



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Art

Présenté par :

Moussa Guisso Omar

Guéro Kibia Abdoussalam

Sujet du mémoire

CONTRIBUTION A L'ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART
A L'INTERSECTION DE LA RN 23 ET LE CW 11

Soutenu publiquement le 01 Octobre 2020 devant le jury composé de :

Mr Klouche Ibrahim

Mr Abada Ghenam

Mr Benyamina Abderrahmane

Mr Mimouni Mohamed

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

PROMOTION : 2019/2020

Remerciement :

Tout d'abord nous rendons grâce à Dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la santé, la patience et le courage d'arriver au terme de notre formation en achevant ce modeste travail.

Nous transmettons nos plus vifs remerciements à nos parents, frères et sœurs qui n'ont ménagé aucun effort pour nous soutenir, nous encourager et nous rassurer durant toute notre formation ;

Notre encadreur M. Ghanem Abada pour sa compréhension, ses conseils, son aide précieuse et pour son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire malgré la situation sanitaire. Nous lui exprimons nos vives et respectueuses gratitudee.

Nos remerciements s'adressent également au président du jury et aux examinateurs d'avoir accepté d'examiner notre travail ;

A tous les enseignants de l'Université Ibn Khaldoun de Tiaret en particulier ceux de la faculté du génie civil et tous ceux qui nous ont enseigné.

Nous remercions l'Algérie pour son hospitalité et tout qu'il nous a offert. Nos reconnaissances à ce merveilleux pays, nous rendons hommage à ses martyrs.

Enfin nous remercions tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin pour rédiger ce mémoire.

DEDICACE :

Le fruit de ce travail, je le dédis très spécialement à :

Ma très chère mère, qui m'a soutenu et s'est toujours sacrifier pour moi. Qu'elle trouve à travers ce travail, toute mon expression de gratitude et de joie. Que Dieu vous bénisse, vous prête santé et longue vie ;

Mon père, qui m'a toujours encouragé à chercher le savoir. Que Dieu le bénisse, lui prête santé et longue vie ;

M. Amadou Djibo, un père pour moi, il m'a toujours soutenu depuis ma tendre enfance. Qu'il reçoit à travers ce mémoire toute ma reconnaissance. Que Dieu le bénisse, lui prête santé et longue vie ;

Mes frères et sœurs qui n'ont ménagé aucun effort pour me soutenir durant les moments pénibles de ce long chemin, qui m'ont guidé sur la voie du courage, la dignité et surtout de l'humilité ;

Tous ces enseignants du primaire jusqu'à université qui n'ont en aucun moment ménagé leur peine pour m'inculquer leur savoir ;

Tout ceux qui ont contribué à ce travail ;

Toute la promotion VOA 2019-2020.

Moussa Guisso Omar

DEDICACE :

Je dédie ce travail spécialement à :

Mes chers parents, qui n'ont jamais cessé, de formuler des sacrifices à mon égard et de me soutenir. Qu'ils trouvent à travers ce travail, toute expression de ma profonde joie et gratitude ;
Que Dieu vous bénisse, vous prête santé et longue vie ;

Mes chers frères et sœurs, qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager durant les moments difficiles de mon parcours supérieur. Que Dieu vous donne santé, bonheur et longue vie,

M. Abouzaidi Abo, vos encouragements et votre soutien m'ont toujours réconforté. Que ce travail soit le gage de ma vive reconnaissance ;

Tous ces enseignants du primaire jusqu'à université qui n'ont en aucun moment ménagé leur peine pour m'inculquer leur savoir ;

Toutes les personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes amis, collègue d'étude, mon binôme ;

Toute la promotion VOA 2019-2020.

Guéro Kibia Abdoussalam

Résumé :

Le présent mémoire consiste à la contribution à l'étude d'un ouvrage d'art, pont route, situé à Tiaret sur la route nationale RN23 à l'intersection du chemin de wilaya CW11. L'ouvrage se situe en zone I de faible sismicité, son dimensionnement sera conforme aux règlements BAEL et RPOA.

Dans le cadre des substitutions des ouvrages d'art à l'état de dégradation et compte tenu de l'état de fatigue du pont existant, la projection d'une nouvelle étude d'un pont est proposée pour son remplacement. Dans ce sens, ce mémoire se portera après la reconnaissance du site, à une étude de plusieurs variantes de ponts.

Cette étude nous a permis de retenir deux variantes qui sont : Pont à poutres en béton armé à une travée et ponts à poutre en béton précontraint, après leur prédimensionnement avec une analyse multicritères leur concernant, le choix a été porté sur la première variante qui est la plus économique car la deuxième n'est économique qu'au-delà de 30 mètres de portée.

Ensuite, s'est procédé à une étude détaillée de la variante en évaluant les différentes charges et surcharges auxquelles l'ouvrage est soumis. La modélisation de l'ouvrage par le logiciel Robot a permis de déterminer les différents efforts internes. Ces derniers nous ont permis de faire le dimensionnement et la vérification de tous les éléments de la structure.

En fin une étude managériale avec le logiciel MS Project nous a permis d'élaborer le planning des travaux afin d'en conclure le délai et le coût global du projet.

Mots clés : pont route, sismicité, béton armé, béton précontraint, travée, modélisation, BAEL, RPOA, Robot, MS Project

ABSTRACT :

This thesis consists of the contribution to the study of an engineering structure, road bridge, located in Tiaret on the national road RN23 at the intersection of the wilaya road CW11. The structure is located in zone I of low seismicity, its dimensioning will comply with BAEL and RPOA regulations.

As part of the substitutions of structures in a state of degradation and given the state of fatigue of the existing bridge, the projection of a new study of a bridge is proposed for its replacement. In this sense, this memory will focus after the site reconnaissance, to a study of several variants of bridges.

This study allowed us to retain two variants which are : Reinforced concrete bridge with one span and prestressed concrete bridge. After their pre-sizing with a multicriteria analysis concerning them, the choice was made on the first variant which is the most economical because the second is economical only beyond 30 meters of range.

Then we carried out a detailed study of the variant by evaluating the different loads and overloads to which the structure is subjected. Modeling of the structure using Robot Structural Analysis software made it possible to determine the various internal forces. These enabled us to dimension and verify all the elements of the structure.

In the end, a managerial study with MS Project software allowed us to develop the work schedule in order to conclude the timeframe and the overall cost of the project.

Keywords : bridge, seismicity, reinforced concrete, prestressed concrete, span, modeling, BAEL, RPOA, Robot, MS Project

المخلص :

تهدف المذكرة الحالية للمساهمة في دراسة منشأ فني، جسر طريق، الواقع في تيارت على الطريق الوطني RN23 عند تقاطع الطريق الولائي CW11 يقع المنشأ بالمنطقة 1 ذات الزلازل المنخفضة حيث يتوافق حجمها مع لوائح BAEL و RPOA.

في إطار بدائل الهياكل الفنية في حالة التدهور ومراعاة حالة إجهاد الجسر الحالي يقترح إسقاط دراسة جديدة لاستبداله.

في هذا الصدد، سيتم تنفيذ هذه المذكرة بعد التعرف على الموقع لدراسة عدة متغيرات للجسور، سمحت هذه الدراسة بأخذ متغيرين هما جسر بعوارض خرسانية مسلحة وجسر بعوارض خرسانية مسبقة الإجهاد.

بعد التحجيم المسبق مع تحليل متعدد المعايير متعلق بها، وقع الاختيار على المتغير الأول كونه الأكثر اقتصاداً لأن الثاني اقتصادي فقط خارج نطاق 30 متر.

ثم اجرينا دراسة تفصيلية للمتغير من خلال تقييم الحمولات المختلفة والحمولات الزائدة التي يتعرض لها المنشأ.

سمحت نمذجة الهيكل بواسطة برنامج robot من تحديد مختلف القوى الداخلية التي تسمح بالتحجيم والتحقق من جميع عناصر الهيكل

أخيراً سمحت لنا الدراسة الإدارية باستعمال برنامج Ms Project بتطوير جدول العمل من أجل الانتهاء في الإطار الزمني المحدد والتكلفة الإجمالية للمشروع.

الكلمات المفتاحية جسر طريق؛ زلزالية؛ خرسانة مسلحة؛ خرسانة مسبقة الإجهاد؛ نمذجة؛ BAEL؛ RPOA؛ Robot؛ Ms

Project

SOMMAIRE :

Remerciement :	I
Dédicace :	II
Dédicace :	III
Résumé :	IV
Abstract.....	V
الملخص :	VI
Sommaire :	VII
Liste des figures :	XIII
Liste des tableaux :	XVI
Introduction générale :	XIX
Conclusion générale :	XX
Bibliographies :	XXI
Liste d'abréviation :	XXIII

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION ET PRESENTATION DE PROJET 1

1.1 INTRODUCTION :.....	2
1.2 PREAMBULE :	2
1.3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
1.4 CONTRAINTE ET EXIGENCE FONCTIONNELLE :	3
1.5 RECUEIL DES DONNEES DE L'OUVRAGE :	3
1.6 IMPLANTATION ET CARACTERISTIQUE D'ENSEMBLE DE L'OUVRAGE :.....	3
1.7 TRACE EN PLAN :	4
1.8 PROFIL EN LONG :	4
1.9 PROFIL EN TRAVERS :	5
1.10 RECUEIL DES DONNEES NATURELLES :.....	5
1.10.1 TOPOGRAPHIE :.....	5
1.10.2 GEOTECHNIQUE :.....	6
1.11 LES DIFFERENTS TYPES DE PONTS :	6
1.12 LES VARIANTES POSSIBLES :.....	7

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX 8

2.1 INTRODUCTION :	9
2.2 LE BETON :	9
2.3 ACIER :	11

CHAPITRE 3 : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE 14

3.1 INTRODUCTION :	15
3.2 ETUDE ET CHOIX DE VARIANTE :	15
3.2.1 VARIANTE : PONT A POUTRE EN BETON ARME :	15
3.2.2 VARIANTE : PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAIT :	21
3.3 CHOIX DE LA VARIANTE :	24
3.4 EVALUATIONS DES CHARGES :	25
3.4.1 LES CHARGES PERMANENTES CP :	25
3.4.2 LA CHARGE COMPLEMENTAIRE PERMANENTE CCP :	27
3.4.3 LES CHARGES ROUTIERES :	29
3.4.4 SYSTEMES DES CHARGES :	30

CHAPITRE 4 : ETUDE DU TABLIER DE L'OUVRAGE..... 43

4.1 INTRODUCTION :	44
4.2 PRESENTATION DU LOGICIEL :	44
4.3 MODELISATION :	44
4.3.1 MODELISATION DE LA POUTRE :	45
4.3.2 MODELISATION DE LA DALLE :	46
4.3.3 MODELISATION DES ENTRETOISES :	47
4.4 MODELISATION DE TABLIER :	48
4.5 DEFINITION DES DIFFERENTS CAS DE CHARGES ROUTIERES :	48
4.5.1 CHARGE DU SYSTEME Al :	48
4.5.2 CHARGES DU TROTTOIR Qtr :	49
4.5.3 CHARGES DU SYSTEME Bc UNE VOIE :	49
4.5.4 CHARGES DU SYSTEME Bc DEUX VOIES :	50
4.5.5 CHARGES DU SYSTEME Br :	50
4.5.6 CHARGES DU SYSTEME Bt UNE VOIE :	51
4.5.7 CHARGES DU SYSTEME Bt DEUX VOIES :	51

4.5.8 CHARGES DU SYSTEME Mc120 :	52
4.5.9 CHARGES DU SYSTEME D280 :	52
4.5.10 CHARGES DU SYSTEME D240 :	53
4.5.11 CHARGES DU AU VENT SUIVANT LE SENS LONGITUDINAL :	53
4.6 LES EFFORTS INTERNES DES DIFFERENTS SURCHARGES ROUTIERES :	54
4.7 COMBINAISONS DES CHARGES :	56
4.7.1 COMBINAISONS :	56
4.7.2 LES ELEMENTS DE REDUCTIONS :	56
4.8 LES EFFORTS INTERNES EXTREMES GLOBAUX.....	60
4.9 LES DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES :	61
CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DE L'HOUDIS.....	65
5.1 INTRODUCTION :	66
5.2 VALEURS DES EFFORTS INTERNES AUX ETATS LIMITES	66
5.3 PRINCIPE DE CALCUL DU FERRAILLAGE DE L'HOUDIS :	67
5.4 HYPOTHESE ET DONNEES DE CALCULS :	67
5.4.1 HYPOTHESES :	67
5.4.2 DONNEES DE CALCUL :	68
5.5. PANNEAU INTERMEDIAIRE	68
5.5.1 ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE (M_{XX}).....	68
5.5.2 ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE (M_{YY}).....	71
5.6 PANNEAU DE RIVE :	74
5.7 CONDITION RELATIVE A LA NON-UTILISATION D'ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT	74
5.8 VERIFICATION AU POINÇONNEMENT SOUS CHARGE LOCALISEE	77
5.9 CONDITION DE NON FRAGILITE	78
5.10 DISPOSITION DES ARMATURES DANS LE HOUDIS	79
5.11 DESSIN DU FERRAILLAGE.....	80
5.11.1 HOUDIS INTERMEDIAIRE	80
5.11.2 HOUDIS DE RIVE	80
5.12 FERRAILLAGE DES PEDALLES	81
5.12.1 DIMENSIONNEMENT.....	81
5.12.2 DESSIN DU FERRAILLAGE :	83
5.13 FERRAILLAGE DES CORNICHES :	83

5.13.1 DIMENSIONNEMENT :	83
5.13.2 DESSIN DU FERRAILLAGE :	85

CHAPITRE 6 : FERRAILLAGE DES POUTRES 86

6.1 INTRODUCTION	87
6.2 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	87
6.3 DONNEE DE CALCUL	87
6.4 FERRAILLAGE DES POUTRES	87
6.4.1 POUTRE INTERMEDIAIRE	88
6.4.2 POUTRES DE RIVE	94
6.5 ESPACEMENT ET JONCTION PAR RECOUVREMENT DES BARRES POUR TOUTES LES POUTRES :	
.....	98
6.5.1 ESPACEMENT :	98
6.5.2 JONCTION PAR RECOUVREMENT DES BARRES :	98

CHAPITRE 7 : ETUDE DE L'ENTRETOISE 100

7.1 INTRODUCTION	101
7.2 COMPORTEMENTS DE L'ENTRETOISE SOUS DIFFERENT CAS DES CHARGES	101
7.3 COMPORTEMENTS DE L'ENTRETOISE AU VERINAGE	102
7.4 FERRAILLAGE L'ENTRETOISE	105
7.4.1 EN TRAVEE	105
7.4.2 SUR APPUIS	107
7.4.3 LES ARMATURES TRANSVERSALES :	108
7.4.4 LES ARMATURES DE PEAU	109
7.4.5 ESPACEMENT DES ARMATURES	109
7.4.6 SCHEMAS DU FERRAILLAGE	109

CHAPITRE 8 : ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS..... 110

8.1 INTRODUCTION :	111
8.2 LES DIFFERENTS TYPES D'APPAREILS D'APPUIS EN ELASTOMERE :	111
8.3 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :	112

8.4 DIMENSIONNEMENT DE L'AA :	112
8.5 VERIFICATION DE L'AA :	113
8.6 BOSSAGE D'APPUI :	117

CHAPITRE 9 : ETUDE DE LA CULEE..... 118

9.1 INTRODUCTION :	119
9.2 CHOIX DE TYPE DE CULEE.....	119
9.3 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA CULEE :	120
9.4 LES CARACTERISTIQUES FONDAMENTALES DU SOL DU SITE :	122
9.5 DESCENTE DE CHARGE ET VERIFICATION DE LA STABILITE A VIDE DE LA CULEE.....	123
9.6 ETUDE DE LA CULEE	124
9.6.1 ETUDE DE LA CULEE PENDANT LA PHASE DE CONSTRUCTION :	124
9.6.2 ETUDE DE LA CULEE EN PHASE D'EXPLOITATION :	126
9.7 LES EFFORTS AGISSANT SUR LES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE :	130
9.7.1 MUR DE GARDE GREVE :	130
9.7.2 DALLE DE TRANSITION :	131
9.7.3 LE CORBEAU :	132
9.7.4 MUR EN AILE :	133
9.7.5 MUR DE FRONT :	134
9.8 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :	135
9.8.1 MUR DE GARDE GREVE :	136
9.8.2 LA DALLE DE TRANSITION :	137
9.8.3 CORBEAU :	138
9.8.4 MUR EN AILE :	139
9.8.5 MUR DE FRONT :	140
9.8.6 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :	142

CHAPITRE 10 : ETUDE ESTIMATIVE DU COUT ET DUREE DU PROJET 145

10.1 INTRODUCTION :	146
10.2 PRESENTATION DE MS PROJECT :	146
10.3 GESTION DES DELAIS :	146
10.4 GESTION DES COUTS :	146

10.5 GESTION DES RESSOURCES : 147
10.6 RESSOURCES DU PROJET : 147
10.7 PLANNING DES TRAVAUX 153

LISTE DES FIGURES :

Figure 1.1: Plan de situation du pont (google earth)	3
Figure 1.2: Implantation de l'ouvrage (googlemaps.com échelle 1/200).....	4
Figure 1.3: Tracé en plan.....	4
Figure 1.4: Profil en long	5
Figure 2.1: Diagrammes contraintes déformations	12
Figure 3.1: Coupe transversale du tablier.....	15
Figure 3.2: inclinaison du talon.....	18
Figure 3.3: Corniche en béton armé	19
Figure 3.4: Section de la poutre précontrainte	23
Figure 3.5: Vu en plan de la poutre	25
Figure 3.6: Coupe longitudinale de la poutre	25
Figure 3.7: Section transversale de la poutre	25
Figure 3.8: : Schéma de la pré dalle	26
Figure 3.9: Schéma du trottoir.....	28
Figure 3.10: Largeur roulable et largeur chargeable	29
Figure 3.11: Le Système Bc	33
Figure 3.12: Système Br.....	35
Figure 3.13: Système Bt.....	36
Figure 3.14: Système Mc120	38
Figure 3.15: Convoie type D ₂₈₀	39
Figure 3.16: Convoie type D ₂₄₀	39
Figure 3.17: Choc contre le tablier	41
Figure 4.1: Définition de la section de la poutre	45
Figure 4.2: Choix de la section de la poutre.....	46
Figure 4.3: Modélisation des poutres	46
Figure 4.4: Modélisation de la dalle.....	47
Figure 4.5: Modélisation des entretoises.....	47
Figure 4.6: Modélisation du tablier	48
Figure 4.7: Charges du système A(l).....	48
Figure 4.8: Charges du trottoir Q _{tr} :.....	49
Figure 4.9: Charges du système Bc1v.....	49
Figure 4.10: Charges du système Bc2v.....	50

Figure 4.11: Charges du système Br	50
Figure 4.12: Charges du système Bt1v.....	51
Figure 4.13: Charges du système Bt2v.....	51
Figure 4.14: Charges du système Mc120	52
Figure 4.15: Charges du système D ₂₈₀	52
Figure 4.16: Charges du système D ₂₄₀	53
Figure 4.17: Charge dû au vent	53
Figure 4.18: Diagramme des moments pour les poutres de rives dû au système D ₂₄₀ à l'ELS	61
Figure 4.19: Diagramme des efforts tranchants pour les poutres de rives dû au système Bc2v à l'ELS	61
Figure 4.20: Diagramme des moments pour les poutres intermédiaires dû au système D ₂₄₀ à l'ELS	62
Figure 4.21: Diagramme des efforts tranchants pour les poutres intermédiaires dû au système D ₂₄₀ à l'ELS.....	62
Figure 4.22: Diagramme des moments pour les poutres de rives dû au système D ₂₄₀ à l'ELU	63
Figure 4.23: Diagramme des efforts tranchants pour les poutres de rives dû au système Bc2v à l'ELU.....	63
Figure 4.24: Diagramme des moments pour les poutres intermédiaires dû au système D ₂₄₀ à l'ELU.....	64
Figure 4.25: Diagramme des efforts tranchants pour les poutres intermédiaires dû au système D ₂₄₀ à l'ELU	64
Figure 5.1: Cartographie du moment longitudinal en travée (ELU Br)	68
Figure 5.2: Cartographie du moment longitudinal sur appuis (ELU Bt2v)	70
Figure 5.3: Cartographie du moment transversal en travée (ELU D ₂₄₀)	71
Figure 5.4: Cartographie du moment transversal sur appuis (ELU Bc2v).....	73
Figure 5.5: Cartographie de l'effort tranchant (ELU Br)	75
Figure 5.6: Cartographie de l'effort tranchant (ELU Bt1v)	76
Figure 5.7: Ferrailage intermédiaire.....	80
Figure 5.8: Ferrailage de rive	80
Figure 5.9: Schémas statique de la prédalle	81
Figure 5.10: Ferrailage du prédalle	83
Figure 5.11: Schémas statique de la corniche	83
Figure 5.12: Ferrailage de la corniche.....	85
Figure 6.1: Section en Té du tablier (Poutre + Dalle)	88

Figure 6.2: Dessin du ferrailage	94
Figure 6.3: Dessin du ferrailage	98
Figure 7.1: Vérinage du tablier	102
Figure 7.2: Moment dû au vérinage à l'ELS	103
Figure 7.3: Effort tranchant dû au vérinage à l'ELS	103
Figure 7.4: Moment dû au vérinage à l'ELU	104
Figure 7.5: Effort tranchant dû au vérinage à l'ELU	104
Figure 7.6: Section en T _e du tablier (Entretoise + Dalle)	105
Figure 7.7: Ferrailage de l'entretoise	109
Figure 8.1: Appareil d'appuis en élastomère fretté de type B.....	112
Figure 8.2: L'appareil d'appuis adopté	117
Figure 8.3: Ferrailage de dé d'appuis.....	117
Figure 9.1: Culée remblayée en 3D.....	120
Figure 9.2: les dimensions d'un mur en aile	121
Figure 9.3: Dimensions géométriques de la culée.....	122
Figure 9.4: Diagramme des efforts.....	130
Figure 9.5: Schémas statique de la dalle de transition	131
Figure 9.6: Schémas statique de la dalle de transition	132
Figure 9.7: Schémas statique du corbeau	132
Figure 9.8: Décomposition du mur en ail.....	133
Figure 9.9: ferrailage du mur de garde grève	136
Figure 9.10: ferrailage de la dalle de transition.....	138
Figure 9.11: ferrailage du corbeau (coupe transversale).....	139
Figure 9.12: ferrailage du mur en aile	140
Figure 9.13: ferrailage du mur de front	142
Figure 9.14: ferrailage de la semelle	144
Figure 10.1: Rapport synthétique du coût des ressources	152
Figure 10.2: Flux de trésorerie	152
Figure 10.3: Diagramme de suivi Gant	153

