales :**

As_5>As/10 $\Longrightarrow$ A_5=6.70cm² on prend **6HA14** (**A_5=7.89cm²**) avec **St=15cm**

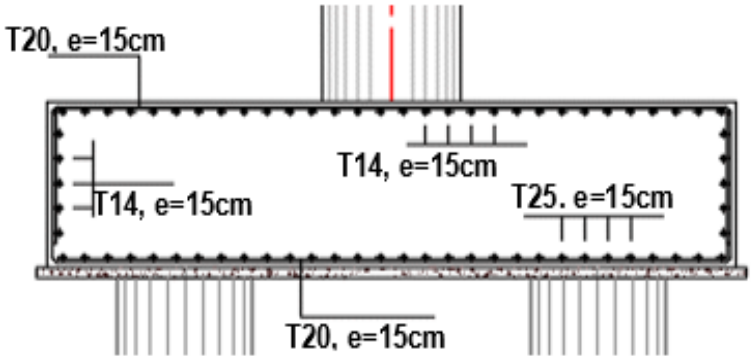


Figure XIII. 7 : ferraillage semelle.

XIII.4.5.6. **Ferraillage des pieux :**

- **Actions sur les pieux**

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

$$\mathbf{EI} \times \frac{\mathbf{d^4y}}{\mathbf{d^4x}} + \mathbf{C_U\, b\, y} = \mathbf{0}$$

b : Diamètre du pieu.

C_U : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

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

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

α : longueur élastique du pieu.

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

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

E : Module d'élasticité du béton.

I : Moment d'inertie du pieu.

b : Longueur du pieu.

- **Application Numérique :**

C_U= 30 MN/m^3

E = 33 000 MPa

b = 1,20 m

I = 0,101 m^4

$\lambda = 0{,}228$ D'où : $\lambda L = 2{,}96$

D'où, en tire les valeurs de ($\mathbf{X_{\varphi}^{H}}$, $\mathbf{X_{\varphi}^{M}}$) pour $\lambda \times L = 2{,}96$ à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 2{,}96 \rightarrow \begin{cases} X_{\varphi}^{H} = 1{,}156 \\ X_{\varphi}^{M} = 1.449 \end{cases}$$

- **Effort tranchant en tête du pieu :**
  - Condition normale :

Freinage : $H_{Bc} = 360$ KN

Poussée des surcharge : H = 400.35 KN

Donc : $\overline{P} = \frac{760.35}{10} = 76.4$ KN/pieu

  - Condition sismique :

Séisme : FL = 1447,25

Poussée des surcharge : H = 2117,12 KN

Donc : $\overline{P} = \frac{3564.37}{10} = 356.44$ KN/pieu

- **Moments fléchissant :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\overline{\mathbf{M}} = -\frac{\mathbf{X_{\varphi}^{H}}}{\mathbf{X_{\varphi}^{M}}} \times \frac{\overline{\mathbf{P}}}{\boldsymbol{\lambda}}$

  - Condition normal :

$$\overline{\mathbf{M}} = -\frac{1.156}{1.449} \times \frac{76.4}{2.96} = -20.59 KN.m$$

  - Condition sismique :

$$\overline{\mathbf{M}} = -\frac{1.156}{1.449} \times \frac{356.44}{2.96} = -96.06 KN.m$$

- **Ferraillage des pieux**

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

  - **Section d'acier**

Avec Robot expert $A_s = 113{,}10$ cm² Donc : on prend 24HA25 (As = 117,81 cm²) St = 15 cm.

  - **Cerces transversales**

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, St = 10 dans les zones critiques (2,4 m) et St = 20 cm dans les zones courantes.

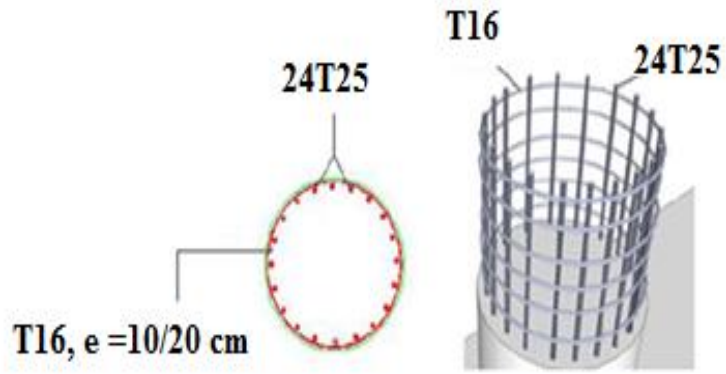


Figure XIII. 8 : Ferraillage du pieu.