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau 2.1: Résistance caractéristique à la traction.....	9
Tableau 2.2: Contraintes admissibles à l'ELU.....	10
Tableau 2.3: Contraintes admissibles à la compression.....	11
Tableau 2.4: Modules de déformations du béton	11
Tableau 2.5: Cas de fissuration peu préjudiciable.....	12
Tableau 2.6: Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.....	13
Tableau 3.1: Portées des poutres utilisées	16
Tableau 3.2: Nombre de poutre en fonction de la largeur du tablier.....	16
Tableau 3.3: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des éléments du tablier en B.A ..	21
Tableau 3.4: Tableau récapitulatif de pré dimensionnement des éléments du tablier en B.P ..	24
Tableau 3.5: Tableau récapitulatif des charges permanentes	27
Tableau 3.6: Tableau récapitulatif des charges complémentaires permanentes.....	28
Tableau 3.7: Classe des ponts routes.....	30
Tableau 3.8: Coefficient a_1 de dégressivité transversale de la charge	31
Tableau 3.9: Valeur de V_0	31
Tableau 3.10: Coefficients b_c	33
Tableau 3.11: Coefficient du système b_t	36
Tableau 3.12: Récapitulatif des charges routières.....	42
Tableau 4.1: Résultats des efforts internes des surcharges routières sur la poutre 1	54
Tableau 4.2: Résultats des efforts internes des surcharges routières sur la poutre 2	54
Tableau 4.3: Résultats des efforts internes des surcharges routières sur la poutre 3	55
Tableau 4.4: Résultats des efforts internes des surcharges routières sur la poutre 4	55
Tableau 4.5: Valeurs des coefficients de pondérations	56
Tableau 4.6: Combinaisons de charges à ELS et ELU.....	56
Tableau 4.7: Résultats des éléments de réductions sur les poutres de rives à l'ELS	57
Tableau 4.8: Résultats des éléments de réductions sur les poutres intermédiaires à l'ELS	58
Tableau 4.9: Résultats des éléments de réductions sur les poutres de rives à l'ELU.....	59
Tableau 4.10: Résultats des éléments de réductions sur les poutres intermédiaires à l'ELU ..	60
Tableau 4.11: récapitulative des efforts internes extrêmes globaux	61
Tableau 5.1: Résultats récapitulatifs des efforts internes donnés par Robot à l'ELS	66
Tableau 5.2: Résultats récapitulatifs des efforts internes donnés par Robot à l'ELU.....	67
Tableau 5.3: Les moments de calcul à l'ELU	68

Tableau 5.4: Les moments de calcul à l'ELS.....	69
Tableau 5.5: Les paramètres de calcul	70
Tableau 5.6: Les paramètres de calcul	72
Tableau 5.7: Les paramètres de calcul	73
Tableau 5.8: Récapitulative des armatures de l'hourdis intermédiaire	74
Tableau 5.9: Les armatures du panneau de rive	74
Tableau 5.10: Les paramètres de calcul	82
Tableau 5.11: Les paramètres de calcul	84
Tableau 5.12: Résultat récapitulatif du ferrailage du corniche	84
Tableau 6.1: Moment de calcul à l'ELU	87
Tableau 6.2: Moment de calcul à l'ELS.....	89
Tableau 6.3: Paramètre de calcul	91
Tableau 6.4: Résultats récapitulatif du ferrailage.....	93
Tableau 6.5: Résultats récapitulatifs des armatures transversales.....	94
Tableau 6.6: Paramètre de calcul	95
Tableau 6.7: Paramètre de calcul	96
Tableau 6.8: Résultats récapitulatif du ferrailage.....	97
Tableau 6.9: Résultats récapitulatifs des armatures transversales.....	97
Tableau 6.10: Longueur de recouvrement.....	99
Tableau 7.1: Résultats des efforts internes à l'ELS	101
Tableau 7.2: Résultats des efforts internes à l'ELU	102
Tableau 7.3: Résultats les efforts internes au vérinage	104
Tableau 7.4: Résultats récapitulatif du ferrailage de l'entretoise.....	107
Tableau 7.5: Résultats récapitulatifs des armatures transversales.....	109
Tableau 8.1: les différents types d'appareils d'appuis	111
Tableau 9.1: Descente de charge de la culée à vide	123
Tableau 9.2: Vérification de la stabilité de la culée en construction avec remblai	125
Tableau 9.3: Les efforts sollicitant la culée à l'ELS	127
Tableau 9.4: Les efforts sollicitant la culée à l'ELU.....	128
Tableau 9.5: Les efforts sollicitant la culée à l'état accidentel	129
Tableau 9.6: Les efforts sollicitant le mur en aile	134
Tableau 9.7: Les efforts sollicitant le mur de front à l'ELS.....	134
Tableau 9.8: Les efforts sollicitant le mur de front à l'ELU	135
Tableau 9.9: Les paramètres de calcul	137

Tableau 9.10: Récapitulative des armatures de la dalle de transition	137
Tableau 9.11: Tableau récapitulatif du ferrailage des armatures	139
Tableau 9.12: Les paramètres de calcul	140
Tableau 10.1: tableau récapitulatif des ressources	147
Tableau 10.2: tableau récapitulatif du coût global de chaque tâche.....	150
Tableau 10.3: tableau récapitulatif du coût final du projet.....	152

Introduction générale

Dans les programmes ambitieux lancés par les autorités publiques dans le cadre du développement du réseau d'infrastructures, la rénovation et la substitution des anciens ouvrages consumer de la wilaya de Tiaret, des spécialistes du domaine sont appelés à proposer des solutions efficaces et durables.

La wilaya de Tiaret fait partie de la région des hauts plateaux. Elle est située au Nord-Ouest d'Algérie et elle est limitée au nord par la wilaya de Tissemsilt et Relizane, au sud par la wilaya de Laghouat et El Bayadh, à l'est par la wilaya de Djelfa, à l'ouest par la wilaya de Saida et au nord-ouest par la wilaya de Mascara

La ville de Tiaret est située à 1 080 m d'altitude sur le mont du Gezoul qui fait partie de la chaîne de l'Atlas tellien. Le Chef-lieu de la wilaya est situé à 361 km à l'Ouest de la capitale, Alger. Elle s'étend sur une superficie de 20 050 km².

La région de Tiaret est a priori peu concernée par les risques sismiques. Les cartes montrent que la région a été touchée, de septembre 1973 à juillet 2006, par un nombre très restreint de séismes, d'amplitude faible à modérée. D'après le RPA 99 version 2003, la région de Tiaret est située dans la zone de faible sismicité (Zone I).

Ce projet d'étude a pour objectif d'anticiper des solutions qui pourront être envisagées pour le remplacement de l'ouvrage d'art à l'intersection de la RN23 et le CW11 dans la wilaya de Tiaret. Le projet consiste en la réalisation d'un pont, qui s'avère très complexe et nécessite inéluctablement l'intervention des ingénieurs. L'ingénieur, par ses compétences et son expertise est appelé à concevoir et proposer des solutions qui répondent aux besoins et exigences de son environnement économique suivant une méthode bien définit.

Par conséquent ce travail sera structuré en premier lieu par des choix justifiés des variantes, leur conception, la modélisation par logiciel, le calcul des éléments structuraux et en second lieu la planification des travaux et le coût du projet afin de contribuer à la maîtrise de la démarche pour la conception des ponts.

Chapitre 1 : Introduction et Présentation de projet

1.1 Introduction :

Par définition, un pont est un ouvrage d'art relevant du domaine du génie civil. C'est une construction qui permet de franchir un obstacle, qu'il soit naturel (cours d'eau ou un grand creux dans le sol) ou artificiel (route, chemin de fer ... etc.). La voie portée peut être un pont routier, un pont ferroviaire ou passerelle.

Le concepteur d'ouvrages, par son expérience et son savoir-faire doit faire un choix dans la conception visant la sécurité, l'économie, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation en tenant toujours compte des contraintes naturelles et exigences fonctionnelles du projet. Après la proposition des variantes issues de la réflexion du concepteur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante en fonction des moyens disponibles.

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à l'étude d'un ouvrage d'art qui semble le mieux adapté aux contraintes naturelles, fonctionnelles et financières pour le site considéré.

Nous allons commencer par présenter les données de base du projet, ensuite nous passerons à l'implantation du pont tout en améliorant le tracé routier déjà en service, par la suite nous présenterons les contraintes fonctionnelles afin de caler l'ouvrage.

Enfin, nous allons choisir les variantes qui semblent compétitives et qui feront l'objet d'étude du projet.

1.2 Préambule :

Dans le but de maintenir la fluidité de la circulation et compte tenu de l'état de fatigue et la dégradation avancée du pont existant, la projection et la conception d'un nouvel ouvrage s'avère nécessaire.

1.3 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage se situe à l'intersection de la route nationale RN23 et le chemin de wilaya CW11 dans la ville de Tiaret.

L'ouvrage existant présente une largeur de 10m et une longueur approximative de 25m en une seule travée et deux culées à ses extrémités. L'ouvrage qui sera projeté conservera les mêmes données.



Figure 1.1: Plan de situation du pont (google earth)

1.4 Contrainte et exigence fonctionnelle :

Le pont à réaliser servira comme franchissement du chemin de wilaya CW11. Ses caractéristiques géométriques restent les mêmes, ainsi :

- Le gabarit du pont doit permettre le passage des camions chargés sans risque de collision. La hauteur totale du camion en tenant compte du chargement ne dépasse pas les 5m. Par la suite on prend gabarit de **5.25m**.
- Une protection des culées est indispensable afin d'éviter ou diminuer les effets du choc, en cas d'accident, de ce fait le pont sera à une travée.

1.5 Recueil des données de l'ouvrage :

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions.

1.6 Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage :

L'implantation de l'ouvrage doit être examinée avec soin. Une bonne collaboration doit s'instaurer entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art. En milieu urbain, les contraintes sont souvent déterminantes pour la conception.

Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiés afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix du type d'ouvrage.

Pour notre projet, l'ouvrage sera implanté au même endroit que l'ancien pont.

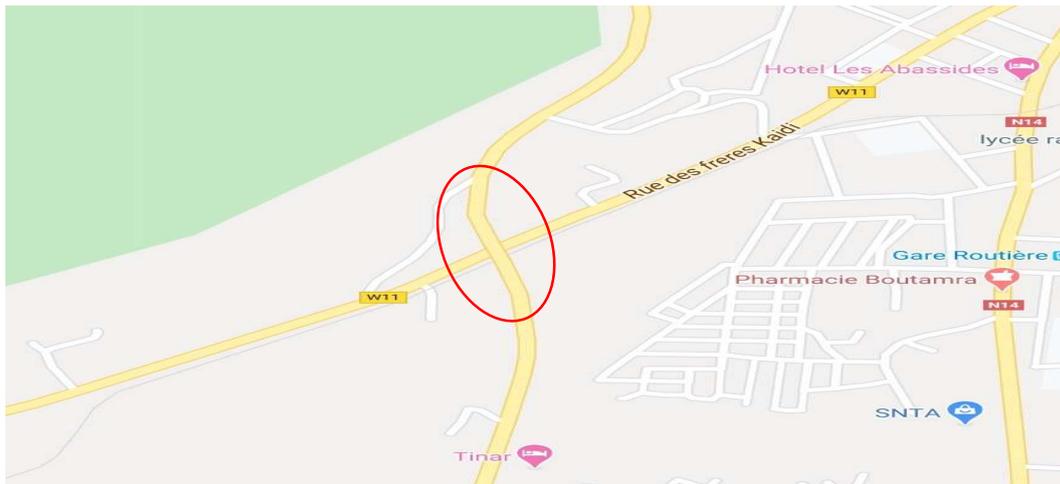


Figure 1.2: Implantation de l'ouvrage (googlemaps.com échelle 1/200)

1.7 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la projection sur un plan horizontal de l'axe de la chaussée. C'est une succession de droites, d'arcs de cercle et de courbes de raccordement. C'est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée. Il définit aussi les ouvrages droits, biais et courbes.

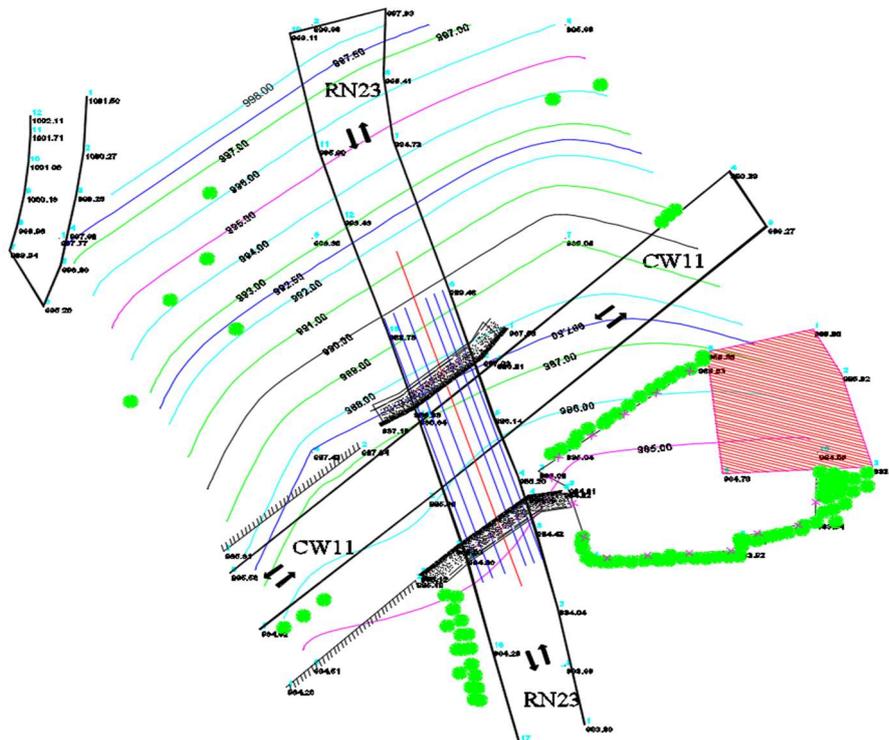


Figure 1.3: Tracé en plan

1.8 Profil en long :

C'est la ligne située sur l'estrade de l'ouvrage qui définit en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte des nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi.



Axe : PONT

Profil dessiné par AutoPISTE

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/1000

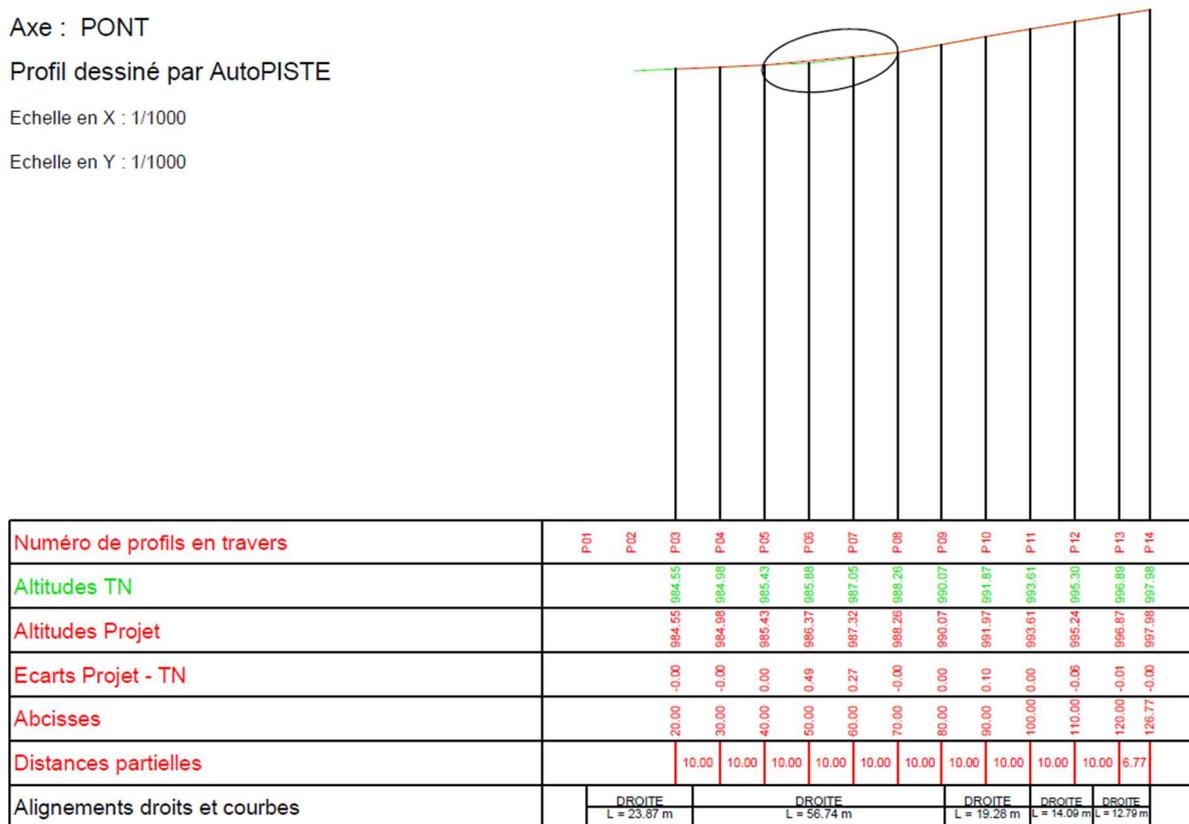


Figure 1.4: Profil en long

1.9 Profil en travers :

Il définit la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Les pentes transversales de la chaussée ont une valeur variante entre 0 et 2%. (Figure 3.1 : Coupe transversale du tablier)

- La largeur du pont 10.0m.
- Largeur roulable $L_r = 8m$.
- Deux trottoirs de 1m chacun.
- Nombre de voies de circulations = 2 voies.
- La pente = 2 %.

1.10 Recueil des données naturelles :

La visite du site par l'ingénieur est une étape cruciale du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après :

1.10.1 Topographie :

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

Le pont se trouve au croisement de la RN23 et le CW11 et peut être repéré par le GPS par les coordonnées suivantes :

- Abscisse = 346100.56 m Est
- Ordonnée = 3914440.03 m Nord

1.10.2 Géotechnique :

Ces sont des données qui concernent la nature du sol et constituent une étape décisive pour le choix du type de fondations à adopter (Semelles isolées, filantes, semi profondes ou profondes). Par manque de données géotechnique on suppose que le sol d'assise est bon.

1.11 Les différents types de ponts :

- Ponts métalliques ou mixtes :

Les structures en métalliques ont plusieurs avantages, à savoir :

La légèreté de la structure, ce qui implique aussi une économie aux appuis et aux fondations, en plus de la facilité de conception architecturale.

Cependant ce type de pont ne peut être envisagé dans notre cas à cause de l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages. Ce type de pont demande une main d'œuvre qualifier. La déformation sous des chocs ou autres effets dynamiques et aussi le coût très élevé de l'acier défavorise ce type de pont.

- Pont à poutre en béton armé :

Les ponts à poutres en béton armé économisent énormément de la matière. Leurs mises en œuvre et entretien sont faciles, cependant la main d'œuvre reste coûteuse, la portée peut aller de 10 à 30m de longueur, il est économique pour des portées allant de 15 à 25 m. les ponts à poutres sont du point de vue architecturale plus ou moins esthétique vu l'épaisseur importante de la dalle.

- Ponts à poutres continues en béton précontraint :

Il présente l'avantage de suppression des joints entre travées, ce qui augmente le confort de l'utilisateur, on peut avoir aussi des portées plus importantes et donc la réduction du nombre d'appuis qui ont un coût assez important. Par contre il nécessite une main d'œuvre très qualifiées et donc coûteuses.

- Pont à poutres préfabriquées indépendantes en béton précontraint :

Il est le plus répandu dans le domaine des ouvrages d'art, ses avantages sont :

La réduction du temps de construction (La préfabrication des poutres en même temps que la réalisation des appuis), Une faible sensibilité aux tassements des appuis une économie due à la préfabrication des poutres et de l'exécution de l'hourdi coulé sur les prédalles.

Néanmoins, il a des inconvénients :

La présence des joints de chaussée. Des portées très importantes allant de 25m à 50m et il n'est économique que pour des portées comprises entre 30 et 40m et pour des piles de faible hauteur. Incertitude des déformations différées des poutres par fluage du béton et relaxation des armatures de précontrainte. Nécessité d'un matériel de mise en place, des poutres très coûteux et d'une main d'œuvre qualifiée.

1.12 Les variantes possibles :

A l'issue de l'étude des différents types des ponts et compte tenu des critères fonctionnelles, mécaniques et économiques, nous avons procédé à l'élimination de :

- Ponts métalliques ou mixtes : vu le coût de l'acier et les surcoûts importants de l'entretien des ouvrages métalliques, ces derniers sont à écarter ;
- Ponts à poutres préfabriquée indépendante en béton précontraint : ce type de pont est hors gabarit par rapport à notre projet.

Ainsi nous avons retenus les variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont à poutre en béton armé ;
- Variante 2 : Pont à poutre en béton précontraint.

Nous retenons ces deux variantes car ils s'intègrent mieux et répondent le plus aux critères de notre projet.

Chapitre 2 : Caractéristique des matériaux

2.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous présenterons les différentes caractéristiques des matériaux acier et béton que nous utiliserons pour notre projet. Ces caractéristiques sont conformes au règlement en vigueur à savoir les Règles BAEL 91 révisées 99. [1]

2.2 Le béton :

Le béton est un matériau de construction formé par un mélange de granulats, de sable et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment), éventuellement complété par des adjuvants et des additions.

Hypothèses :

- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .
- Le béton est dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325.
- Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma_b = 2.5t/m^3$.
- La résistance caractéristique à la compression :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs de résistance que : $f_{cj} = 1.1f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et sa résistance f_{c2} ne dépasse pas 40MPa. [1]

Dans notre projet on prend :

- $f_{c28} = 35\text{MPa}$ Pour le calcul du tablier ;
- $f_{c2} = 30\text{MPa}$ Pour le calcul de la culée et de la fondation.
- La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} \quad \text{Valable pour } f_{cj} < 60\text{MPa}$$

Tableau 2.1: Résistance caractéristique à la traction

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)
35	2.7
30	2.4

- Contraintes admissibles :

On se fixe une valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible notée : σ_{bc}

- Contrainte admissible à la compression (E.L.U) :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

σ_{bc} est la valeur de calcul de la contrainte du béton.

Le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$ Si durée >24 h
- $\theta = 0.9$ Si 1 h > durée < 24 h.
- $\theta = 0.85$ Si durée < 1h
- $\gamma_b = 1.5$ Situations durables ou transitoires
- $\gamma_b = 1.15$ Situations accidentelles

Tableau 2.2: Contraintes admissibles à l'ELU

f_{c28} (MPa)	θ	γ_b	σ_{bc} (MPa)
35	1	1.5	19.83
		1.15	25.87
	0.9	1.5	22.04
		1.15	28.74
	0.85	1.5	23.33
		1.15	30.43
30	1	1.5	17
		1.15	22.17
	0.9	1.5	18.89
		1.15	24.64
	0.85	1.5	20
		1.15	26.09

Dans le cas des ponts-routes et sauf indications contraires du marché, les durées probables d'application des charges d'exploitation ou des charges de vent, avec leurs valeurs caractéristiques, sont présumées inférieures à 1 heure. [2]

En pratique, généralement les charges sont appliquées au-delà de 3 mois donc nous retenons les valeurs de la contrainte admissible pour $\theta=1$.

- Contraintes admissibles à la compression (E.L.S) :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Tableau 2.3: Contraintes admissibles à la compression

f_{c28} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
35	21
30	18

- Module de déformation longitudinale du béton E :
- Module de déformation instantanée

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures on admet à défaut de mesure, qu'à l'âge de j jour :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée

Il permet de calculer la déformation finale du béton

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

- Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

- Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur. $\nu=0,2$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu=0$ pour un béton fissuré (ELU).

Tableau 2.4: Modules de déformations du béton

f_{c28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)	G (MPa)
35	35981.73	12102.95	14992.39
30	34179.56	11496.76	14241.48

2.3 Acier :

L'acier est le matériau qui reprend les efforts de traction dans les ouvrages en béton armé.

Hypothèse :

- Acier de haute adhérence de classe FeE50, FeE40

- Limite d'élasticité 500 et 400 MPa
- Dans les calculs relatifs à l'ELU
- $\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{en situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{en situation durable} \end{cases}$
- Module d'élasticité de l'acier :

$$E = 2.10^5 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite de traction :

En fissuration peu préjudiciable : $\sigma_s \leq fe/\gamma_s$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(2/3 fe ; \max(0.5fe ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}))$

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(0.5fe ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec :

$\eta = 1$ Treillis soudés et ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Aciers à haute adhérence.

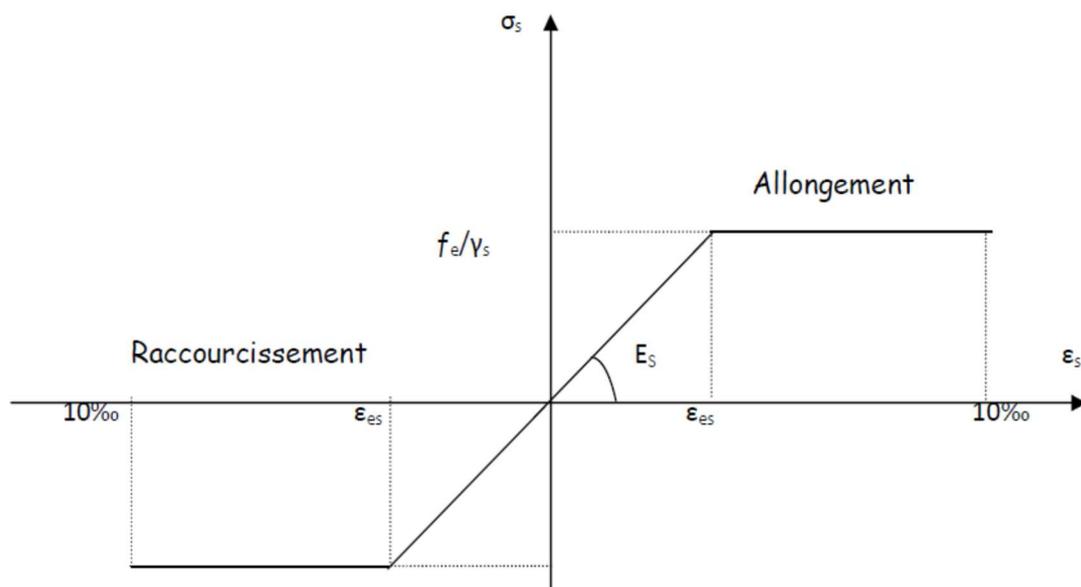


Figure 2.1: Diagrammes contraintes déformations

Tableau 2.5: Cas de fissuration peu préjudiciable

Fe50 (MPa)	γ_s	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
500	1	500
	1.15	434.78
400	1	400
	1.15	347.83

Tableau 2.6: Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Fe (Mpa)	Fissuration	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	
		$f_{tj}=2.7$ (MPa)	$f_{tj}=2.1$ (MPa)
500	Préjudiciable	250	250
	Très préjudiciable	187.06	164.97
400	Préjudiciable	228.63	201.63
	Très préjudiciable	187.06	164.97

Chapitre 3 :
Prédimensionnement et
Descente de charge

3.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer la descente de charges et pré dimensionner les tabliers des deux variantes retenues pour comparaison à savoir :

- 1^{ère} variante : Pont à poutre en béton armé.
- 2^{ème} variante : Pont à poutre en béton précontraint.

Le prédimensionnement se fera selon les recommandations du SETRA.

3.2 Etude et choix de variante :

3.2.1 variante : Pont à poutre en béton armé :

Le Tablier :

Compte tenu du largeur de la chaussée, nous adoptons les mêmes caractéristiques géométriques de la chaussée. Le tablier comportera deux chaussées de (4 x 2) m, deux trottoirs de 0.80m chacun et 0.20m de part et d'autre pour la pose des corniches d'où le tablier totalise une largeur de 10m.

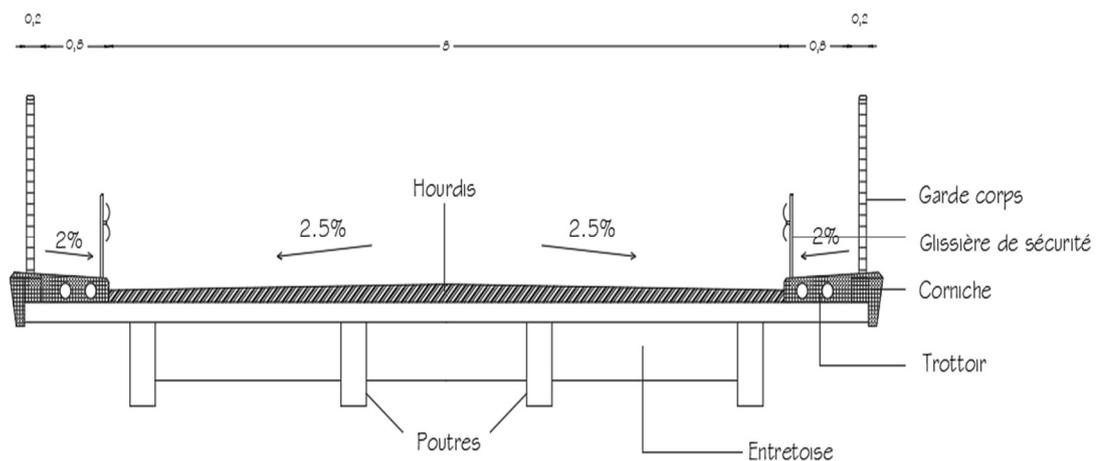


Figure 3.1: Coupe transversale du tablier

3.2.1.1 La hauteur de la poutre :

La hauteur de poutre varié entre $L/17$ et $L/15$ avec L la portée réelle de la poutre soit :

$$\frac{25}{17} \leq Hp \leq \frac{25}{15} \Rightarrow 1.47 \leq Hp \leq 1.66$$

Nous retenons la hauteur de la poutre $Hp = 1.5m$.

- Choix du type de poutre :

D'après le guide SETRA [3]

Tableau 3.1: Portées des poutres utilisées

Portées (m)	10	12	15	20	25	30	35
Rectangle							
I constant							
I variable							

 Domaine d'emploi courant

 Extension du domaine d'emploi.

Pour les poutres rectangulaires, l'extension à 20 mètres est possible en jumelant les poutres.

Nous retenons le type de poutre en I variable avec épaissement rectangulaire aux abouts.

Le recours à ce type de poutre devient nécessaire si le cumul des contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant et la torsion n'autorise plus le choix d'une âme d'épaisseur constante.

- Nombre et espacement des poutres :

Le tableau ci-dessous donne le nombre minimal de poutres en fonction de la largeur du tablier.

Tableau 3.2: Nombre de poutre en fonctionne de la largeur du tablier

$l_{\text{tablier}}(m)$	<6	6-9	9-11	11-14
Nombres des poutres	2	3	4	5

Dans notre cas nous avons un tablier de 10m de large donc nous prenons le nombre de poutres $N_p = 4$.

L'espacement entre les poutres (l'entraxe des poutres) peut être déterminer de la manière suivante :

$$E = \frac{l_t}{N_p} = \frac{10}{4} = 2.5m$$

- Section de la poutre :
- L'âme :

L'âme doit assurer la résistance aux efforts tranchants et permettre une bonne mise en place du béton : Pour cela on adopte $e_a = 30\text{cm}$ (pour faciliter la pose des armatures). L'épaisseur de l'âme reste constante en travée et serait variable linéairement de part et d'autre sur un mètre jusqu'à la section rectangulaire de la poutre.

- Largeur du talon :

La largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$b_t = \frac{lL^2}{H_p^2 K}$$

b_t : largeur du talon

l : Largeur du tablier

L : portée de la poutre

H_p : Hauteur de la poutre

K : coefficient sans dimension ($950 \leq K \leq 1200$) ; nous prenons $K=1200$

$$b_t = \frac{10 \times 25^2}{1.50^2 \times 1200} = 2.314m$$

Donc pour une poutre, la largeur du talon sera :

$$b_t = \frac{2.314}{4} = 0.578m$$

La largeur des talons varie de 0.60 à 0.90 m lorsque la distance entre axes des poutres varie de 2.50 m à 4.00 m.

Donc nous prenons : $b_t = 0.60m$.

- La hauteur du talon :

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0.10 et 0.20 mètre pour des largeurs de talons variant de 0.60 à 0.90 mètre.

On prend $h_2=15cm$.

Le pan incliné du talon doit être favorable à une bonne mise en œuvre du béton.

Ainsi, dans le schéma ci-dessous, la tangente de l'angle α est normalement comprise entre 1 et 1.5 et il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure.

On prend $tg\alpha = 1.48$

$$tg\alpha = \frac{y}{x} \Rightarrow y = xtg\alpha$$

Avec :

$$x = \frac{(b_t - e_a)}{2} = \frac{(0.60 - 0.30)}{2} = 0.15$$

$$y = 0.15 \times 1.48 = 0.22m$$

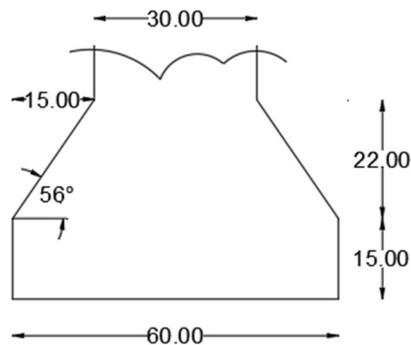


Figure 3.2: inclinaison du talon

3.2.1.2 Les hourdis :

L'épaisseur du hourdis est généralement comprise entre 18 et 20 cm, selon l'espacement des poutres. Il fait l'objet de justifications en tant que plaque fléchie et vis-à-vis du poinçonnement par des charges locales. Nous prenons alors une épaisseur **de 20 cm**.

3.2.1.3 Abouts :

L'extrémité des poutres, encore appelée zone d'about, est une zone relativement complexe, s'y trouvent en effet la jonction avec les entretoises et la zone d'appui sur le chevêtre ou culée par l'intermédiaire d'un appareil d'appui. Sa **longueur « d » varie de 0.50 à 0.60 m**.

Nous prenons $d=0.50m$.

3.2.1.4 Entretoises :

Les entretoises sont des éléments transversaux destinées principalement à rigidifier le tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux. En outre au niveau des culées elles ont pour rôles d'assurer une bonne tenue des joints de chaussées notamment vis-à-vis des déformations verticales du tablier, elles assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent aussi de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

Leurs largeurs varient de l'ordre de 0.25 à 0.40m.

Nous prenons une largeur **de 0.4m**

La hauteur varie entre : $0.6Hp \leq h_E \leq 0.9Hp$

$0.6 \times 1.5 \leq h_E \leq 0.9 \times 1.5 \Rightarrow 0.9 \leq h_E \leq 1.35$

Nous prenons **$h_E = 1m$** .

La longueur de l'entretoise :

$L_E = E - 2 \times 0.30$ avec $E = 2.5m$

$L_E = 1.9m$

3.2.1.5 Prédalles :

Élément de construction préfabriqué en béton armé de faible épaisseur (de 5 à 12 cm) pour une largeur d'environ 2.50 m. Les prédalles servent à la fois de coffrage et d'armature pour les dalles

pleines en béton : elles sont complétées par un béton coulé sur le chantier, de façon à constituer des dalles dont l'épaisseur totale varie, selon leur portée, de 16 à 20 cm.

Nous retenons une épaisseur de 6 cm pour une longueur de 2 mètres pour les poutres intermédiaires et 1 mètres pour les poutres de rives.

3.2.1.6 Les équipements d'un pont :

- Définition :

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue.

Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement). [4]

- Corniche :

Les corniches ont pour fonctions d'habiller et de protéger les bords du tablier, donc de masquer d'éventuelles imperfections et salure dans le temps, en un mot, de couronner et de souligner favorablement la continuité du profil en long. En plus de ces fonctions elles doivent également servir de lamier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur le parement. Il est prédimensionné suivant les prescriptions du Fascicule 65 A. [5]

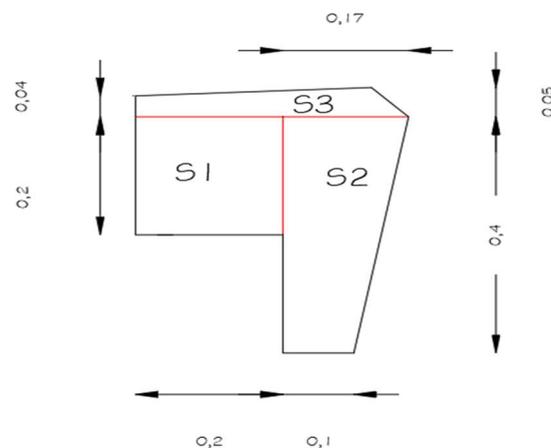


Figure 3.3: Corniche en béton armé

- Trottoir :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules.

Leur surélévation est comprise entre 10 et 20 cm par rapport à la voie de circulation. Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue :

- Les trottoirs sur caniveau ;
- Les trottoirs en béton maigre ;
- Les trottoirs par décrochement de la dalle de la couverture.

Pour notre projet on prendra un trottoir sur caniveau de 20 cm d'épaisseur.

- Les dispositifs de retenue :
 - Garde-corps :

Les garde-corps ont pour rôles de protéger les piétons. Leur choix doit satisfaire à la fois des critères de sécurité et d'esthétique. Ils sont classés en trois catégories suivantes :

- Les garde-corps de type S ;
- Les garde-corps de type I ;
- Les garde-corps de type U.

Nous retenons le garde-corps de type I.

- Glissière de sécurité :

Les glissières ont pour rôles de sécuriser les piétons sur le trottoir et aussi d'empêcher la sortie de route des véhicules.

- Etanchéité :

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérant au support, de feuilles, préfabriquées ou non. [6]

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes à savoir :

- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement.
- La durabilité.

Dans notre projet on prendra les chapes épaisses de 3 cm à base d'asphalte coulé à 200°C.

- Couche de roulement :

La couche de roulement doit présenter un bon confort et offrir une bonne adhérence entre le pneu et la chaussée.

Généralement cette couche est comprise entre 5 et 10cm de béton bitumineux.

Nous prendrons pour notre projet une couche de 8cm d'épaisseur.

Tableau 3.3: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des éléments du tablier en B.A

Éléments	Dimensions en mètre (m)		
Poutre	Nombre	4	
	Espacement	2.5	
	Hauteur	1.5	
	Épaisseur âme	0.3	
	Largeur talon	0.6	
	Hauteur talon	Inferieur	0.37
		Supérieur	0.2
Hourdis	Epaisseur	0.2	
Prédalle	Epaisseur	0.06	
	Longueur	De rive	1
		Intermédiaire	2
Entretoise	Nombre	2	
	Hauteur	1	
	Longueur	1.9	
	Largeur	0.4	
Éléments de trottoir	Longueur totale	1	

3.2.2 Variante : Pont à poutre en béton précontraint :

Le tablier sera réalisé avec des poutres en béton précontraint par post tension solidarisée par une dalle coulée sur place. [4].

3.2.2.1 Nombre et espacement des poutres :

Nous retenons 4 poutres sous chaussées, l'espacement entre axe des poutres est compris entre 2.5 à 4 mètres. Nous retenons l'espacement $E=3$ mètres.

3.2.2.2 La hauteur du tablier :

La hauteur du tablier se situe aux environs de :

$$\frac{1}{22} \leq H_t \leq \frac{1}{15}$$

$1.13 \leq H_t \leq 1.66$ On prend $H_t = 1.5m$

3.2.2.2.1 La hauteur de la poutre :

La hauteur de la poutre se déduira du choix adopté pour l'épaisseur du hourdis et de la hauteur totale du tablier en retranchant l'épaisseur du hourdis. On prend une épaisseur de 20cm. Ce qui résume notre hauteur de poutre $H_p = 1.30\text{m}$

3.2.2.2.2 Section de la poutre :

La section de la poutre est :

- En « T » aux abouts, pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe.
- En « I » au milieu, pour alléger le poids de la poutre.
- Largeur de la table de compression :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

Ce qui nous donne $l_{tc} \geq 0.6xH_p$

$$l_{tc} \geq 0.6x1.3 \geq 0.78$$

Nous prenons $l_{tc} = 1\text{m}$

- Epaisseur de la table de compression :

L'épaisseur de la table de compression est de 10 cm au minimum. Dans notre cas, nous prenons : $e_{tc} = 10\text{ cm}$.

- Gousset de la table de compression :
- Epaisseur e_1 :

La face inférieure de la table de compression doit avoir une légère pente variant de 1/10 à 1/15.

Soit : $e_1 = 6\text{cm}$

- Epaisseur e_2 :

Les dimensions sont voisines de 0.15x0.15 mètres avec une inclinaison sensiblement de 45°.

Soit : $e_1 = 15\text{cm}$

- Epaisseur de l'âme :

Compte tenu des diamètres des conduits des câbles de précontraint, nous adapterons une épaisseur de **30cm**.

- Largeur du talon

La largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$b_t = \frac{lL^2}{H_p^2 K} \quad [4]$$

Avec : $1100 \leq k \leq 1300$

On prend $K = 1200$

$$b_t = \frac{10 \times 25^2}{1.3^2 \times 1200} = 3.08\text{m}$$

$$b_t = 3.08/4 = 0.77\text{m}$$

Nous prenons la largeur du talon **0.70 mètre**.

- La hauteur du talon :

Le pied de talon est généralement compris entre 0.10 et 0.20 mètre, pour cela nous choisissons 0.15 mètre.

Le gousset du talon: $1 \leq tg\theta \leq 1.5$

On prend $tg\theta = 1.5$.

$$tg\theta = \frac{y}{x} \Rightarrow y = xtg\theta$$

Avec :

$$x = \frac{(b_t - e_a)}{2} = \frac{(0.70 - 0.30)}{2} = 0.2$$

$$y = 0.2 \times 1.5 = 0.3\text{m}$$

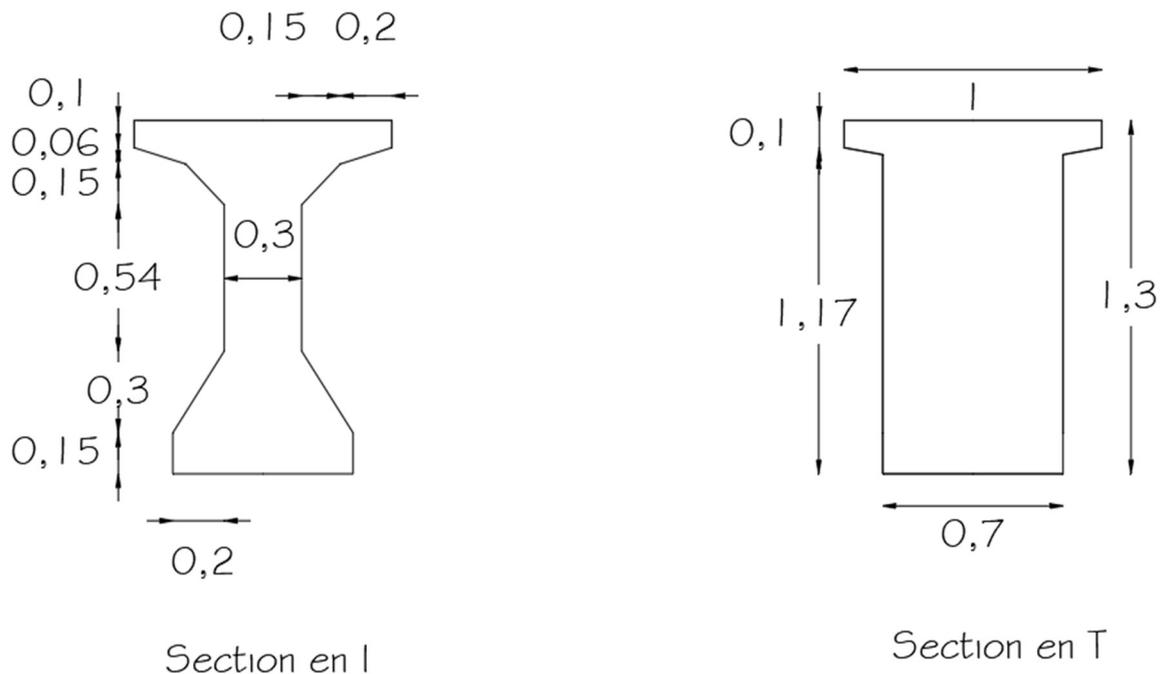


Figure 3.4: Section de la poutre précontrainte

3.2.2.2.3 Entretoises :

La hauteur varie entre : $0.6H_p \leq h_E \leq 0.9H_p$

$0.6 \times 1.3 \leq h_E \leq 0.9 \times 1.3 \Rightarrow 0.78 \leq h_E \leq 1.17$. Nous prenons $h_E = 0.90$ mètre avec une largeur de **0.4 mètre**.

3.2.2.2.4 Prédalles :

Nous utiliserons des prédalles d'épaisseurs de **6cm**, pour une longueur de **2.1 mètres**.

Tableau 3.4: Tableau récapitulatif de pré dimensionnement des éléments du tablier en B.P

Éléments	Dimensions en mètre (m)		
Poutre	Nombre	4	
	Espacement	3	
	Hauteur	1.3	
	Épaisseur âme	0.3	
	Largeur talon	0.7	
	Hauteur talon	0.37	
	Table de compression	Épaisseur	0.1
		Largeur	1
	Hauteur gousset supérieur	0.21	
Hourdis	Épaisseur	0.2	
Prédalle	Épaisseur	0.06	
	Longueur	2.1	
Entretoise	Nombre	2	
	Hauteur	0.9	
	Longueur	2.3	
	Largeur	0.4	
Éléments de trottoir	Longueur totale	1	

3.3 Choix de la variante :

Après l'analyse des deux variantes, nous retenons la **1^{ère} variante** : pont à poutres en béton armé car sa mise en œuvre et son entretien sont moins coûteux et est économique pour sa portée tant dis que le pont à poutre en béton précontraint n'est économique qu'à partir d'une portée de 30 mètres. Il nécessite un matériel de mise en place des poutres très coûteux et d'une main d'œuvre très qualifiée en plus, présente une incertitude des déformations différées des poutres par fluage du béton et relaxation des armatures de précontrainte.