XIII.5. **PLAN DE FERRAILLAGE FINAL DE LA CULEE :**

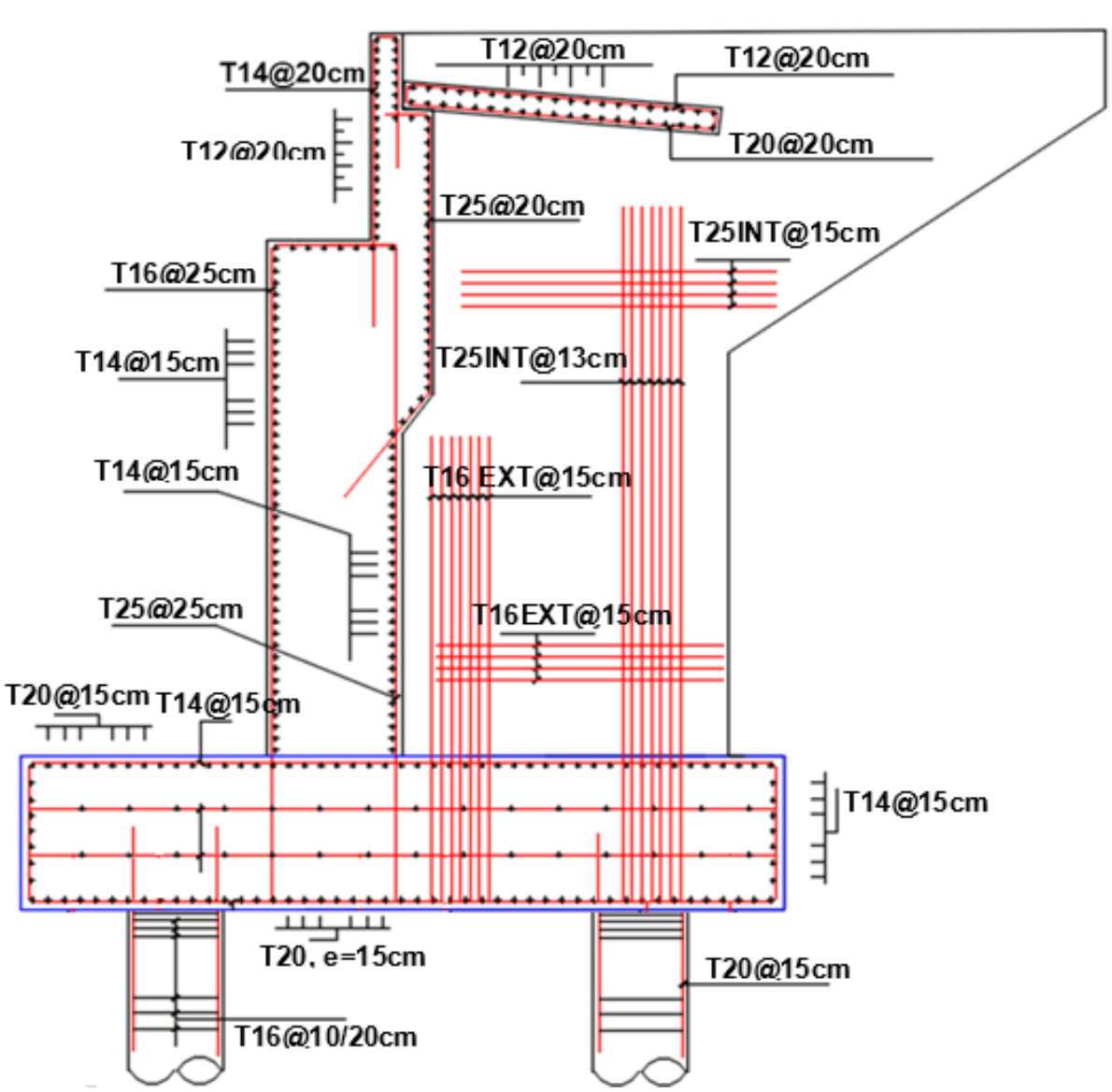


Figure XIII. 9 : Ferraillage culée.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

A la fin de ce travail, on a pu acquis une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément les ponts à poutres aussi c'est une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Cours de Béton Armé. Mr. BELAOURA. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours mécaniques des sols 3ème année, Mr BEN.ABDELOUAHAB, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours de béton précontrainte. Mr. BELAOURA. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours Calcul d'ouvrage.Mm OUMOUSSA. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- TD Pont. Mr. ZOURGUI. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours Pont. Mr. AMIEUR. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- BPEL91 Révisé 99 (Le Fascicule 62 Titre II, section II).
- Règles BAEL91 révisé 99 : (Fascicule n° 62 (titre I, section I)).
- Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées. Calcul des pieux courts rigides soumis à des forces horizontales. Août 1997. RÉF.4149. p 55-75.
- CALGARO J. A. & Bérnard-Gély A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris. France. 1994.
- Document SETRA. Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Ministère de l'équipement. des transports. du logement du tourisme et de la mer France. Juin 2003.
- Document SETRA Ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'écologie de l'énergie de développement durable et de la mer. France. Septembre 2009.
- Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.
- Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008. Ministère des travaux publics. Alger, Algérie, 27 Juin 2009.
- La précontrainte Freyssinet. Freyssinet est détenteur de l'Agrément Technique Européen (ATE). n° ETA 06/0226 pour le procédé de précontrainte comprenant les modèles d'ancrages (C pour des câbles de 3 à 55 torons, F pour des câbles de 1 à 4 torons).
- RCPR. Document technique réglementaire. Ministère des travaux publics. Avril 2009
- Site web. www.4geniecivil.com .
- Site web. www.gcalgerie.com .