3.4 Evaluations des charges :

L'objet de cette étude est de présenter l'inventaire des différents types de charges susceptibles de solliciter l'ouvrage, à savoir les charges permanentes CP, les charges complémentaires permanentes CCP et les charges routières. [7]

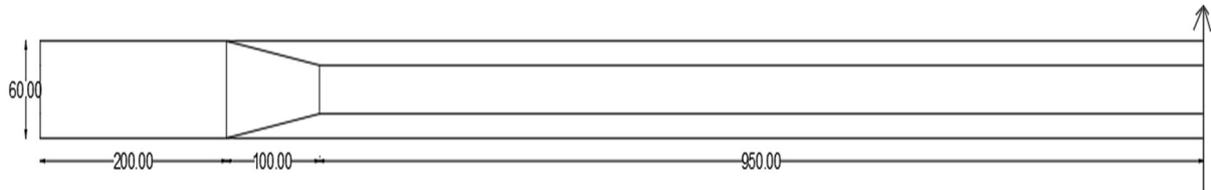


Figure 3.5: Vu en plan de la poutre

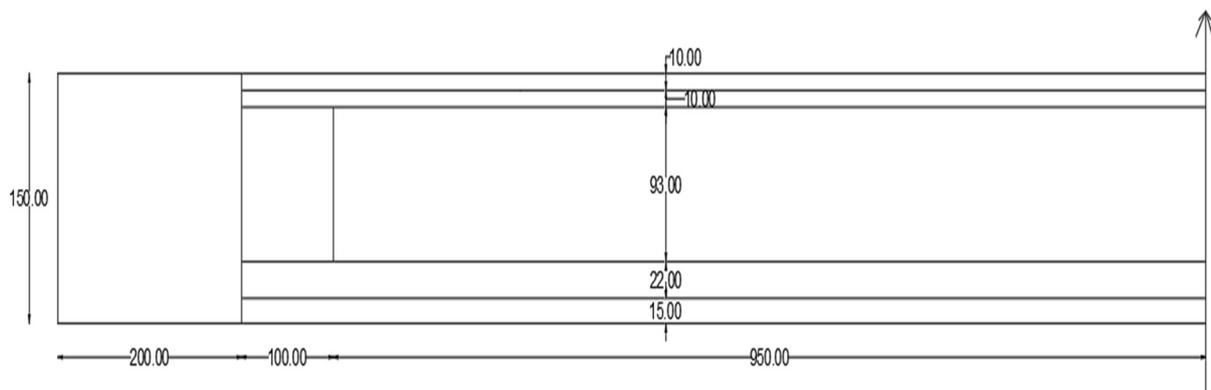


Figure 3.6: Coupe longitudinale de la poutre

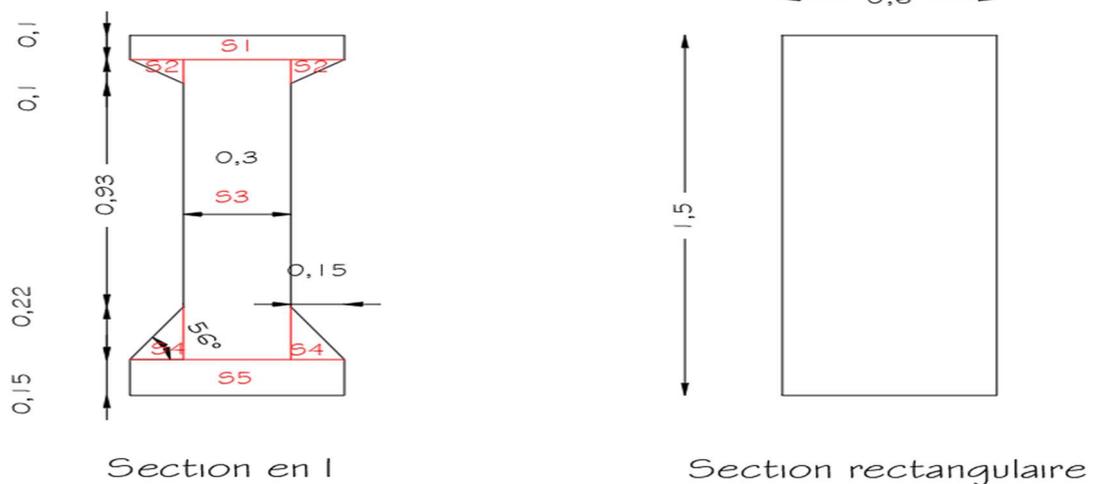


Figure 3.7: Section transversale de la poutre

3.4.1 Les charges permanentes CP :

Il s'agit du poids propre du hourdis, des pré dalles, des poutres, et les entretoises.

- Hourdis :

$$G_H = e \times l \times \gamma_b = 0.2 \times 1 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/ml}$$

$$G_H = 0.5 \times 10 \times 25 = 125 \text{ t}$$

- Pré dalles :



Figure 3.8: : Schéma de la pré dalle

- Pré dalle de rive : $\begin{cases} G_{pr1} = e \times l \times \gamma_b = 0.06 \times 1 \times 2.5 = 0.15 \text{ t/ml} \\ G_{pr} = 0.15 \times 1 \times 1 = 0.15 \text{ t} \end{cases}$

- Pré dalle intermédiaire : $\begin{cases} G_{pr2} = e \times l \times \gamma_b = 0.06 \times 1 \times 2.5 = 0.15 \text{ t/ml} \\ G_{pr2} = 0.15 \times 1 \times 2 = 0.3 \text{ t} \end{cases}$

- Poutres : $G_P = 2x(G_{P_{Si}} + G_{P_{SR}} + G_{P_{SV}})$

$G_{P_{Si}}$: poids propre de la section en I

$$G_{P_{Si}} = A_I \times L \times \gamma_b = (S1 + 2 \times S2 + S3 + 2 \times S4 + S5) \times L \times \gamma_b$$

$$G_{P_{Si}} = (0.1 \times 0.6 + 2(0.1 \times 0.15 \times 0.5) + 0.3 \times 1.25 + 2(0.22 \times 0.15 \times 0.5) + 0.15 \times 0.6) \times 9.5 \times 2.5$$

$$G_{P_{Si}} = (0.5730) \times 9.5 \times 2.5 = 13.61 \text{ t}$$

$G_{P_{SR}}$: poids propre de la section rectangulaire

$$G_{P_{SR}} = A_R \times L \times \gamma_b = (H \times l) \times L \times \gamma_b$$

$$G_{P_{SR}} = 1.5 \times 0.6 \times 2 \times 2.5 = 4.5 \text{ t}$$

$G_{P_{SV}}$: poids propre de la section intermédiaire

$$G_{P_{SV}} = \frac{A_I + A_R}{2} \times L \times \gamma_b = \frac{0.5730 + 0.9}{2} \times 1 \times 2.5 = 1.8413 \text{ t}$$

$$G_P = 2x(13.61 + 4.5 + 1.8413)$$

$$G_P = 39.9026 \text{ t}$$

$$G_P = \frac{39.9026 \text{ t}}{25 \text{ m}} = 1.5961 \text{ t/ml}$$

$$G_P = 1.5961 \times 4 = 6.38 \text{ t/ml}$$

- Entretoise :

Le poids propre de l'entretoise est donné ainsi :

$$G_E = 2 \times H \times l \times 3L_E \times \gamma_b = 2 \times 1 \times 0.4 \times 3 \times 1.9 \times 2.5$$

$$G_E = 11.4 \text{ t}$$

Tableau 3.5: Tableau récapitulatif des charges permanentes

Eléments	Nombre	Poids par ml	Poids total en T
Hourdis	1	0.5	125
Prédalle de rive	50	0.15	7.5
Prédalle intermédiaire	75	0.15	22.5
Poutre	4	6.38	159.5
Entretoise	2		11.4
Poids total des charges permanentes CP			325.9

3.4.2 La charge complémentaire permanente CCP :

Les éléments constituant des charges complémentaires permanentes sont les suivants :

- Revêtement et étanchéité ;
- La corniche ;
- Trottoirs ;
- Le garde-corps ;
- La glissière de sécurité.
- Le Revêtement et étanchéité
- Le poids du revêtement est :

$$G_r = e_r \times l_r \times \gamma_{bb} = 0.08 \times 1 \times 2.4 = 0.192 \text{ t/ml}$$

$$G_r = 0.192 \times 8 \times 25 = 38.40 \text{ t}$$

La masse volumique de l'asphalte étant de 2.3 t/m^3 , le poids de l'étanchéité serait donc :

$$G_{et} = 0.03 \times 1 \times 2.3 = 0.069 \text{ t/ml}$$

$$G_{et} = 0.069 \times 10 \times 25 = 17.25 \text{ t}$$

- La corniche

Pour la corniche :

$$G_c = (S1 + S2 + S3) \times \gamma_b \times 1 \text{ ml}$$

$$S1 = 0.2 \times 0.2 = 0.04 \text{ m}^2$$

$$S2 = \frac{0.1 + 0.17}{2} \times 0.4 = 0.054 \text{ m}^2$$

$$S3 = \frac{0.04 + 0.05}{2} \times 0.32 = 0.0144 \text{ m}^2$$

$$G_c = (0.04 + 0.054 + 0.0144) \times 2.5 \times 1 \text{ ml}$$

$$G_c = 0.271 \text{ t/ml}$$

$$G_c = 0.271 \times 2 \times 25 = 13.55 \text{ t}$$

- Trottoirs :

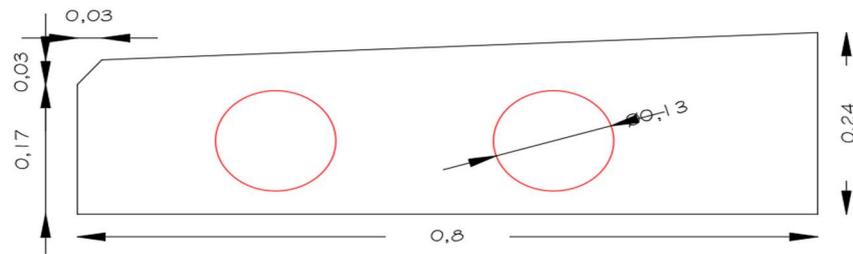


Figure 3.9: Schéma du trottoir

$$G_{tr} = S_{tr} \times \gamma_b \times 1ml$$

$$S_{tr} = \frac{0,2 + 0,24}{2} \times 0,8 - \frac{0,03^2}{2} - 2 \times \left(\frac{\pi \times 0,13^2}{4} \right) = 0,149m^2$$

$$G_{tr} = 0,149 \times 2,4 \times 1ml = 0,358t/ml$$

$$G_{tr} = 0,358 \times 2 \times 25 = 17,88t$$

- Le garde-corps :

Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne une valeur de 0,1t/ml de chaque côté donc :

$$G_{gc} = 2 \times 0,1 \times 25 = 5t$$

- La glissière de sécurité

Le poids de la glissière de sécurité est :

$$G_{gs} = 0,06t/ml$$

$$G_{gs} = 2 \times 0,06 \times 25 = 3t$$

Tableau 3.6: Tableau récapitulatif des charges complémentaires permanentes

Eléments	Poids par ml	Poids total en tonnes
Revêtement	0.192	38.40
Étanchéité	0.069	17.25
Corniche	0.271	13.55
Trottoirs	0.358	17.88
Le garde-corps	0.10	5
La glissière de sécurité	0.06	3
Total des CCP		95.08

Le poids total du tablier :

$$G_{T(t)} = G_{CP} + G_{CCP}$$

$$G_{T(t)} = 325,9 + 95,08 = \mathbf{420,98t}$$

3.4.3 Les charges routières :

- Définition :

Les charges routières sont les charges transmises au pont par les véhicules qui l'empruntent. Selon le fascicule 61 titre II, les charges d'exploitations prises en compte pour notre ouvrage sont les systèmes $A(l)$, B , M , D , les charges sur les trottoirs, l'effet du choc et les charges hors trafic.

Avant de procéder à l'étude de ces chargements, nous allons définir certaines notions que nous utiliserons par la suite de notre étude.

- La largeur roulable (L_R) :

C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence, bandes dérasées, etc. Pour notre projet la largeur de roulement est donc :

$$L_R = (l_{\text{tablier}}) - 2x l_{\text{trottoir}}$$

$$L_R = 10 - 2x1 = 8m$$

$$L_R = 8m$$

- La largeur chargeable (L_{ch}):

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0.5 mètre le long de chaque dispositif de retenu.

$$L_{ch} = L_R - nx0.5 \text{ Avec } n \text{ nombre de dispositif.}$$

$$L_{ch} = 8 - 2x0.5 = 7m$$

$$L_{ch} = 7m$$

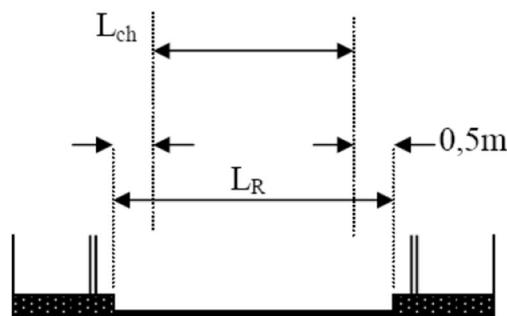


Figure 3.10: Largeur roulable et largeur chargeable

- Nombre de voies (N_V) :

Le nombre de voies de circulation est donné par :

$$N_V = E \left(\frac{L_{ch}}{3} \right)$$

Avec E la partie entière du résultat obtenu.

$$N_V = E \left(\frac{7}{3} \right) = E(2.33)$$

$$N_V = 2$$

- Largeur d'une voie (V) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{L_{ch}}{N_V}$$

$$V = \frac{7}{2} = 3.5$$

$$V = 3.5m$$

- La classe du pont :

Les ponts sont rangés en 3 classes suivant leur largeur roulable, L_R , et leur destination :

Tableau 3.7: Classe des ponts routes

Classe du pont	Largeur roulable L_R
1	$L_R \geq 7m$
2	$5.5 < L_R < 7m$
3	$L_R \leq 5.5m$

$L_R = 8m \geq 7m$ d'où notre pont est de première classe.

3.4.4 Systèmes des charges :

3.4.4.1 Le système $A(L)$:

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules en circulation continue à une vitesse à peu près uniforme ou à l'arrêt sur le pont.

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 mètres, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(L)$ par les coefficients réducteur a_1 et a_2 . Ainsi :

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

$$A(L) = \max \left(230 + \frac{36000}{L + 12} ; 400 - 0.2 \times L \right)$$

Avec : $A(L)$ exprimé en (Kg/m^2) et L , la portée en mètre

$$L = 25m$$

$$A(L) = \max(1202.97 ; 395)$$

$$A(L) = 1202.97 Kg/m^2 \Rightarrow A(L) = 1.203t/m^2$$

- Le coefficient a_1

Il est donné par le tableau suivant en fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargées.

Tableau 3.8: Coefficient a_1 de dégressivité transversale de la charge

Classe du pont	Nombre des voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1	1	1	0.9	0.75	0.7
2	1	0.9	–	–	–
3	0.9	0.8	–	–	–

D'après le tableau ci-dessus $a_1 = 1$.

- Le coefficient a_2

Il est donné par la relation suivante :

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

V : la largeur d'une voie ;

V_0 : dépend de classe du pont et est donné par le tableau suivant :

Tableau 3.9: Valeur de V_0

Classe du pont	V_0 (m)
1	3.5
2	3
3	2.75

Nous avons un pont de première classe, d'après le tableau $V_0 = 3.5m$.

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

Nous avons alors :

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(L) = 1 \times 1 \times 1.203 = \mathbf{1.203t/m^2}$$

- Pour une voie chargée :

$$A(l)_{1V} = A(l) \times V = 1.203 \times 3.5 = 4.2105$$

$$\mathbf{A(l)_{1V} = 4.2105t/ml}$$

- Pour deux voies chargées :

$$A(l)_{2V} = A(l) \times 2V = 1.203 \times 2 \times 3.5 = 8.421$$

$$\mathbf{A(l)_{2V} = 8.421t/ml}$$

La charge finale du système est : $A(l) = 8.421t/ml$

3.4.4.2 Le système B :

Le système de charge B est en effet composé de trois systèmes différents dont il est nécessaire d'évaluer l'effet de leur impacte indépendamment pour chaque élément du pont. Ce sont :

- le système B_c : qui se compose de camions types ;
- le système B_r : qui représente une roue isolée ;
- le système B_t : qui se compose de groupes de deux essieux dénommé essieux-tandem.

On note que les systèmes B_c et B_r s'appliquent à tout type de pont quel qu'en soit leur classe cependant le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe.

- Le coefficient de majoration dynamique :

Du fait que les charges sont des charges mobiles, leurs valeurs statiques sont amplifiées par un coefficient de majoration dynamique.

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

Avec :

L : longueur de l'élément exprimé en mètre ;

G : la charge permanente de l'élément ;

S : la charge maximale susceptible d'être placée sur l'élément considéré (en tenant compte des coefficients b_c , b_r ou b_t).

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} L = 25m \\ G = 420.98t \\ S = nxbxP \end{cases} \quad \text{avec :}$$

n : nombre de camions du système

b : coefficient du système

P : charge du système

Pour notre ouvrage, compte tenue de la classe du pont nous examinerons les trois systèmes du système de charge B. Ainsi nous avons :

3.4.4.2.1 Le système B_c

Le camion type pèse 30 tonnes et est composé de 3 essieux dont 2 essieux à l'arrière qui se distance de 1.5 m, portent chacune 12t et un à l'avant portant 6t et distancié du premier essieu arrière de 4.5m. L'entraxe des roues pneumatiques simples d'un même essieu fait 2m, la surface d'impact d'une roue des essieux arrière est carré d'un côté de 0.25m et concernant les essieux avant 0.20m.

- Règle d'application du système B_c

Selon le sens longitudinal on place au maximum deux camions par file et transversalement le nombre de camion est au plus égale au nombre de voie, on place ces files dans la situation la plus défavorable.

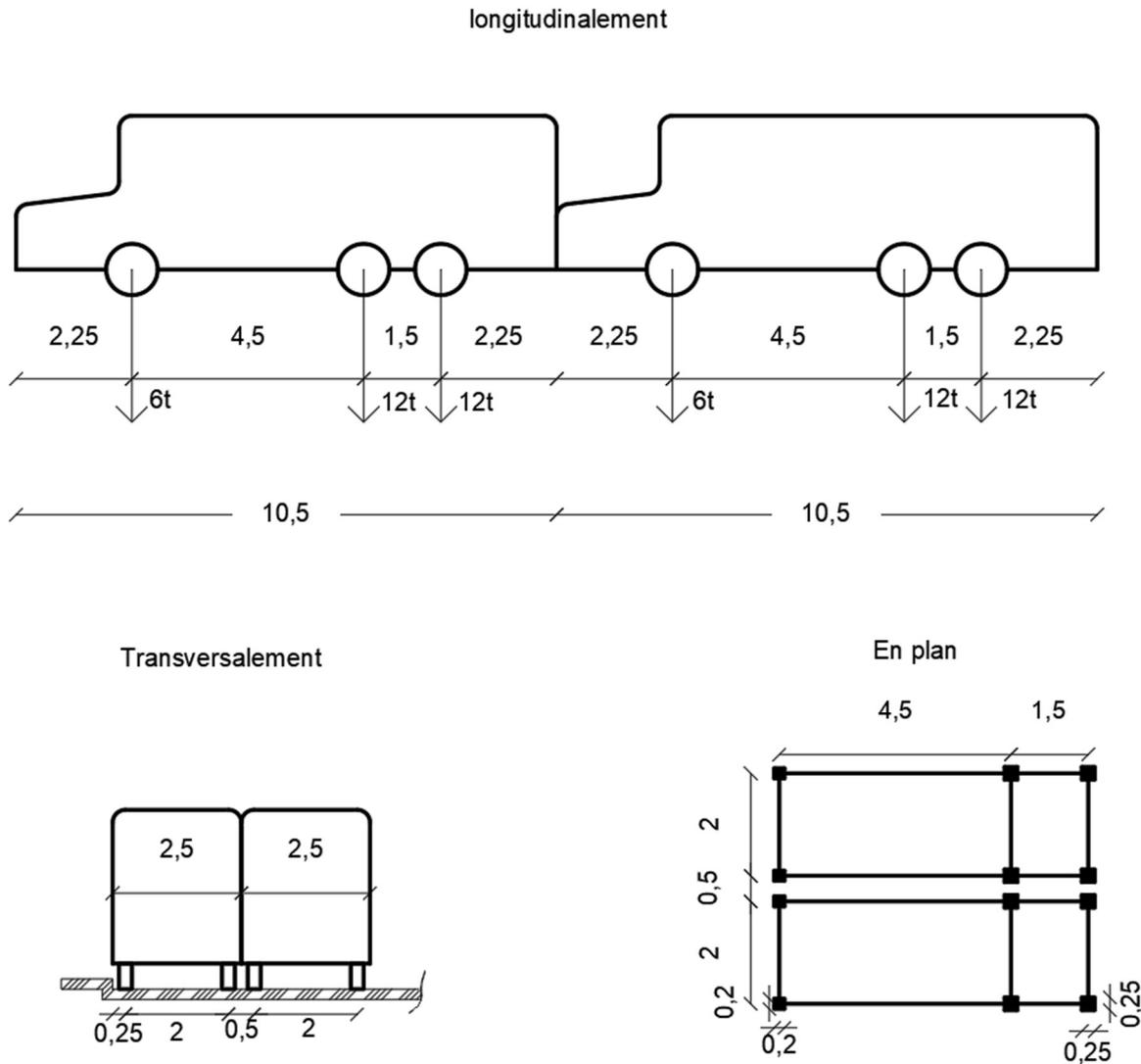


Figure 3.11: Le Système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de file considérées, les valeurs de la charge du système B_c prises en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau suivant :

Tableau 3.10: Coefficients b_c

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0.8	-	-	-

- Calcul des charges du système

Nous avons un pont de première classe avec deux voies,

- Pour une voie chargée par un camion

On a $b_c = 1.2$

$$S_1 = 1 \times 1.2 \times 30 = 36t$$

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4x \frac{420.98}{36}} = 1.079$$

- Pour une voie chargée par 2 camions

On a $b_c = 1.2$

$$S_2 = 2 \times 1.2 \times 30 = 72t$$

$$\delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4x \frac{420.98}{72}} = 1.091$$

$$B_c = \delta_{Bc} \times S_{Bc} \Rightarrow B_c = 1.091 \times 132 = 144.01t$$

- Pour 2 voies chargée par 3 camions

On a $b_c = 1.1$

$$S_3 = 3 \times 1.1 \times 30 = 99t$$

$$\delta_3 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4x \frac{420.98}{99}} = 1.100$$

- Pour 2 voies chargée par 4 camions

On a $b_c = 1.1$

$$S_4 = 4 \times 1.1 \times 30 = 132t$$

$$\delta_4 = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4x \frac{420.98}{132}} = 1.110$$

La situation la plus défavorable du chargement du système B_c (deux voies chargées par quatre camions) nous donne $b_c = 1.1$, $S_{Bc} = 132t$ et $\delta_{Bc} = 1.110$

La charge finale du système B_c

$$B_c = \delta_{Bc} \times S_{Bc}$$

$$B_c = 1.110 \times 132 = 146.52t$$

3.4.4.2.2 Le système B_r

Il représente une roue isolée pesant 10t sur une surface d'impact rectangulaire de côté transversal mesurant 0.6m et longitudinalement de 0.3m. la roue est placée à l'axe longitudinale

de la chaussée, peut être placée n'importe où sur la largeur roulable de manière à produire l'effet le plus défavorable.

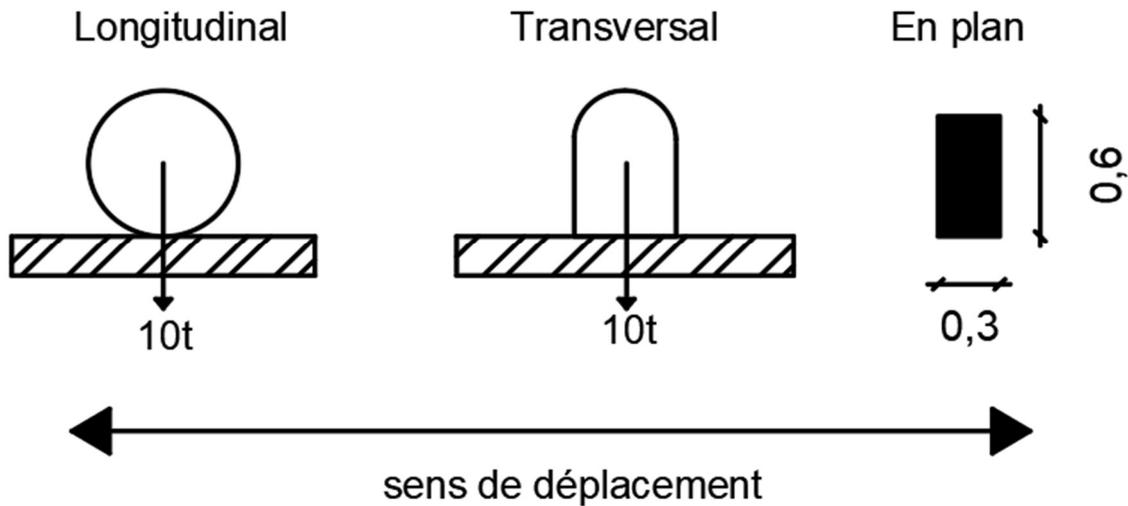


Figure 3.12: Système Br

$$\delta_{B_r} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2xL} + \frac{0.6}{1 + 4x \frac{G}{S_{B_r}}}$$

Avec $S_{B_r} = 10t$

$$\delta_{B_r} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2x25} + \frac{0.6}{1 + 4x \frac{420.98}{10}} = 1.070$$

La charge finale du système B_r

$$B_r = \delta_{B_r} x S_{B_r}$$

$$B_r = 1.070 x 10 = 10.7t$$

3.4.4.2.3 Le système B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roue simple munies de pneumatique et pesant 16 tonnes par essieu.

Les essieux sont distancés **de 1.35 m** et la distance d'axe en axe des deux roues d'un même essieu est **de 2m**.

- Règle d'application du système B_t

Il en résulte que pour le calcul des poutres maitresses, l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à une distance minimale du bord de la largeur roulable, égale à 1m s'il s'agit d'un dispositif de retenue, et 0.5 m s'il s'agit d'une bordure.

Pour le calcul des éléments du tablier les tandems peuvent circuler sur toute la largeur roulable, l'axe de la file de roues la plus excentrée devant rester à 0.5m au moins du bord de la largeur

roulable. On place dans le sens longitudinal un seul tandem et dans le sens transversal au maximum deux tandems.

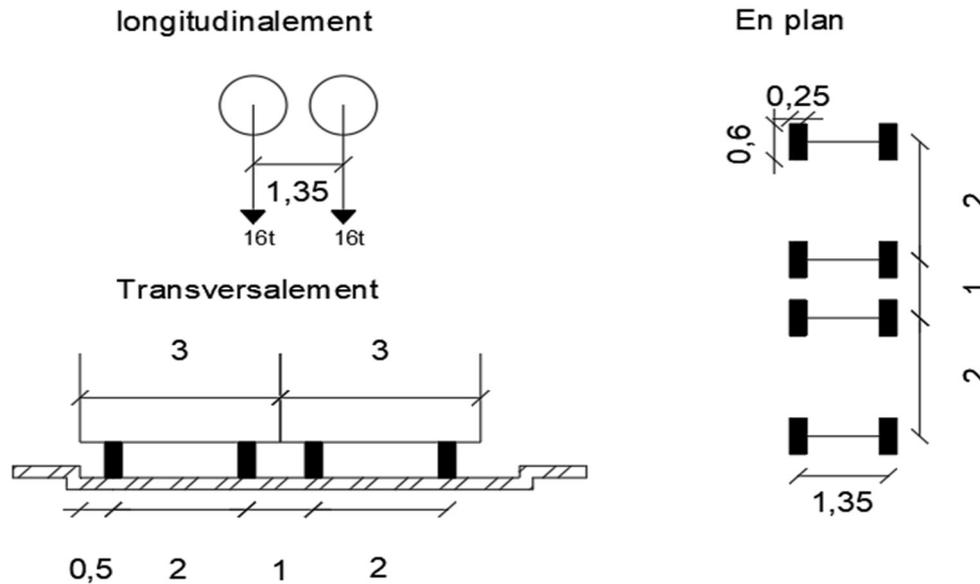


Figure 3.13: Système Bt

- Coefficient b_t

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t suivant :

Tableau 3.11: Coefficient du système bt

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1.0	0.9

Nous avons un pont de première classe : $b_t = 1$

- Calcul des charges du système B_t

Dans le cas de chargement produisant l'effet le plus défavorable nous avons :

- Pour B_t une voie :

$$B_t = S_{B_t} \times \delta_{B_t}$$

$$S_{B_t} = n \times b_t \times P = 1 \times 1 \times 32 = 32t$$

$$\delta_{B_t} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S_{B_t}}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{420.98}{32}} = 1.078$$

$$B_t = 1.078 \times 32 = 34.50t$$

- Pour B_t deux voies :

$$B_t = S_{B_t} \times \delta_{B_t}$$

$$S_{B_t} = nxb_t x P = 2x1x32 = 64t$$

$$\delta_{B_t} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2xL} + \frac{0.6}{1 + 4x \frac{G}{S_{B_t}}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2x25} + \frac{0.6}{1 + 4x \frac{420.98}{64}} = 1.089$$

La charge finale du système B_t

$$B_t = 1.089x64 = 69.70t$$

3.4.4.3 Les charges militaires :

L'ouvrage étudié ici, se situe en milieu urbain de ce fait il est classé comme itinéraire militaire d'où la nécessité d'étudier les charges du système militaire M.

Les véhicules types militaires sont constitués de convoi M80 et M120, les convois types M120 sont plus imposants sur les ouvrages que les M80 ce qui nous permettrait de négliger les charges du convoi M80 par rapport à celles du convoi M120. Ces derniers sont constitués de deux systèmes :

- Le système M_c120 se compose de véhicules types à chenilles ;
- Le système M_e120 se compose d'un groupe de deux essieux.

Nous nous intéresserons plus particulièrement au convoi M_c120 car il produit l'effet le plus défavorable.

- Le système **M_c120**

Il est caractérisé par sa :

Masse totale qui vaut 110 tonnes ;

Longueur d'une chenille de 6.10 mètres ;

Largeur d'une chenille de 1 mètre ;

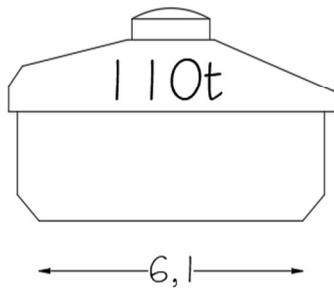
Distance d'axe en axe des deux chenilles est de 3.3 mètres.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

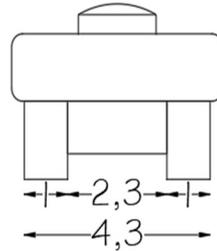
- Règle d'application du système **M_c120** :

Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circulé sur la largeur chargeable L_{ch} , quelque soit le nombre de voies disponible. Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules M disposés parallèlement à l'axe du pont n'est pas limité. La distance minimale entre deux véhicules est de 33.4 m entre axe.

longitudinalement



Transversalement



En plan

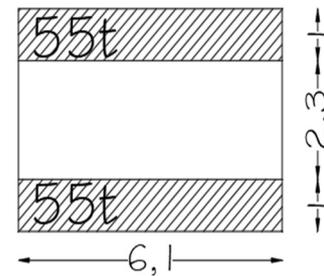


Figure 3.14: Système Mc120

- Calcul des charges du système $M_c 120$

$$M_c 120 = \delta_{M_c 120} \times S_{M_c 120}$$

$$\text{Avec } S_{M_c 120} = 110t$$

$$\delta_{M_c 120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S_{M_c 120}}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{420.98}{110}}$$

$$\delta_{M_c 120} = 1.103$$

$$M_c 120 = 1.103 \times 110 = 121.33t$$

$$M_c 120 = 121.33t$$

$$M_c 120_{/ml} = \frac{121.33t}{6.1 \times 2} = 9.95t/ml$$

3.4.4.4 Les charges exceptionnelles

3.4.4.4.1 Convoie type D_{280}

Comme dans le cas des charges militaires, les charges exceptionnelles ne sont à prendre en compte que pour les itinéraires classés à cet effet.

Le convoi type comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.30 mètres de large et 11 mètres de long ; la distance entre axe des deux rectangles est de 19 mètres.

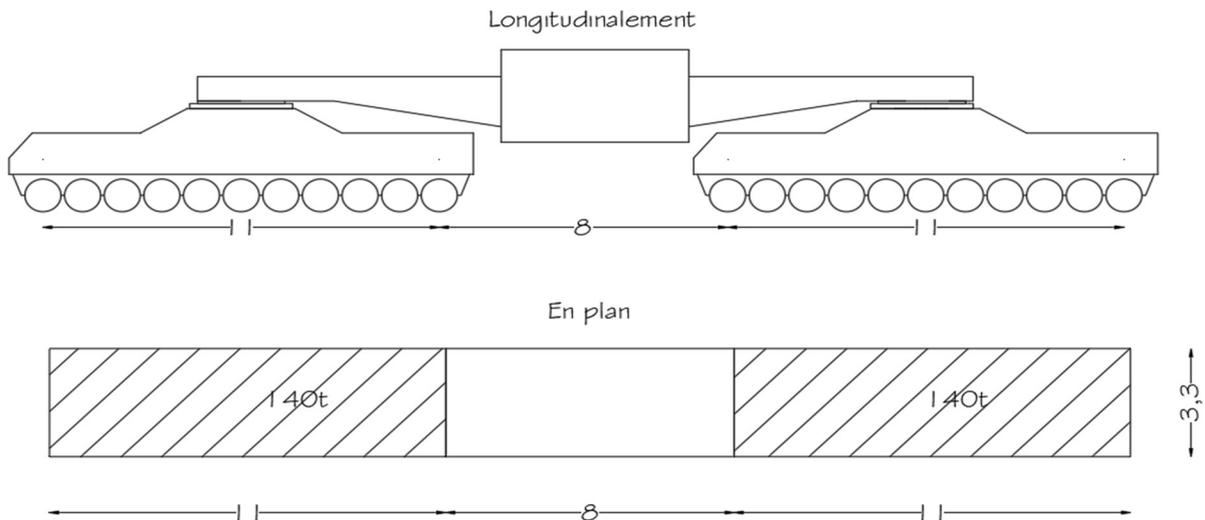


Figure 3.15: Convoie type D_{280}

Calcul des charges du système D_{280}

$$D_{280} = \frac{280t}{30m} = 9.33t/ml$$

$$D_{280} = 9.33t/ml$$

3.4.4.4.2 Convoie type D_{240}

Ce système est caractérisé par :

- Une remorque composée de 3 éléments dont chacun comporte 4 lignes à essieux ;
- Le poids total du convoi est de 240 tonnes ;
- La surface d'impact d'une remorque est un rectangle de 3.2 mètres de large et 18.6 mètres de long.

La distance entre axe des deux rectangles est de 19 mètres.

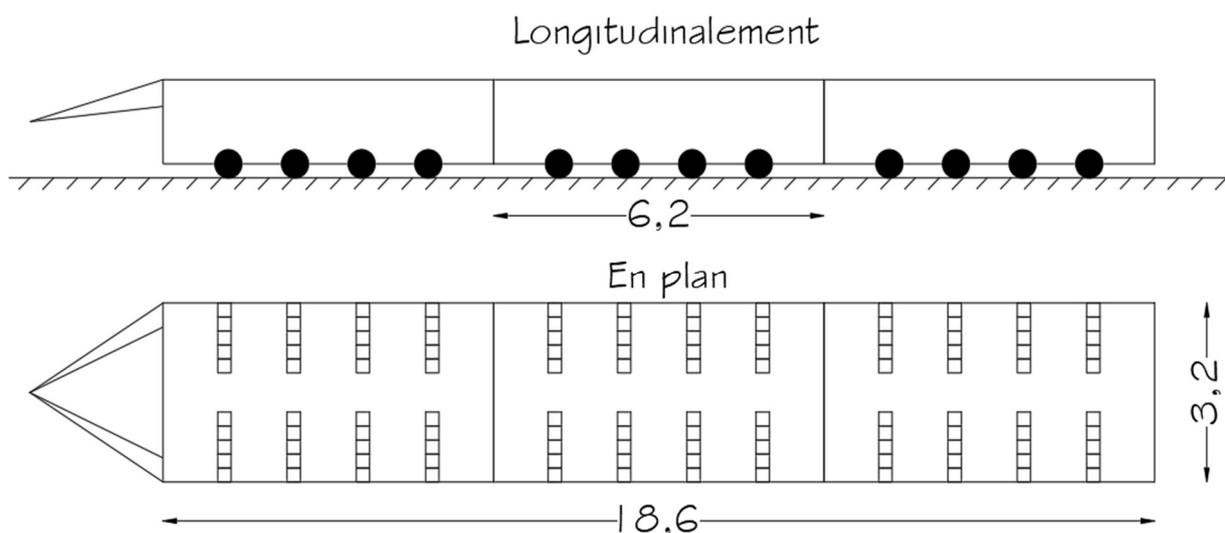


Figure 3.16: Convoie type D_{240}

Calcul des charges du système D_{240}

$$D_{240} = \frac{240t}{18.6m} = 12.90t/ml$$

$$D_{240} = 12.9t/ml$$

3.4.4.5 Les efforts de freinages

Elle est développée par l'un des deux systèmes $A(l)$ et B_c , cette force est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un au l'autre sens de circulation.

- Freinage dû au système $A(l)$:

$$F_r(AI) = \frac{A(l) \times (L_{ch} \times L)}{20 + 0.0035 \times S}$$

$$\text{Avec } S = L_{ch} \times L \Rightarrow S = 7 \times 25 = 175m^2$$

$$F_r(AI) = \frac{1.203 \times 175}{20 + 0.0035 \times 175} = 10.21t/m^2$$

$$F_r(AI) = 10.21t/m^2$$

- Freinage dû au système B_c :

Un seul camion est supposé freiner. L'effet développé n'est multiplié par le coefficient b_c ni par le coefficient de majoration dynamique δ_{BC} , ainsi il représente le poids total du camion type B_c .

$$F_r(B_c) = 30t$$

3.4.4.6 Les charge sur trottoir

Le règlement prévoit deux systèmes de charges : un système local destiné à la justification des éléments de couvertures du tablier (Hourdis, entretoises) et un système général pour le calcul des poutres principales. Les diverses charges de trottoir ne sont pas majorées pour les effets dynamiques.

- Les charges locales

Les charges locales se composent en deux sous système :

- Une charge uniforme de $0.45t/m^2$ qui sera à prendre en compte pour le calcul du hourdis et des entretoises ;
- Une roue isolée de $6t$ et ayant une surface d'impact carré de côté $0.25m$ et disposé de sorte à obtenir une position la plus défavorable possible.

- Les charges générales

Elles sont prises en compte pour la justification des poutres et ont une valeur de $0.15t/m^2$ répartie d'une façon uniforme.

Notre largeur du trottoir est de $1m$.

Pour un trottoir chargé :

$$P_{tr} = 0.15 \times 1 = 0.15t/ml$$

Pour deux trottoirs chargés :

$$P_{tr} = 2 \times 0.15 \times 1 = 0.3t/ml$$

3.4.4.7 L'effet de choc

Ils sont dû au trafic routier, ferroviaire ou de navigation, les parties du pont susceptibles aux chocs sont les piles, le tablier ou la culée. Pour notre ouvrage nous nous intéressons au choc dû au trafic routier contre le tablier.

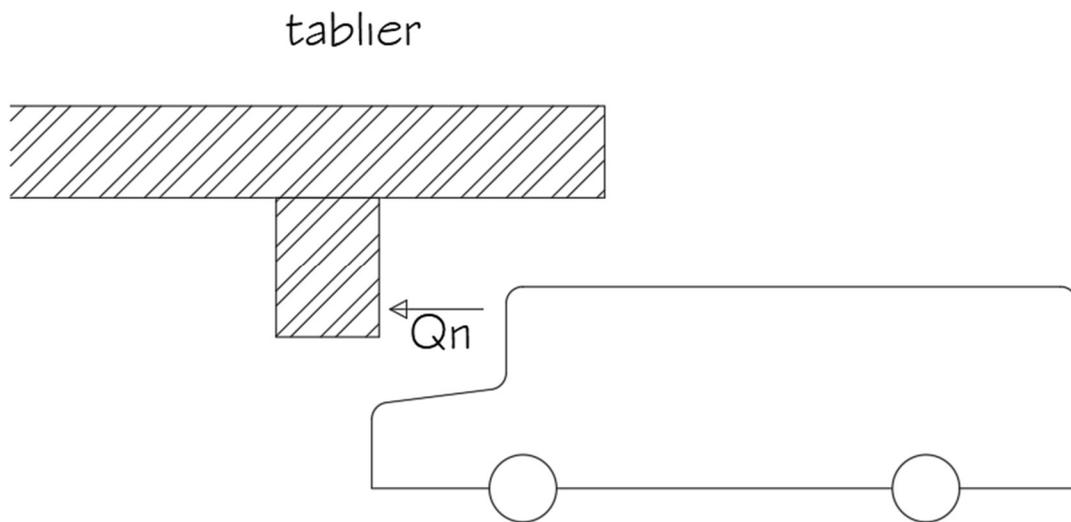


Figure 3.17: Choc contre le tablier

L'effet de choc contre le tablier sur une voie urbaine vaut : $Q_n = 0.25t$

- Les charges hors trafic
- L'effet thermique :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse.

$$\Delta L = \alpha x L x \Delta T \quad \text{Avec :}$$

ΔL : L'allongement

α : Coefficient de dilatation thermique : $\begin{cases} \text{Béton armé : } \alpha = 9.910^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \\ \text{Acier : } \alpha = 11.710^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \end{cases}$

ΔT : L'écart entre la température externe (T_{max} ou T_{min})

$$\Delta T = T_{max} - T_{ref} \text{ avec : } \begin{cases} (\Delta T > 0) \Rightarrow \text{Dilatation} \\ (\Delta T < 0) \Rightarrow \text{Racourcissement} \end{cases}$$

La température de référence est comprise entre : T_{ref} ($10^\circ\text{C} \sim 25^\circ\text{C}$)

On prend : $T_{ref} = 15^\circ\text{C}$ et $T_{max} = 35^\circ\text{C}$ en Algérie

Calcul de l'effet thermique :

$$\Delta T = 35 - 15 = 20^{\circ}C$$

Pour le béton armé :

$$\Delta L = 9.910^{-6} \times 25 \times 20 = 4.9510^{-3}m$$

$$\Delta L = 4.9510^{-3}m$$

3.4.4.8 L'effet du vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée.

Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de $P_H = 0.2t/m^2$

Tableau 3.12: Récapitulatif des charges routières

Charges	Résultats
Surcharge $A(l)$	$1.203t/m^2$
Surcharge B_{c1V}	$144.01t$
Surcharge B_{c2V}	$146.52t$
Surcharge B_r	$10.7t$
Surcharge B_{t1V}	$34.50t$
Surcharge B_{t2V}	$69.70t$
Surcharge M_{c120}	$9.95/ml$
Convoi D_{280}	$9.33t/ml$
Convoi D_{240}	$12.90t/ml$
Force de freinage $F_r(AI)$	$10.04t/m^2$
Force de freinage $F_r(B_c)$	$30t$
Charge sur un trottoir P_{tr}	$0.15t/ml$
Effet du choc tablier Q_n	$0.25t$
Effet thermique sur béton armé ΔL	$4.9510^{-3}m$
Effet du vent P_H	$0.2t/m^2$

Chapitre 4 : Etude du tablier de l'ouvrage

4.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le comportement des éléments de la super structure vis-à-vis de son poids propre et des surcharges routières.

Les tabliers des ponts à poutres sont des structures tridimensionnelles pour lesquelles de nombreuses méthodes de calculs ont été proposées. Nous utiliserons pour notre cas la méthode des éléments finis par un calcul numérique sur ordinateur. Cette méthode met en évidence la maîtrise du domaine des sciences de l'ingénieur.

Afin d'élaborer un modèle approcher du fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions le logiciel Robot Structural Analysis 2020 est proposé.

4.2 Présentation du logiciel :

Le logiciel RobotTM Structural Analysis Professional est un produit Autodesk, propose aux ingénieurs structures des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Le logiciel RSAP est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique, utilisant la méthode des éléments finis, d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Le logiciel Robot permet de définir des charges roulantes, c'est-à-dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges volumiques). Le convoi est un ensemble de forces de direction, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers une autre.

Le logiciel Robot peut calculer des structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations d'écoulement des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

Le logiciel Robot est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, et béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblages, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes d'un pays.

4.3 Modélisation :

Le logiciel Robot nous permet de modéliser (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées en utilisant les outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portique, treillis, dalle voile etc.) chacun définit dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schémas (base de treillis base de coque etc.), sont directement paramétrés.

Notre ouvrage est isostatique avec une seule travée comportant quatre poutres à sections variables considérées comme élément de section. Nous commencerons à modéliser les poutres, puis les entretoises d'abouts et en fin la dalle. Le tablier sera simplement appuyé. Pour obtenir les sollicitations du convoi le plus contraignant, nous définissons les charges et surcharges routières ainsi que les combinaisons des charges qui seront appliquées sur le tablier.