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE A.1

DONNEES GEOTECHNIQUE:

Les échantillons de sandage :









ANNEXE A.2

SISMICITE:

Ce projet a été élaboré en fonction de réglage des paramètres de calcul sismiques définis dans le document technique réglementaire (RPOA 2008), normative en vigueur au moment de la rédaction de ce projet.

COEFFICIENT D'ACCELERATION SISMIQUE:

Après les RPOA 2008 le coefficient d'accélération sismique est défini en fonction de la zone sismique et del'importance du pont.

Le territoire algérien a été divisé en 5 zones de sismicité. La distribution de ces zones se montre en la figuresuivante.

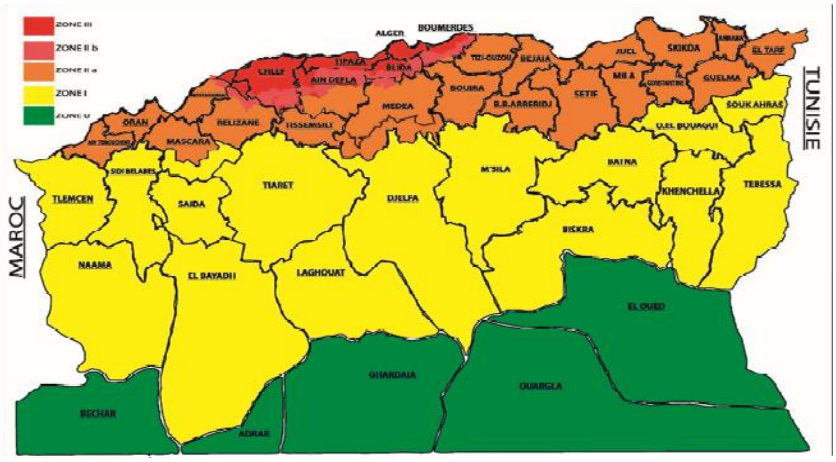


Figure : Zonage sismique de l'Algérie.

Après les RPOA 2008 les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi commeliaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le groupe 2 (Pont important).

Tableau : Coefficient d'accélération de zone A. Le coefficient A pour le tronçon 4.1 est distingué.

GROUPE DE PONT	ZONE SISMIQUE			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

ANNEXE A.3

CLASSIFICATION DES SITES:

Après les RPOA les sites sont classes en 4 catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols quiles constituent.

Catégorie S 1 (Site rocheux)

Catégorie S 2 (Site ferme)

Catégorie S 3 (Site meuble)

Catégorie S 4 (Site très meuble)

Les classifications des sites pour chaque unité sont indiquées ci-dessous.

UNITE	CATÉGORIE
PR-GN	S1, S2 (rocheux, ferme)
$T1_M$	S3, S4 (meuble, très meuble)
$T1_{Malt}$	S3, S4 (meuble, très meuble)
$T1_G$	S1, S2 (rocheux, ferme)
Q_A	S3, S4 (meuble, très meuble)

RESULTATS DES ESSAIS SPT :

Sondage	PK	Prof. (m)	N1+N2	UNITÉ
SC-12(4)	10+500	3.00-3.45	31	Q_A
		6.00-6.45	28	Q_A
		9.00-9.45	38	Q_A

ANNEXES B

ANNEXE B1

CLASSIFICATION DU PONT:

Tableau : Classe d'un pont routier

Classe du pont	Largeur (m)
1ére Classe	Lr ≥ 7m
2éme Classe	5.5m < Lr < 7m
3éme Classe	Lr ≤ 5.5m

CHARGES DUES AU TRAFIC :

Systeme de charge A(l) :

Tableau : Valeurs du coefficient al

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1ére Classe	1	1	0.9	0.75	0.7
2éme Classe	1	0.9	-	-	-
3éme Classe	0.9	0.8	-	-	-

Systeme de charge B:

Systeme de charge Bc :

Tableau : Coefficients bc

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1ére Classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2ére Classe	1.00	1.00	-	-	-
3ére Classe	1.00	0.80	-	-	-

CHARGES HORS TRAFIC :

Actions thermiques:

Tableau : Températures extrêmes en Algérie

Zone	Désignation	T_{min}(C°)	T_{max}(C°)
I	Algérie du Nord (climat tempéré)	-15	35
II	Le proche et moyen Sud	-20	45
III	L'extrême Sud	-30	50

ANNEXES C

ANNEXE C.1

COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE K :