4.3.1 Modélisation de la poutre :

La section de la poutre a été définie par le logiciel AutoCAD, enregistrée au format dxf puis importer à partir du logiciel Robot afin de la modéliser dans ses réelles dimensions.

De gauche à la droite les différentes sections de la poutre aux abouts, à l'intermédiaire et à mi-travée.

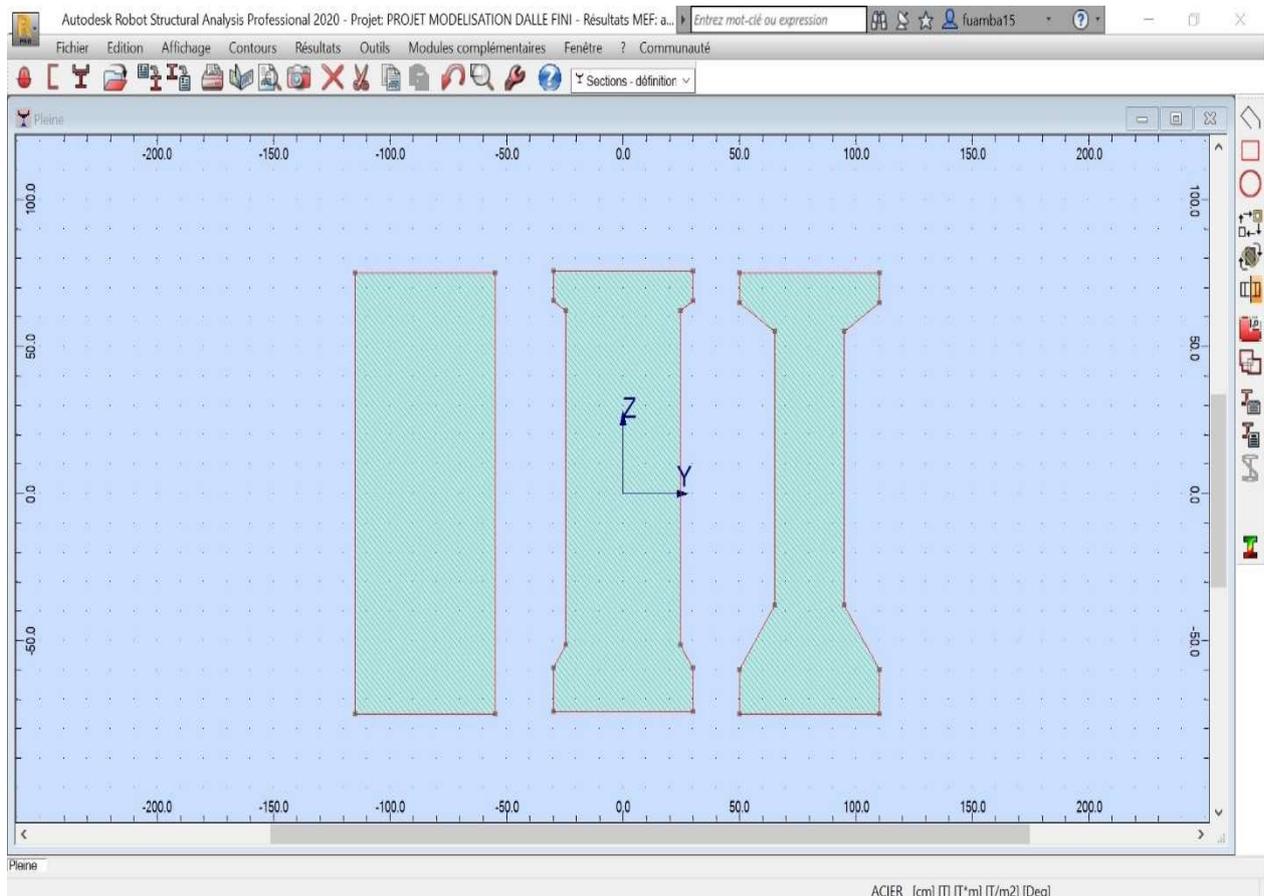


Figure 4.1: Définition de la section de la poutre

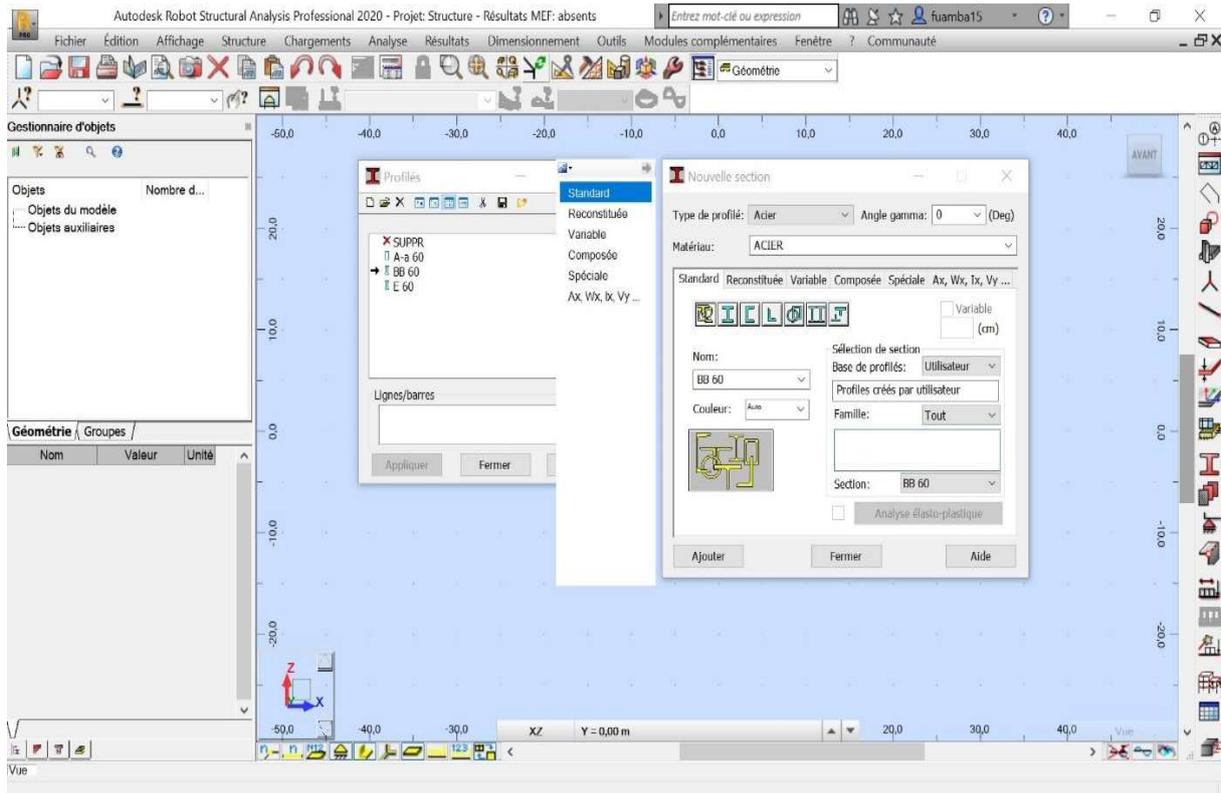


Figure 4.2: Choix de la section de la poutre

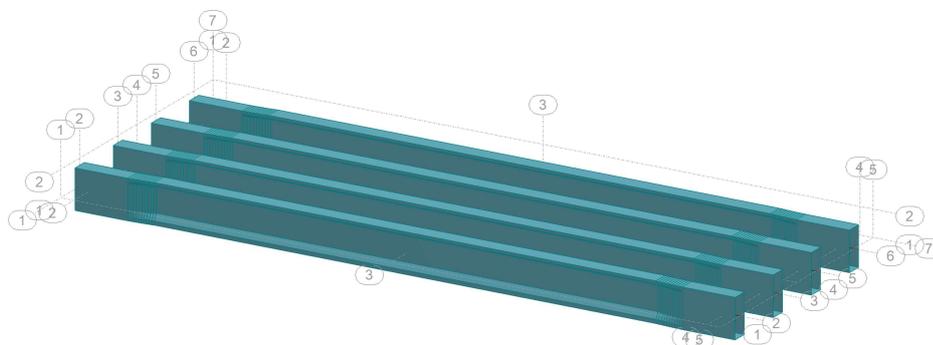


Figure 4.3: Modélisation des poutres

4.3.2 Modélisation de la dalle :

La dalle est modélisée par un élément panneau à quatre nœuds avec ses dimensions réelles de 20cm d’épaisseur.

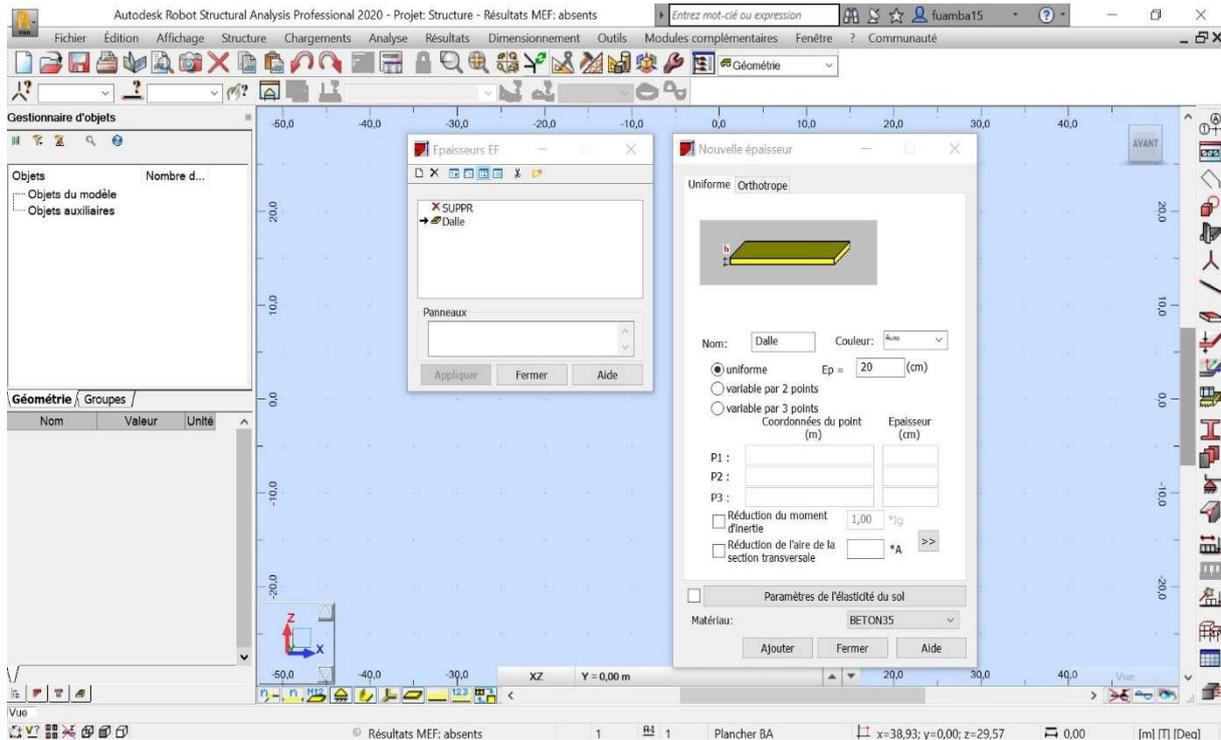


Figure 4.4: Modélisation de la dalle

4.3.3 Modélisation des entretoises :

Les entretoises sont modélisées par des éléments barres à deux nœuds avec dimension de 100x40cm.

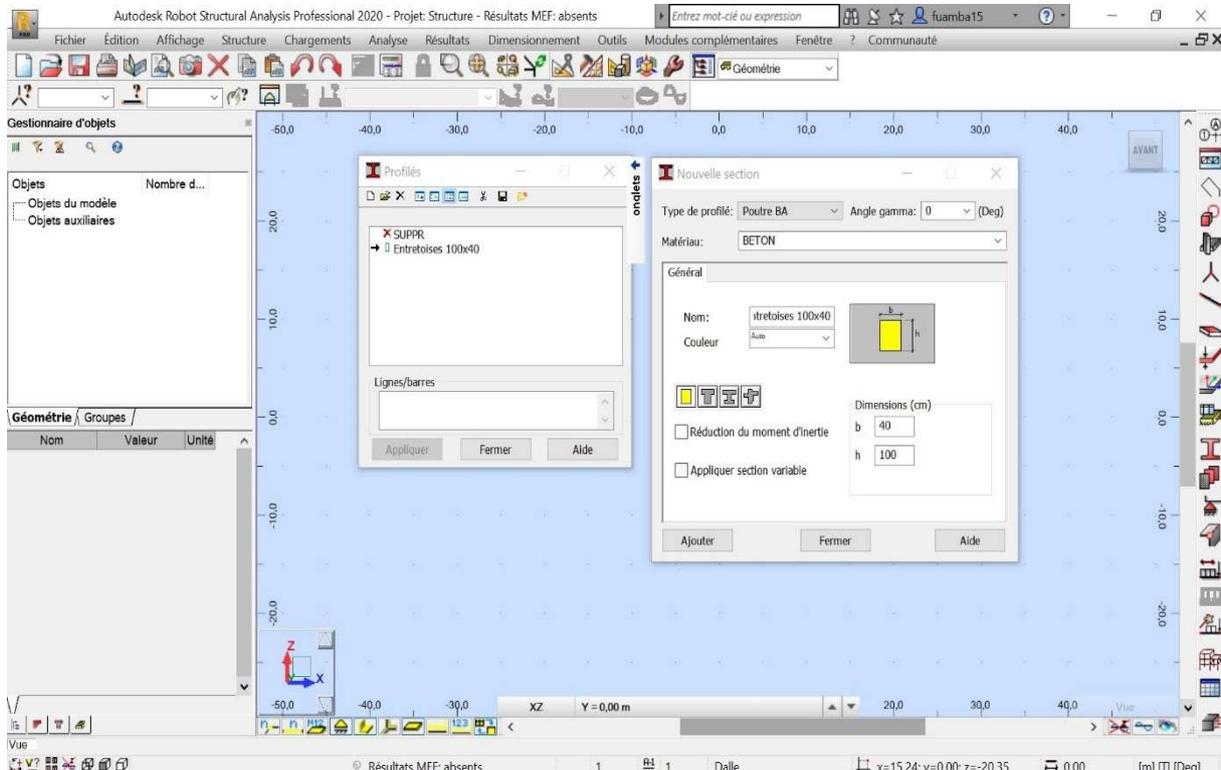


Figure 4.5: Modélisation des entretoises

4.4 Modélisation de tablier :

Le tablier est modélisé par les éléments poutres, entretoises et la dalle reposant sur des appuis simples.

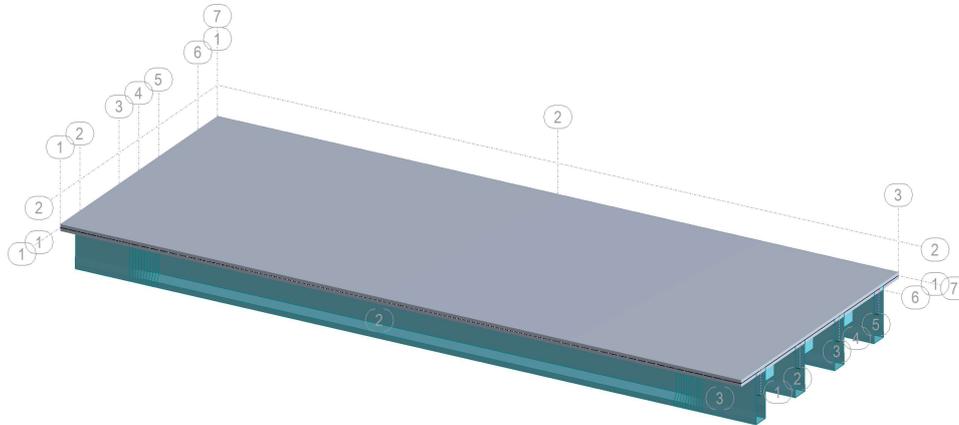
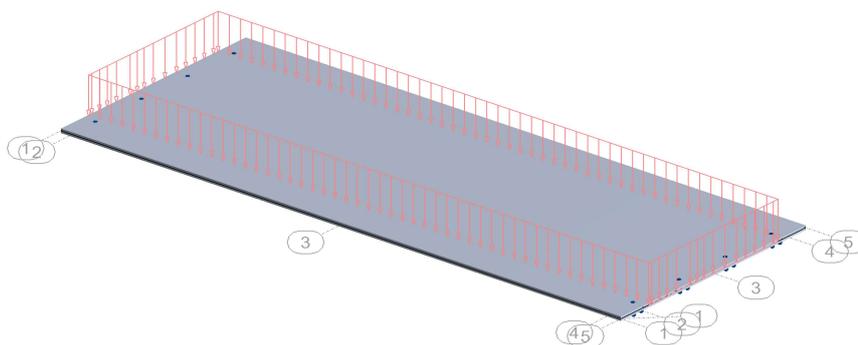


Figure 4.6: Modélisation du tablier

4.5 Définition des différents cas de charges routières :

Les surcharges routières sont disposées suivant la recommandation du Fascicule 61 titre II, de manière à obtenir les sollicitations les plus défavorables.

4.5.1 Charge du système A(I) :



T/m²
Cas: 9 (QA)

Figure 4.7: Charges du système A(I)

4.5.2 Charges du trottoir Q_{tr} :

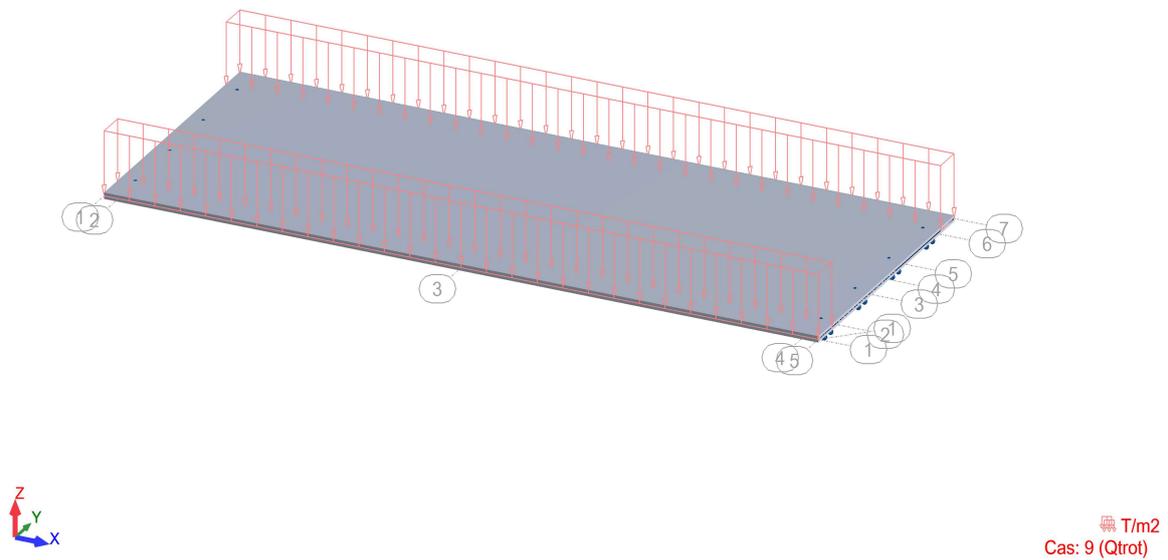


Figure 4.8: Charges du trottoir Q_{tr} :

4.5.3 Charges du système B_c une voie :

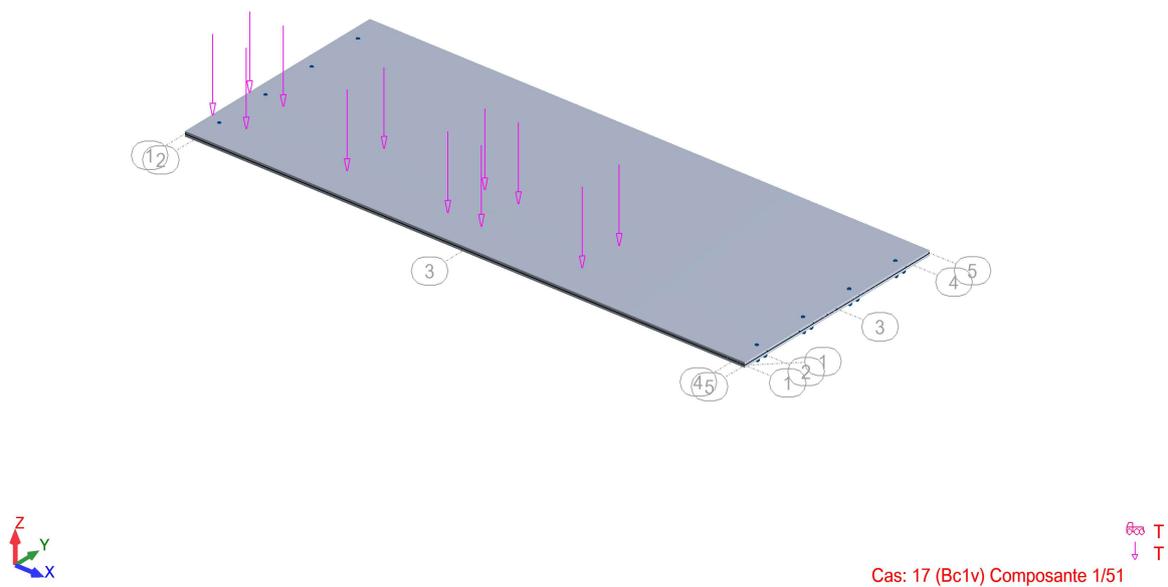


Figure 4.9: Charges du système B_{c1v}

4.5.4 Charges du système B_c deux voies :

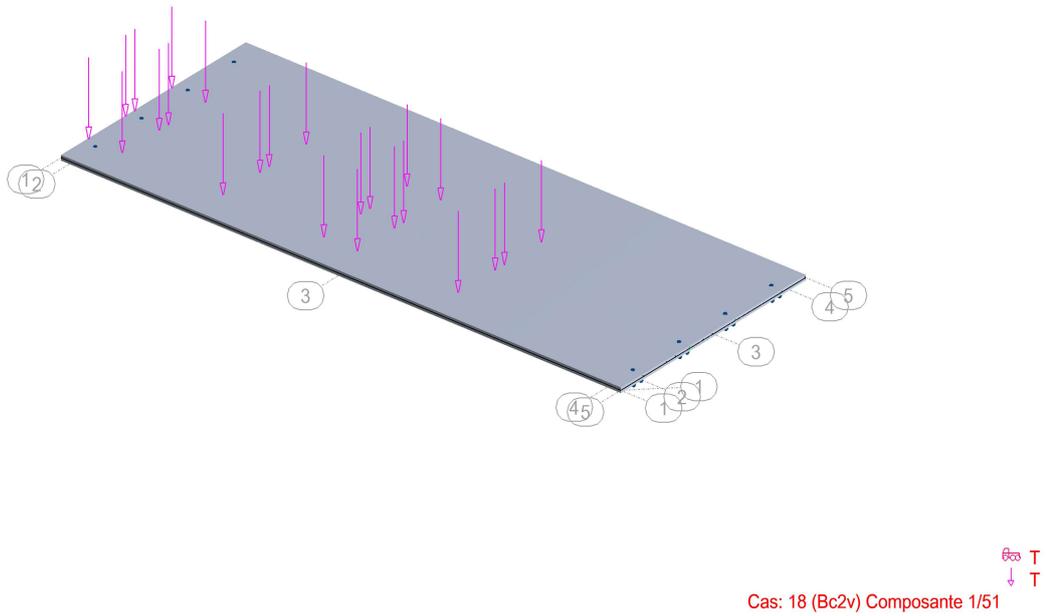


Figure 4.10: Charges du système Bc2v

4.5.5 Charges du système B_r :

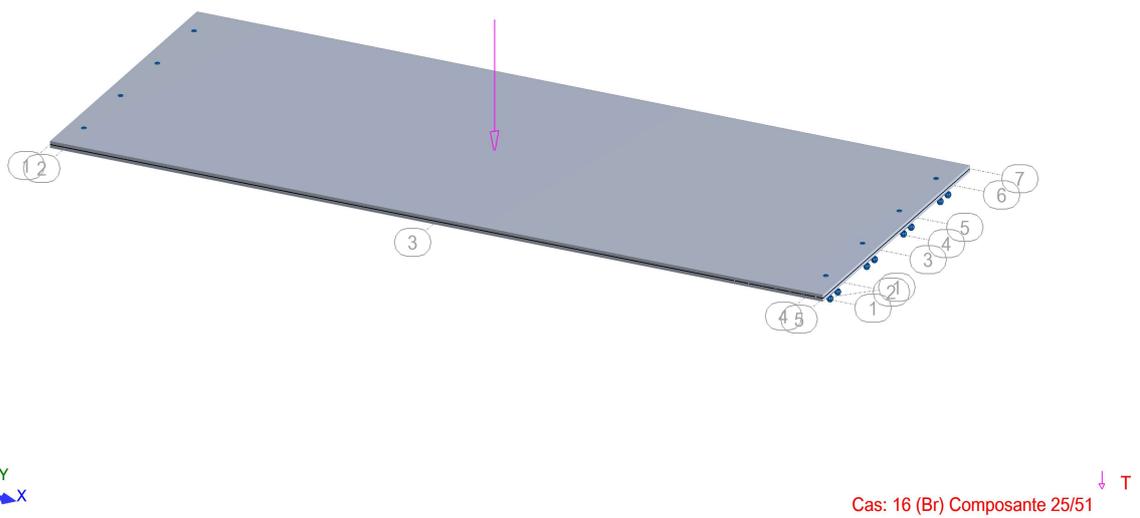


Figure 4.11: Charges du système Br

4.5.6 Charges du système B_t une voie :

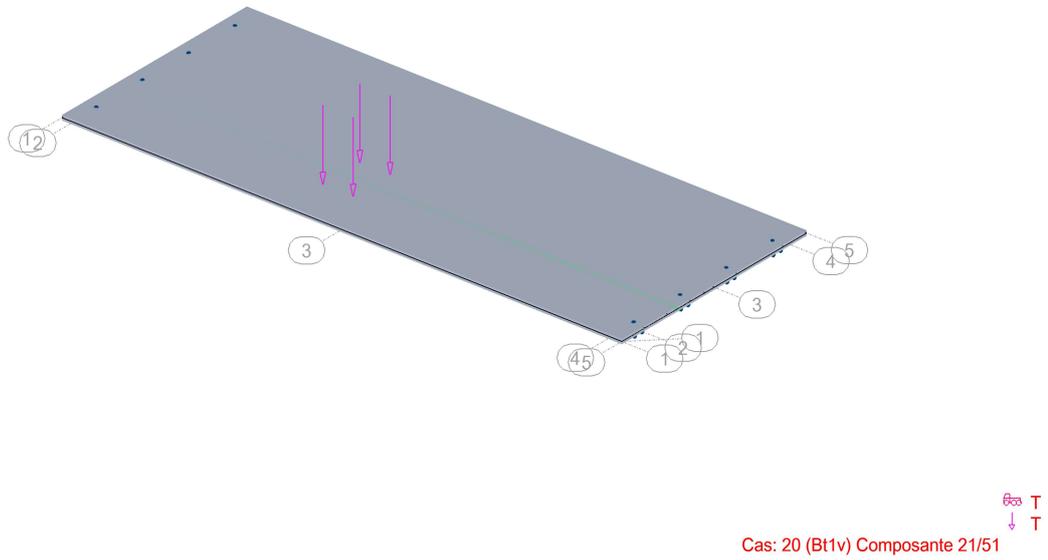


Figure 4.12: Charges du système Bt1v

4.5.7 Charges du système B_t deux voies :

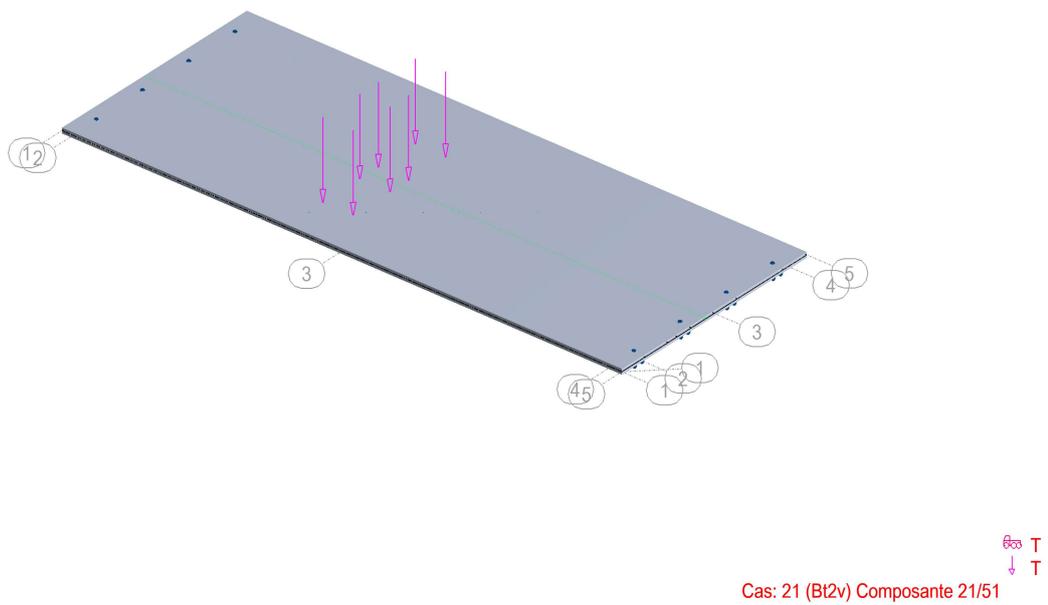


Figure 4.13: Charges du système Bt2v

4.5.8 Charges du système $M_c 120$:

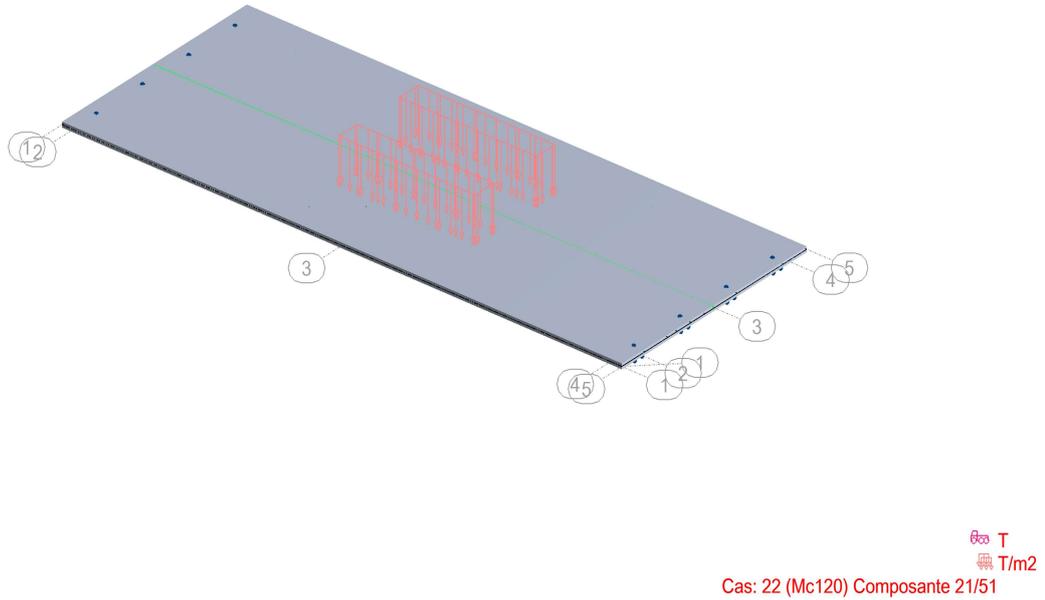


Figure 4.14: Charges du système Mc120

4.5.9 Charges du système D_{280} :

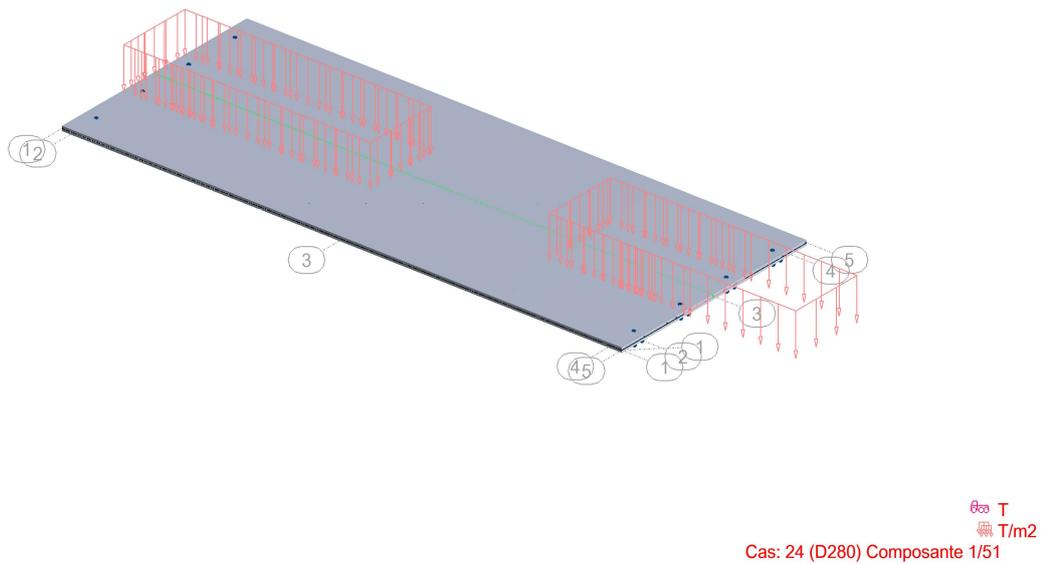


Figure 4.15: Charges du système D280

4.5.10 Charges du système D_{240} :

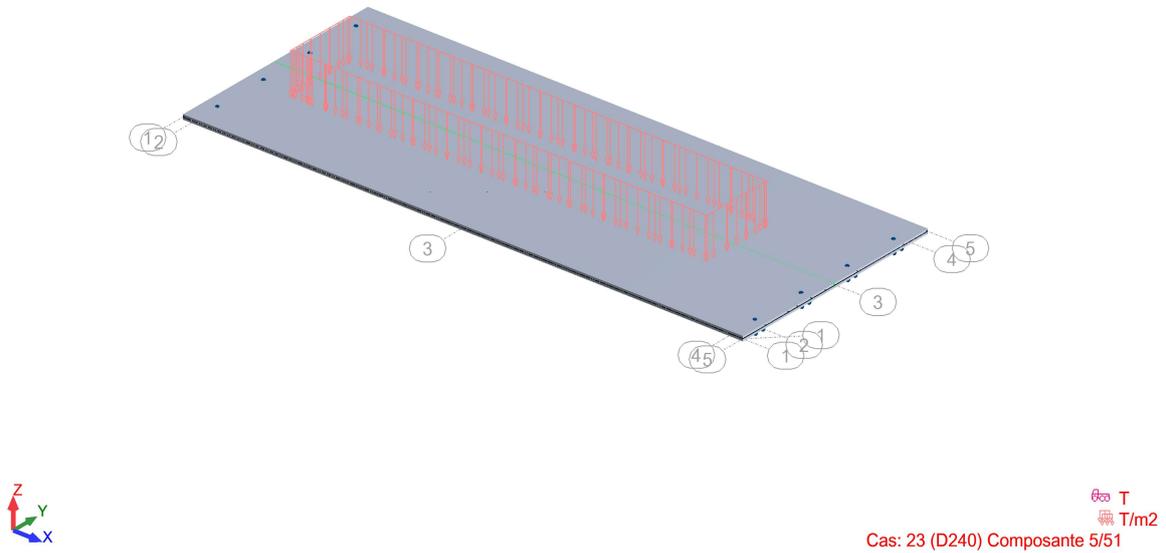


Figure 4.16: Charges du système D_{240}

4.5.11 Charges du au vent suivant le sens longitudinal :

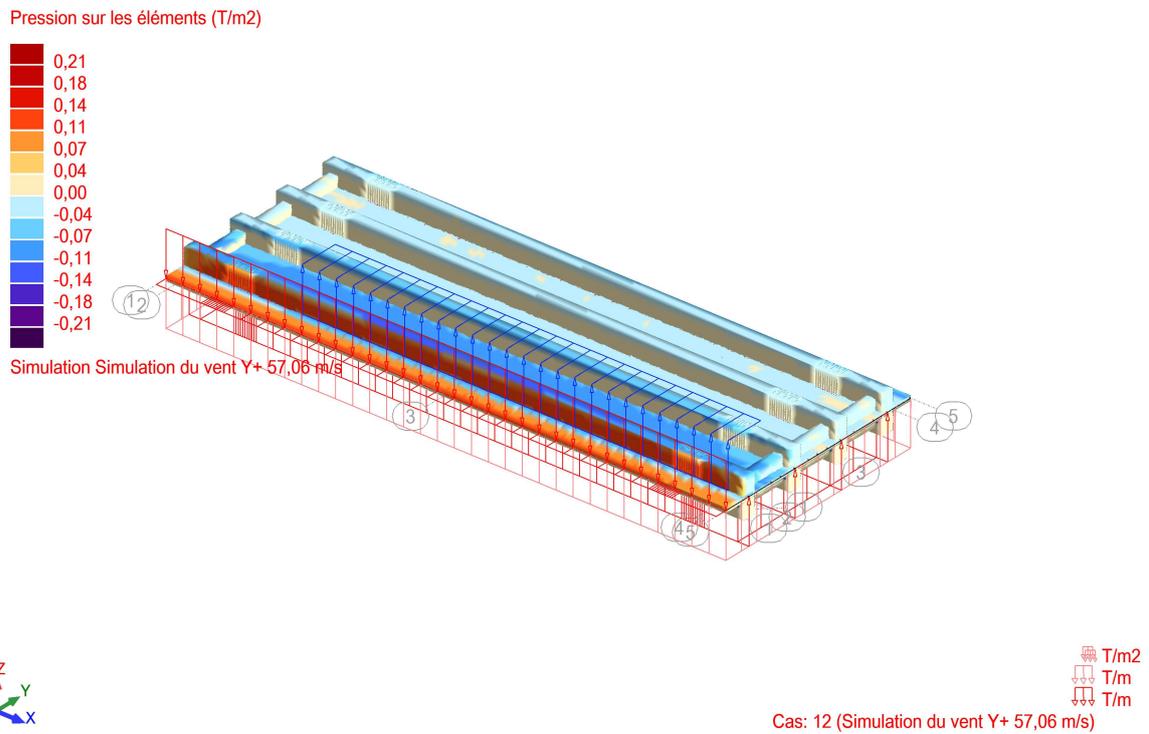


Figure 4.17: Charge dû au vent

4.6 Les efforts internes des différents surcharges routières :

- Poutre 1 :

Tableau 4.1: Résultats des efforts internes des surcharges routières sur la poutre 1

Surcharges routières	Moments (T.m)		Effort tranchants (T)
	Travée	Appuis	Max
$A(l)1v$	105.68	1.05	15.76
$A(l)2v$	137.48	0.02	20.79
B_c1v	82.81	3.89	15.55
B_c2v	129.37	3.15	22.70
B_r	9.23	0.71	1.36
B_t1v	67.75	2.82	10.81
B_t2v	105.00	4.05	15.26
M_c120	117.39	0.34	15.85
D_{280}	125.19	0.23	17.65
D_{240}	178.62	0.23	25.08

- Poutre 2 :

Tableau 4.2: Résultats des efforts internes des surcharges routières sur la poutre 2

Surcharges routières	Moments (T.m)		Effort tranchants (T)
	Travée	Appuis	Max
$A(l)1v$	96.19	4.07	17.28
$A(l)2v$	161.15	3.43	26.45
B_c1v	69.17	4.71	16.31
B_c2v	192.85	8.53	28.79
B_r	19.47	2.11	4.04
B_t1v	65.47	4.35	14.83
B_t2v	113.81	6.21	22.70
M_c120	166.69	4.80	32.35
D_{280}	194.04	8.39	36.86
D_{240}	255.50	10.98	44.24

- Poutre 3 :

Tableau 4.3: Résultats des efforts internes des surcharges routières sur la poutre 3

Surcharges routières	Moments (T.m)		Effort tranchants (T)
	Travée	Appuis	Max
$A(l)1v$	64.97	0.01	9.19
$A(l)2v$	161.20	3.44	26.48
B_c1v	40.08	0.79	5.69
B_c2v	98.08	3.63	18.87
B_r	19.50	2.13	4.07
B_t1v	32.39	1.11	4.47
B_t2v	90.77	4.37	16.07
M_c120	167.24	4.95	32.54
D_{280}	194.26	8.45	36.91
D_{240}	255.63	11.01	44.30

- Poutre 4 :

Tableau 4.4: Résultats des efforts internes des surcharges routières sur la poutre 4

Surcharges routières	Moments (T.m)		Effort tranchants (T)
	Travée	Appuis	Max
$A(l)1v$	31.82	0.02	5.01
$A(l)2v$	137.46	0.02	20.79
B_c1v	17.47	0.33	2.90
B_c2v	58.58	1.12	8.74
B_r	9.23	0.71	1.36
B_t1v	13.74	0.49	2.28
B_t2v	48.82	1.71	6.92
M_c120	117.10	0.35	15.83
D_{280}	125.12	0.23	17.68
D_{240}	178.58	0.23	25.05

4.7 Combinaisons des charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration leur est affecté en fonction de leur nature.

Tableau 4.5: Valeurs des coefficients de pondérations

Système de charge	ELU	ELS
Charges permanentes	1.35	1
$A(l)$	1.6	1.2
B	1.6	1.2
M	1.35	1
D	1.35	1
Charges sur trottoirs	1.6	1

Pour les combinaisons de charges, les coefficients de pondérations des systèmes de charges B et M seront multipliés par les coefficients de majoration dynamique (δ) selon le type de charge. [7]

4.7.1 Combinaisons :

Tableau 4.6: Combinaisons de charges à ELS et ELU

Système	Combinaisons à L'ELS	Combinaisons à L'ELU
$A(l)1v$	$1xG + 1.2A(l) + 1xQ_{tr}$	$1.35xG + 1.6(A(l) + Q_{tr})$
$A(l)2v$	$1xG + 1.2A(l) + 1xQ_{tr}$	$1.35xG + 1.6(A(l) + Q_{tr})$
B_c1v	$1xG + 1.2x1.091B_c + 1xQ_{tr}$	$1.35xG + 1.6(1.091B_c + Q_{tr})$
B_c2v	$1xG + 1.2x1.110B_c + 1xQ_{tr}$	$1.35xG + 1.6(1.110B_c + Q_{tr})$
B_r	$1xG + 1.2x1.070B_r + 1xQ_{tr}$	$1.35xG + 1.6(1.070B_r + Q_{tr})$
B_t1v	$1xG + 1.2x1.078B_t + 1xQ_{tr}$	$1.35xG + 1.6(1.078B_t + Q_{tr})$
B_t2v	$1xG + 1.2x1.089B_t + 1xQ_{tr}$	$1.35xG + 1.6(1.089B_t + Q_{tr})$
M_c120	$1xG + 1x1.103M_{c120}$	$1.35(G + 1.103M_{c120})$
D_{280}	$1xG + 1xD_{280}$	$1.35(G + D_{280})$
D_{240}	$1xG + 1xD_{240}$	$1.35(G + D_{240})$

4.7.2 Les éléments de réductions :

Les éléments de réductions pour les quatre poutres sont calculés à l'aide du logiciel Robot qui donnerait les résultats extrêmes globaux.