Les valeurs de K_0 pour θ=1.10 :

Tableau : K_0 pour θ=1.10

α=0 ; k_0									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6652	0,088	0,9531	1,9518	2,5621	1,9518	0,9531	0,088	-0,6652
b/4	-0,477	-0,1515	0,2842	0,9925	1,9518	2,5643	1,918	0,7675	-0,4129
b/2	-0,2209	-0,1626	-0,0403	0,2842	0,9531	1,918	2,5717	2,0089	0,9824
3b/4	-0,0097	-0,0936	-0,1626	-0,1515	0,088	0,7675	2,0089	3,4539	4,3474
b	0,1709	-0,0097	-0,2209	-0,477	-0,6652	-0,4129	0,9824	4,3474	9,778

Les valeurs de K_1 pour θ=1.10 :

Tableau : K_1 pour θ=1.10

α=0 ; k_0									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3985	0,5848	0,9142	1,4075	1,7691	1,4075	0,9142	0,5848	0,3985
b/4	0,1969	0,3055	0,5103	0,8771	1,4075	1,8005	1,5003	1,074	0,7031
b/2	0,0985	0,1593	0,2783	0,5103	0,9142	1,5003	1,9915	1,8145	1,5263
3b/4	0,0527	0,0882	0,1593	0,3055	0,5848	1,074	1,8145	2,5695	2,7813
b	0,0303	0,0527	0,0985	0,1969	0,3985	0,7931	1,5263	2,7813	4,6078

Les valeurs de K_0 pour θ=1.20 :

Tableau : K_0 pour θ=1.20

α=0 ; k_0									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6677	0,0199	0,8805	2,005	2,7541	2,005	0,8805	0,0199	-0,6677
b/4	-0,3856	-0,1685	0,1841	0,8978	2,005	2,7777	1,9987	0,6851	-0,6038
b/2	-0,1317	-0,1424	-0,09	0,1841	0,8805	1,9987	2,7876	2,0114	0,662
3b/4	0,0279	-0,0594	-0,1424	-0,1685	0,0199	0,6851	2,0114	3,5547	4,3049
b	0,1439	0,0279	-0,1317	-0,3856	-0,6677	-0,6038	0,662	4,3049	10,6635

Les valeurs de K_1 pour θ=1.20 :

Tableau : K_1 pour θ=1.20

α=0 ; k_1									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3352	0,5233	0,8834	1,4614	1,9124	1,4614	0,8834	0,5233	0,3352
b/4	0,1533	0,2534	0,4582	0,852	1,6414	1,9466	1,5432	1,0306	0,7182
b/2	0,0706	0,1217	0,2304	0,4582	0,8834	1,5432	2,1156	1,8501	1,4827
3b/4	0,0348	0,0621	0,1217	0,2534	0,5233	1,0306	1,8501	2,7114	2,8817
b	0,0188	0,0348	0,0706	0,1533	0,3352	0,7182	1,4827	2,8817	5,0266

les valeurs de K_α pour θ = 1.12 et α=0.112 (apres interpolation) :

tableau : les valeurs de K_α

θ = 1.12	K_α								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,3007	0,2549	0,9362	1,7678	2,2998	1,7678	0,9362	0,2549	-0,3007
b/4	-0,2425	0,0040	0,3570	0,9486	1,7715	2,3130	1,7784	0,8688	-0,0362
b/2	-0,1081	-0,0518	0,0664	0,3570	0,9362	1,7784	2,3832	1,9429	1,1560
3b/4	0,0129	-0,0303	-0,0518	0,0040	0,2549	0,8688	1,9429	3,1566	3,8091
b	0,1212	0,0129	-0,1081	-0,2425	-0,3007	-0,0071	1,1560	3,8091	8,0429

les valeurs de K_α pour θ = 1.12 et α=0.112 pour chaque poutre :

θ=1,12	Kα								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 6	-0,2788	0,1606	0,7184	1,4597	2,1011	1,9728	1,2529	0,4858	-0,2012
Poutre 7	-0,2253	-0,0032	0,3197	0,8727	1,6644	2,2444	1,8559	1,0065	0,1166
Poutre 8	-0,1242	-0,0451	0,1013	0,4280	1,0366	1,8426	2,3105	1,8138	1,0128
Poutre 9	-0,0316	-0,0382	-0,0084	0,1338	0,5056	1,2034	2,1049	2,7100	2,8330
Poutre 10	0,0545	-0,0137	-0,0735	-0,0907	0,0415	0,5323	1,6405	3,4073	5,4358

Calcule des moments transversaux :

Tableau : les moments transversaux.

SURCHARGE		Mmax [KNm]	M0	Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8	
				Kmoy	Mp	Kmoy	Mp	Kmoy	Mp
Charge permanente		72038,36	7203,84	1,0000	7203,84	1,0000	7203,84	1,0000	7203,84
A(L)	1 voie	6228,50	622,85	0,9243	575,71	2,1267	1324,65	2,4005	1495,16
	2 voies	12455,09	1245,51	1,4311	1782,47	1,7967	2237,75	1,6772	2088,95
	3 voies	16814,66	1681,47	1,4430	2426,38	1,3043	2193,21	1,1655	1959,80
	4 voies	18683,58	1868,36	1,1896	2222,52	1,0599	1980,22	0,8957	1673,54
Bc	1 voie	469,17	46,92	0,5526	25,92	2,0283	95,16	2,7391	128,51
	2 voies	865,05	86,50	0,9754	84,37	2,0264	175,29	2,2859	197,74
	3 voies	1124,87	112,49	1,4229	160,06	1,6542	186,08	1,6085	180,93
	4 voies	1265,40	126,54	1,4315	181,14	1,4823	187,57	1,4200	179,68
Bt	1 voie	3778,84	377,88	0,9248	349,47	1,2499	472,32	1,6298	615,87
	2 voies	7586,52	758,65	1,0992	833,89	1,3594	1031,29	1,5770	1196,36
Br		1018,86	101,89	0,8385	85,43	1,1797	120,19	2,5328	258,06
MC120		10431,46	1043,15	1,0182	1062,13	2,0141	2100,95	2,2261	2322,10
D240		17820,09	1782,01	1,4859	2647,84	1,6644	2965,93	1,7363	3094,01
ST		536,15	53,615	0,1340	7,18	0,9239	49,53	1,7959	96,29

SURCHARGE		Mmax [KNm]	M0	Poutre 9		Poutre 10	
				Kmoy	Mp	Kmoy	Mp
Charge permanente		72038,36	7203,84	1	7203,836	1	7203,83
A(L)	1 voie	6228,50	622,85	2,1207	1320,915	2,4469	1524,09
	2 voies	12455,09	1245,51	1,8467	2300,1411	1,3963	1739,16
	3 voies	16814,66	1681,47	1,3878	2333,546	1,0219	1718,41
	4 voies	18683,58	1868,36	1,0327	1929,497	0,6832	1276,52
Bc	1 voie	469,17	46,92	1,8732	87,886	3,5568	166,87
	2 voies	865,05	86,50	2,0009	173,087	2,4680	213,50
	3 voies	1124,87	112,49	1,7023	191,488	1,4734	165,73
	4 voies	1265,40	126,54	1,5395	194,812	1,2725	161,029
Bt	1 voie	3778,84	377,88	1,9811	748,625	2,2919	866,07
	2 voies	7586,52	758,65	1,714675	1300,841	1,8123	1374,94
Br		1018,86	101,89	2,5328	258,060	2,5328	258,06
MC120		10431,46	1043,15	1,99895	2085,196	1,8879	1969,40
D240		17820,09	1782,01	1,9143	3411,322	1,1813	2105,16
ST		536,15	53,615	0,7961	42,686	3,2053	171,85

ANNEXES D

ANNEXE D.1

Selon le catalogue de Freyssinet on opte pour le model d'ancrage C

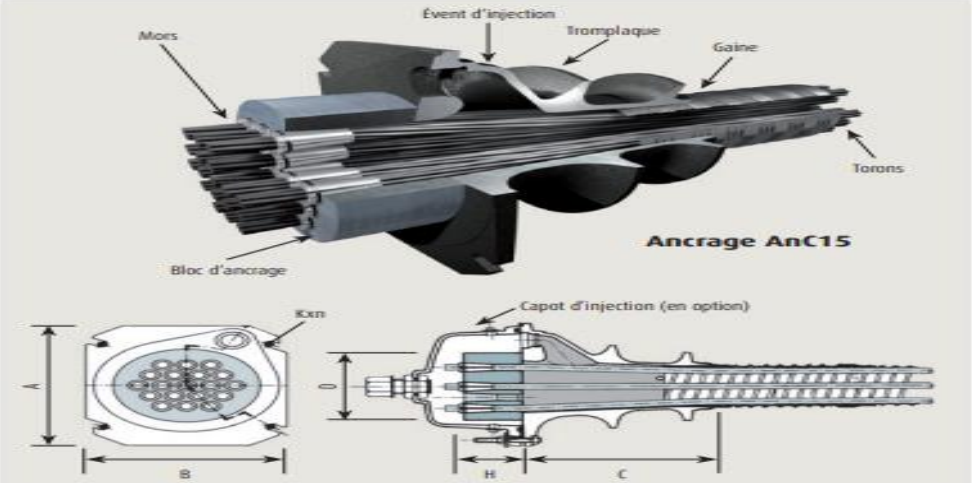


Figure :la plaque d'ancrage

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

Figure :Dimension de la plaque d'encrage.

Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum. Ces distances sont obtenues à partir des dimensions a et b des montages d'essais réalisés dans le cadre de la procédure de l'Agrément Technique Européen. On considère dans ce qui suit que les ancrages sont disposés selon deux directions normales : x et y, avec le petit côté de la tromplaque orienté selon l'axe y.

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A + 30$ (mm) → $x \geq 240 + 30$ → $x \geq 270$ mm

$x \geq 0{,}85\ a$ → $x \geq 0.85 \times 369.5$ → $x \geq 314.075$ mm

on a l'obtient par interpolation des valeur du tableau suivant :

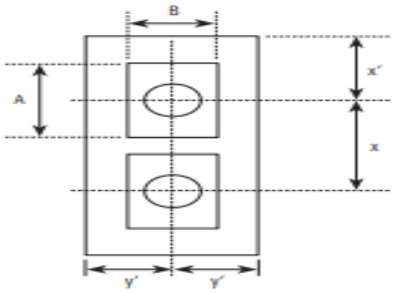
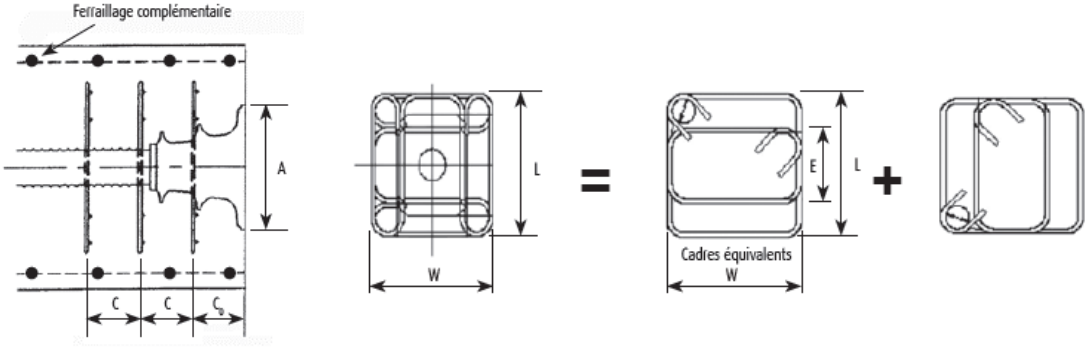


Tableau des armature de chaque type d'encrage :

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4

Détails des armatures :



ANNEXES E

Anexe E

Etude de la pile :

Modélisation de la pile pour calculer les efforts internes due au séisme :

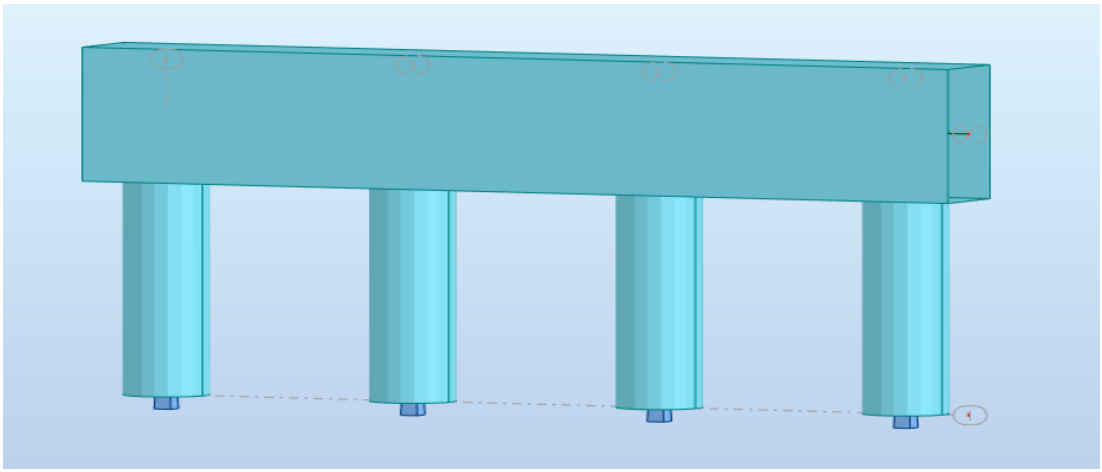


Figure : Vue d'ensemble fût avec chevêtre.

Les efforts sous le chargement E1

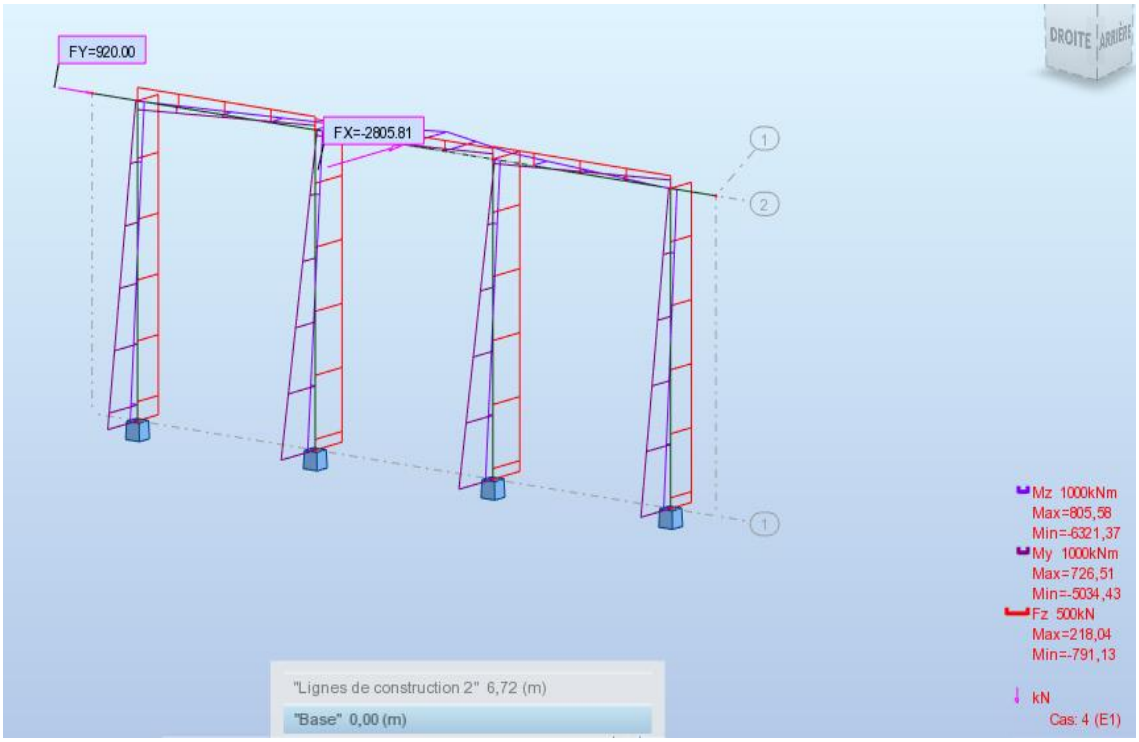


Figure : Vue sur les efforts due au chargement sous E1

Les efforts sous le chargement E2 :

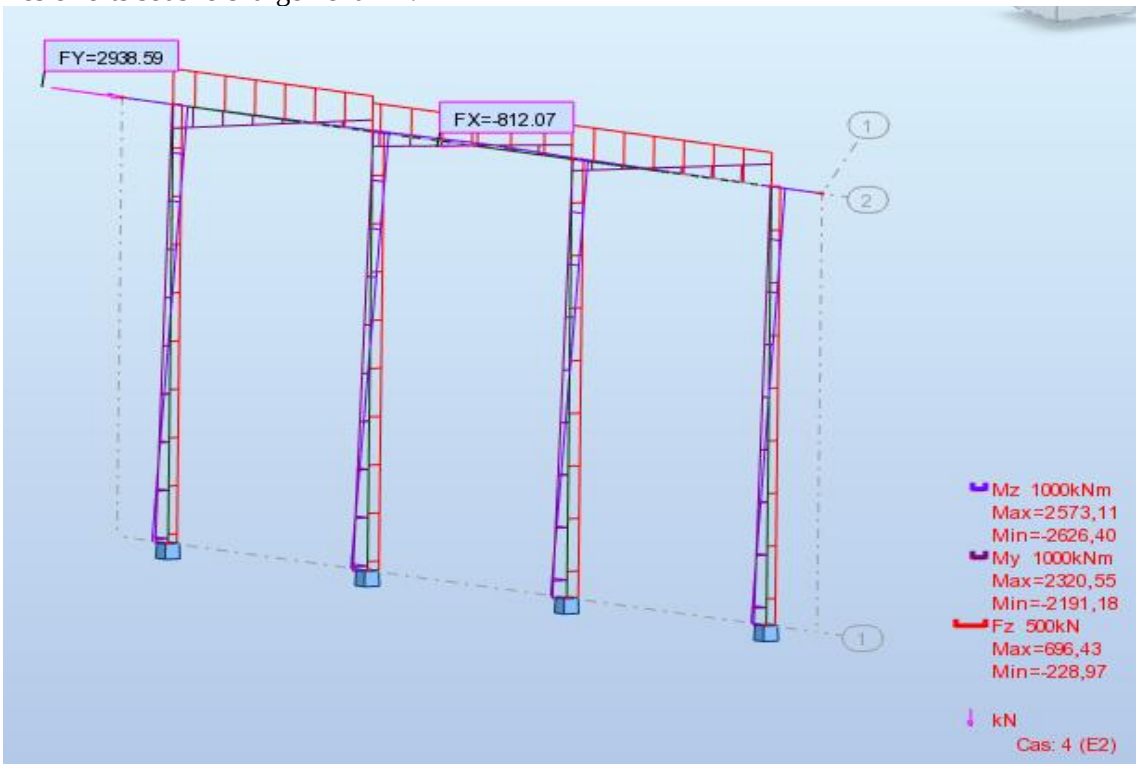


Figure : Vue sur les efforts due au chargement sous E1

Combinaison des efforts à l'ELS, ELU et ELA :

Tableau : Sollicitations des futs sous la combinaison à l'ELS

Combinaison	N (KN)	H (KN)	MH (KNm)	MV (KNm)	ΔM(KNm)
G	18919,27	250,68	1917,67	0,00	1917,67
G+1.2Al+ST	22163,59	357,63	2735,86	0,00	2735,86
G+1.2Bc+ST	21188,93	466,68	3570,07	0,00	3570,07
G+Mc120	20052,39	250,68	1917,67	0,00	1917,67
G+D240	21070,04	250,68	1917,67	0,00	1917,67

Tableau :Sollicitations des futs sous la combinaison à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	M (HKNm)	MV (KNm)	ΔM (KNm)
1,35G	25541,01	348,73	2667,76	0,00	2667,76
1.35G+1.6Al+1.6ST	29896,85	491,33	3758,68	0,00	3758,68
1.35G+1.6B+1.6ST	28597,31	636,73	4870,96	0,00	4870,96
1.36G+1.35Mc120	28444,55	348,73	2667,76	0,00	2667,76
1.35G+1.35D240	25693,29	348,73	2667,76	0,00	2667,76

Tableau :Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fut

Effort	N (KN)	Moment M_L(KNm)	Moment M_T (KNm)
G+E1+ $H_{(f+r)}$+0.4HT°	6681.07	2438.49	771.94
G+E2+ $H_{(f+r)}$+0.4HT°	5426.25	4062.87	2573.11

ANNEXE F

NOTE DE CALCULE ROBOT EXPERT :

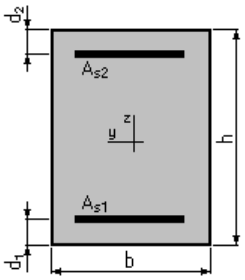
Ferraillage culée : Dalle de transition.
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 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)	104,09	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	77,40	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 15,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)		
théorique	ρ = 0,66 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 104,09 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,33	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,4	(cm)
Bras de levier:	Z = 20,8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,09	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 77,40 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 20,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,3 (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)

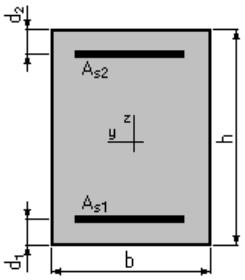
Ferraillage culée : mur garde grève.
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 35,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	174,65	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	130,75	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 21,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,6 (cm2)
théorique ρ = 0,76 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 174,65 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 7,6 (cm)
Bras de levier: Z = 25,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9,41 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 130,75 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)
Bras de levier: Z = 24,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

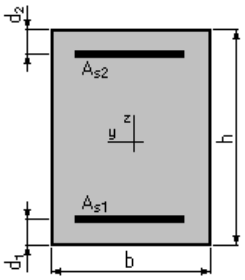
Mur en retour.
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 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)	592,87	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	442,46	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 $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,72 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 592,87 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 13,5 (cm)
Bras de levier: Z = 47,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,43 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 442,46 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,5 (cm)
Bras de levier: Z = 46,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

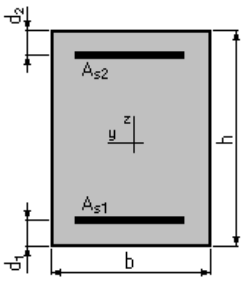
Mur en retour vertical.
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 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)	592,87	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	442,46	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 $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,72 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 592,87 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 13,5 (cm)
Bras de levier: Z = 47,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,43 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 442,46 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,5 (cm)
Bras de levier: Z = 46,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

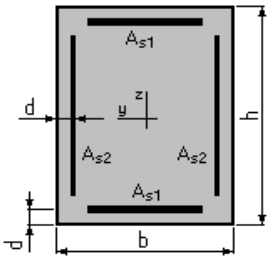
Mur frontal.
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

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 = 190,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M$_y$** (kN*m)	**M$_z$** (kN*m)
1.	ELU	676,26	491,07	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 38,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 950,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 676,26 (kN) M$_y$ = 491,07 (kN*m) M$_z$ = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 16,15 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 89,2 (cm)
Bras de levier: Z = 147,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 3,68 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

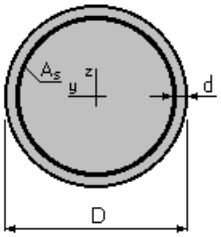
Pieu
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	356,44	-96,06	0,00
2.	ELU	76,40	-20,59	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 356,44 (kN) M_y = -96,06 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 37,47 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 84,5 (cm)
Bras de levier: Z = 74,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,17 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =234,4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 76,40 (kN) M_y = -20,59 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 140,69 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 85,8 (cm)
Bras de levier: Z = 73,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,10 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =219,4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)