Tableau 4.7: Résultats des éléments de réductions sur les poutres de rives à l'ELS

		Surcharges routières	Moment fléchissant (T.m)		Effort tranchant (T)
			Travée	Appuis	Max
POUTRES DE RIVES ELS	POUTRE1	$A(l)1v$	423.17	4.44	69.57
		$A(l)2v$	461.33	0.42	75.60
		B_c1v	402.84	8.27	71.00
		B_c2v	465.89	7.36	80.82
		B_r	308.17	3.33	52.40
		B_t1v	383.75	6.59	64.55
		B_t2v	433.56	8.31	70.60
		M_c120	419.10	2.95	66.93
		D_{280}	414.82	2.81	67.07
		D_{240}	468.24	2.80	74.52
	POUTRE4	$A(l)1v$	334.53	0.23	56.61
		$A(l)2v$	461.30	0.40	75.54
		B_c1v	319.23	3.22	54.39
		B_c2v	374.26	3.42	62.22
		B_r	308.16	3.29	52.33
		B_t1v	314.07	3.26	53.53
		B_t2v	360.15	3.88	59.63
		M_c120	418.78	2.91	66.84
		D_{280}	414.74	2.75	67.06
		D_{240}	468.19	2.75	74.44

Tableau 4.8: Résultats des éléments de réductions sur les poutres intermédiaires à l'ELS

		Surcharges routières	Moment fléchissant (T.m)		Effort tranchant (T)
			Travée	Appuis	Max
POUTRES INTERMÉDIAIRES ELS	POUTRE2	$A(l)1v$	392.77	2.52	67.28
		$A(l)2v$	470.73	1.75	78.28
		B_c1v	366.30	4.23	67.91
		B_c2v	447.44	8.98	84.83
		B_r	302.26	0.49	51.62
		B_t1v	361.81	3.96	65.67
		B_t2v	426.07	5.74	76.13
		M_c120	457.19	3.32	81.62
		D_{280}	467.38	6.41	82.81
		D_{240}	528.83	9.01	90.18
	POUTRE3	$A(l)1v$	355.34	0.12	57.55
		$A(l)2v$	470.82	1.80	78.31
		B_c1v	329.89	0.19	53.95
		B_c2v	405.23	3.20	71.59
		B_r	302.24	0.56	51.67
		B_t1v	319.17	0.22	52.30
		B_t2v	396.00	3.95	67.51
		M_c120	457.84	3.50	81.84
		D_{280}	467.63	6.49	82.81
		D_{240}	529.00	9.04	90.21

Tableau 4.9: Résultats des éléments de réductions sur les poutres de rives à l'ELU

		Surcharges routières	Moment fléchissant (T.m)		Effort tranchant (T)
			Travée	Appuis	Max
POUTRES DE RIVES ELU	POUTRE1	$A(l)1v$	570.85	6.07	93.91
		$A(l)2v$	621.73	0.58	101.95
		B_c1v	543.64	11.17	95.80
		B_c2v	628.13	9.98	108.97
		B_r	417.55	5.60	71.01
		B_t1v	518.29	8.94	87.22
		B_t2v	584.46	11.23	95.24
		M_c120	565.90	3.98	90.36
		D_{280}	560.00	3.79	90.54
		D_{240}	632.13	3.79	100.60
	POUTRE4	$A(l)1v$	452.66	0.32	76.62
		$A(l)2v$	621.69	0.55	101.86
		B_c1v	432.25	4.45	73.67
		B_c2v	505.80	4.72	84.13
		B_r	417.53	4.54	70.92
		B_t1v	452.39	4.51	72.52
		B_t2v	486.70	5.32	80.63
		M_c120	565.46	3.93	90.25
		D_{280}	559.90	3.72	90.53
		D_{240}	632.06	3.72	100.49

Tableau 4.10: Résultats des éléments de réductions sur les poutres intermédiaires à l'ELU

		Surcharges routières	Moment fléchissant (T.m)		Effort tranchant (T) Max
			Travée	Appuis	
POUTRES INTERMÉDIAIRES ELU	POUTRE2	$A(l)1v$	529.31	3.22	90.63
		$A(l)2v$	633.26	2.20	105.30
		B_c1v	493.94	5.63	91.45
		B_c2v	602.52	11.86	114.11
		B_r	408.71	0.65	69.76
		B_t1v	488.03	5.28	88.49
		B_t2v	573.44	7.50	102.37
		M_c120	617.37	4.49	110.22
		D_{280}	630.96	8.66	111.79
		D_{240}	713.93	12.16	121.75
	POUTRE3	$A(l)1v$	479.41	0.15	77.66
		$A(l)2v$	633.39	2.26	105.34
		B_c1v	445.44	0.25	72.85
		B_c2v	546.18	4.27	96.43
		B_r	408.81	0.73	69.83
		B_t1v	431.18	0.28	70.66
		B_t2v	533.41	5.26	90.90
		M_c120	618.24	4.73	110.51
		D_{280}	631.31	8.76	111.80
		D_{240}	714.16	12.21	121.78

4.8 Les efforts internes extrêmes globaux

La combinaison des charges à l'ELS et à l'ELU sur le tablier nous donne le système D_{240} comme le cas de chargement le plus défavorable en travée et sur appuis pour les poutres intermédiaires (Poutre 2 et poutre 3).

A l'ELS et à l'ELU, le système D_{240} est le plus défavorable en travée tant dis que le système B_t2v est plus défavorable sur appuis les poutres de rives (Poutre 1 et poutre 4).

Pour les efforts tranchants à l'ELS et à l'ELU le système B_c2v produit l'effet le plus contraignant sur les poutres de rives et le système D_{240} pour les poutres intermédiaires.

Tableau 4.11: récapitulative des efforts internes extrêmes globaux

	Poutres	Moment fléchissant (T.m)				Effort tranchant (T)	
		Travée		Appuis		Max	
ELS	Rives	468.24	D240	8.31	Bt2v	80.82	Bc2v
	Intermédiaires	529.00	D240	9.04	D240	90.21	D240
ELU	Rives	632.13	D240	11.23	Bt2v	108.97	Bc2v
	Intermédiaires	714.16	D240	12.21	D240	121.78	D240

4.9 Les diagrammes des efforts internes :

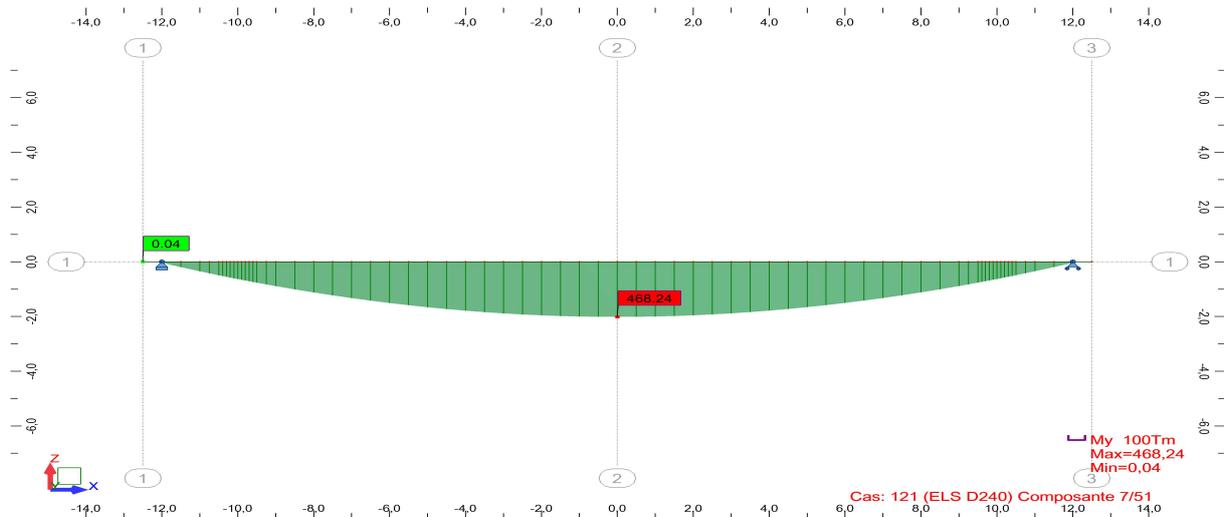


Figure 4.18: Diagramme des moments pour les poutres de rives dû au système D240 à l'ELS

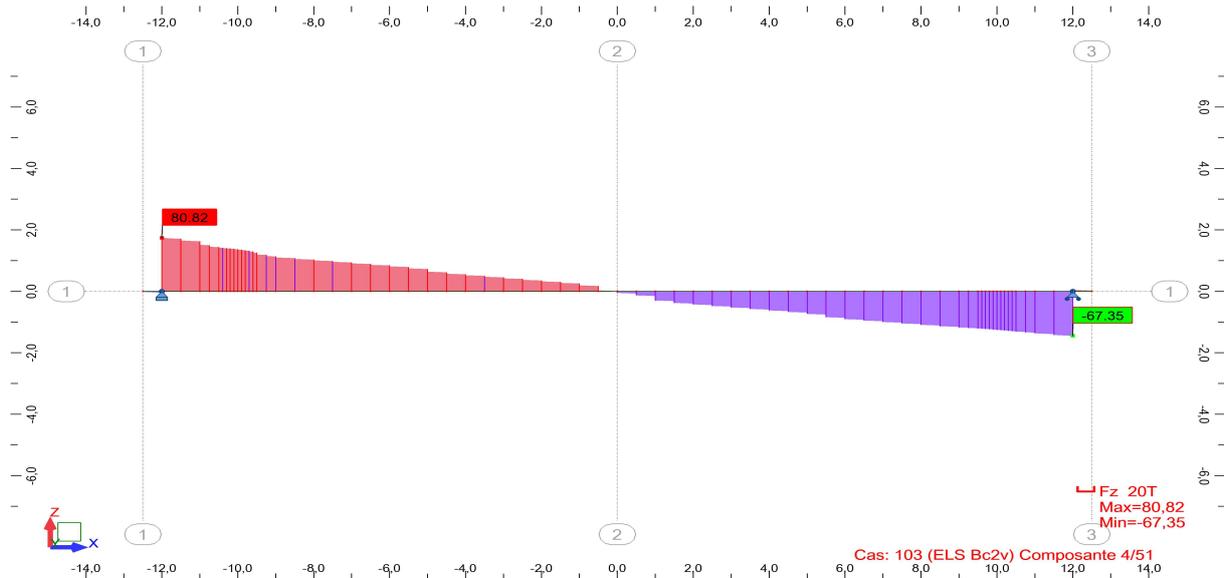


Figure 4.19: Diagramme des efforts tranchants pour les poutres de rives dû au système Bc2v à l'ELS

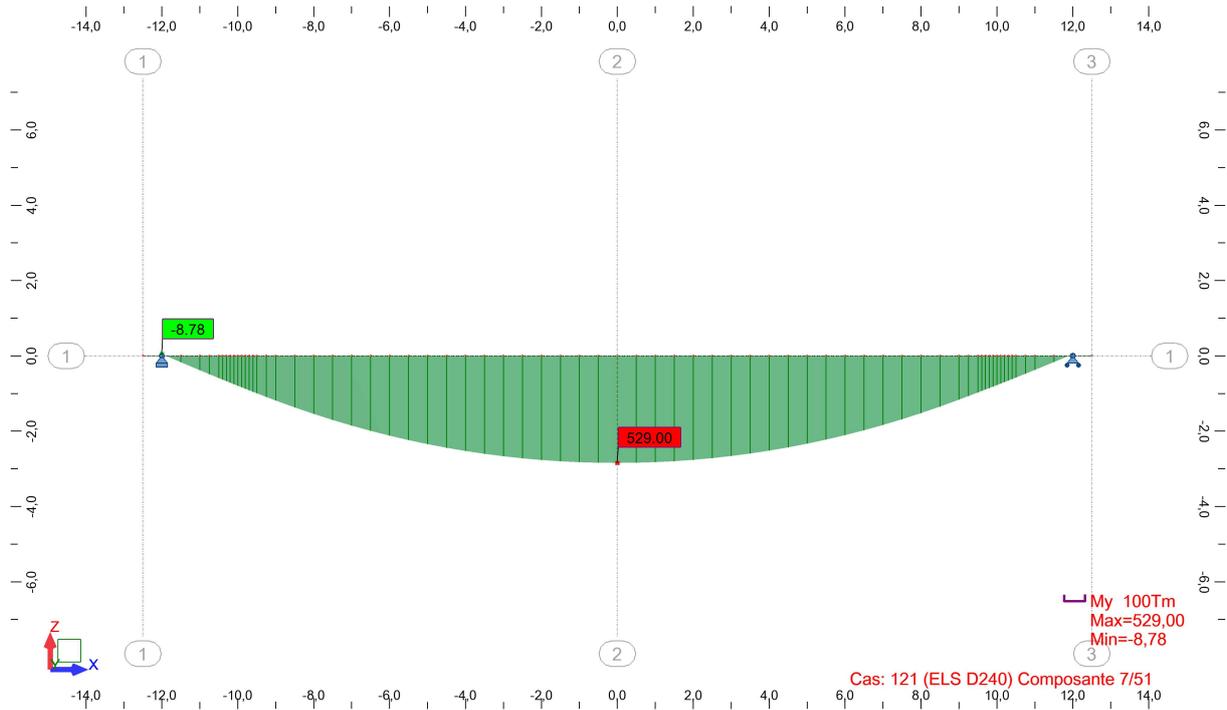


Figure 4.20: Diagramme des moments pour les poutres intermédiaires dû au système D₂₄₀ à l'ELS

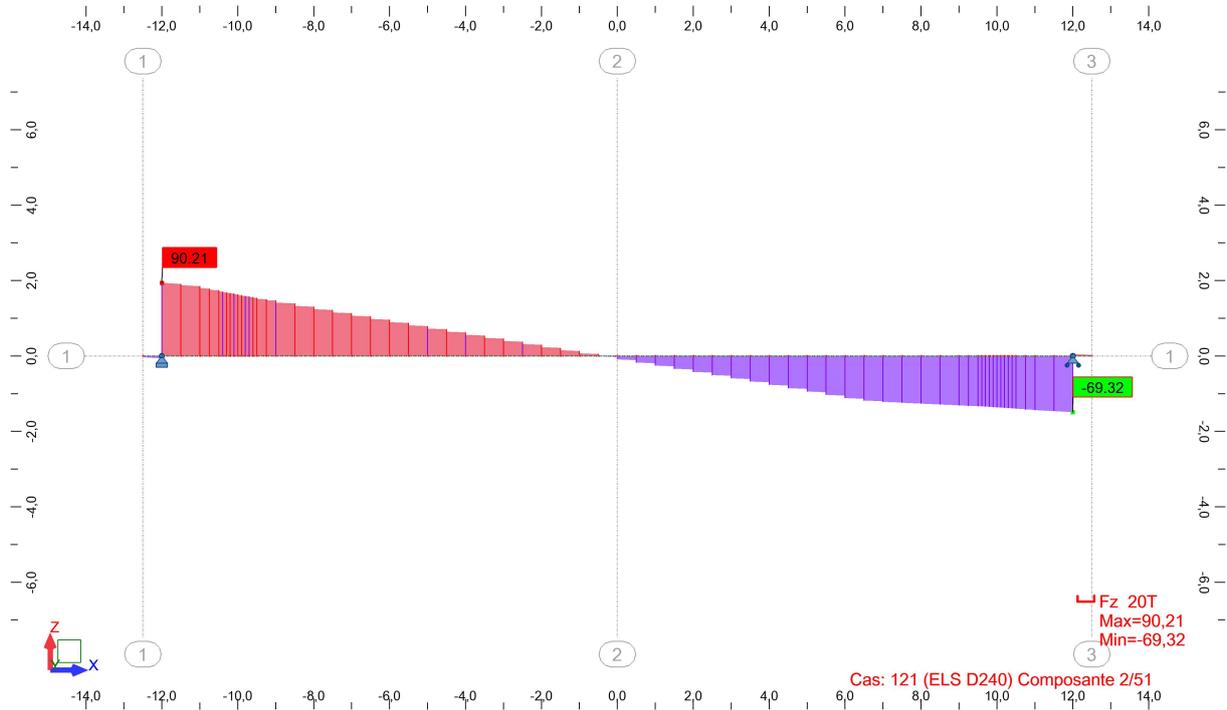


Figure 4.21: Diagramme des efforts tranchants pour les poutres intermédiaires dû au système D₂₄₀ à l'ELS

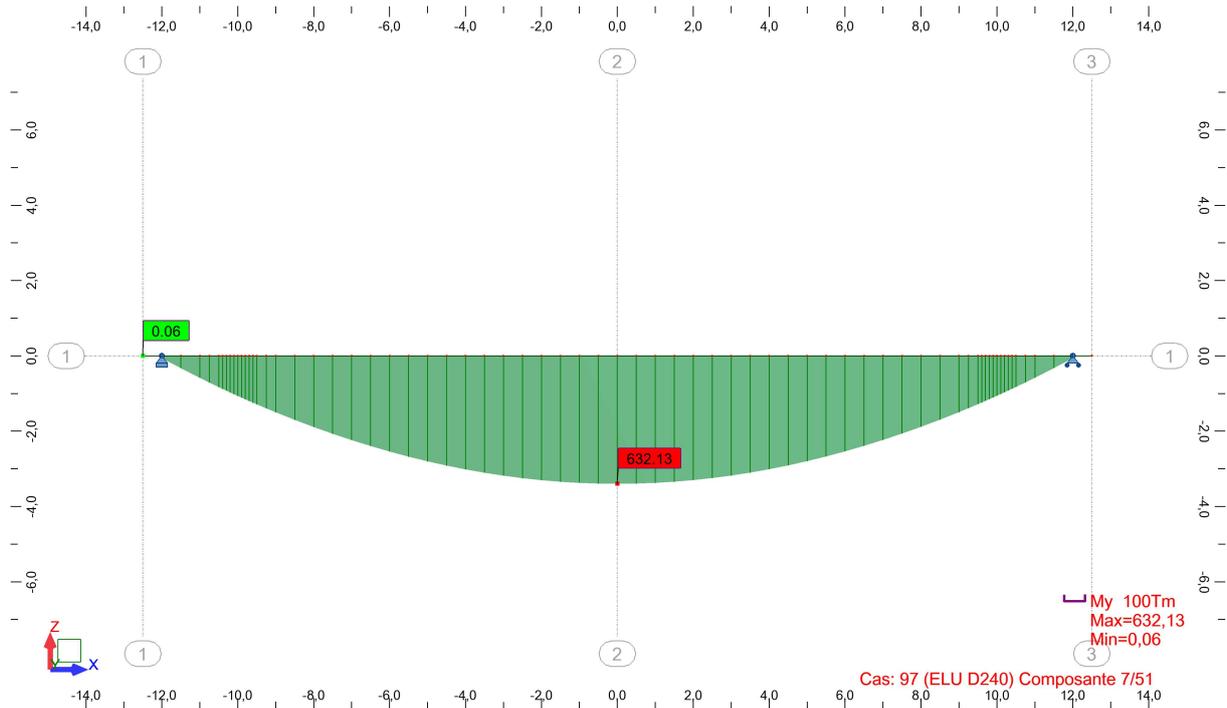


Figure 4.22: Diagramme des moments pour les poutres de rives dû au système D240 à l'ELU

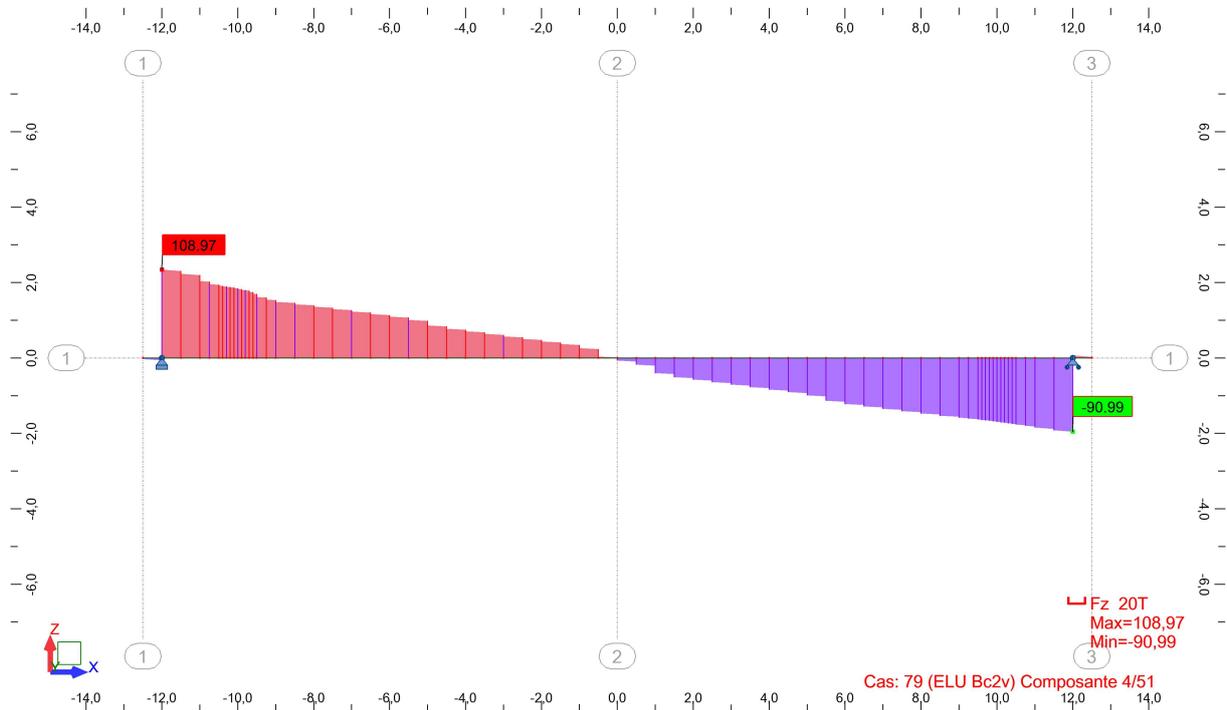


Figure 4.23: Diagramme des efforts tranchants pour les poutres de rives dû au système Bc2v à l'ELU

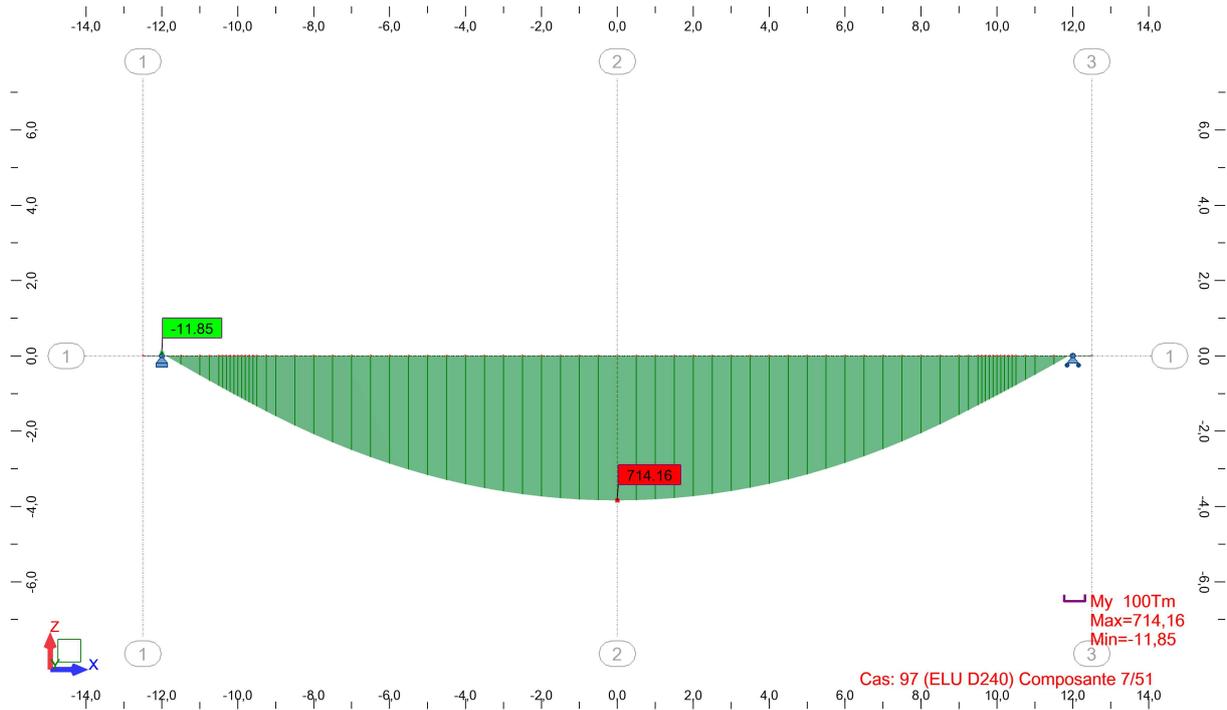


Figure 4.24: Diagramme des moments pour les poutres intermédiaires dû au système D240 à l'ELU

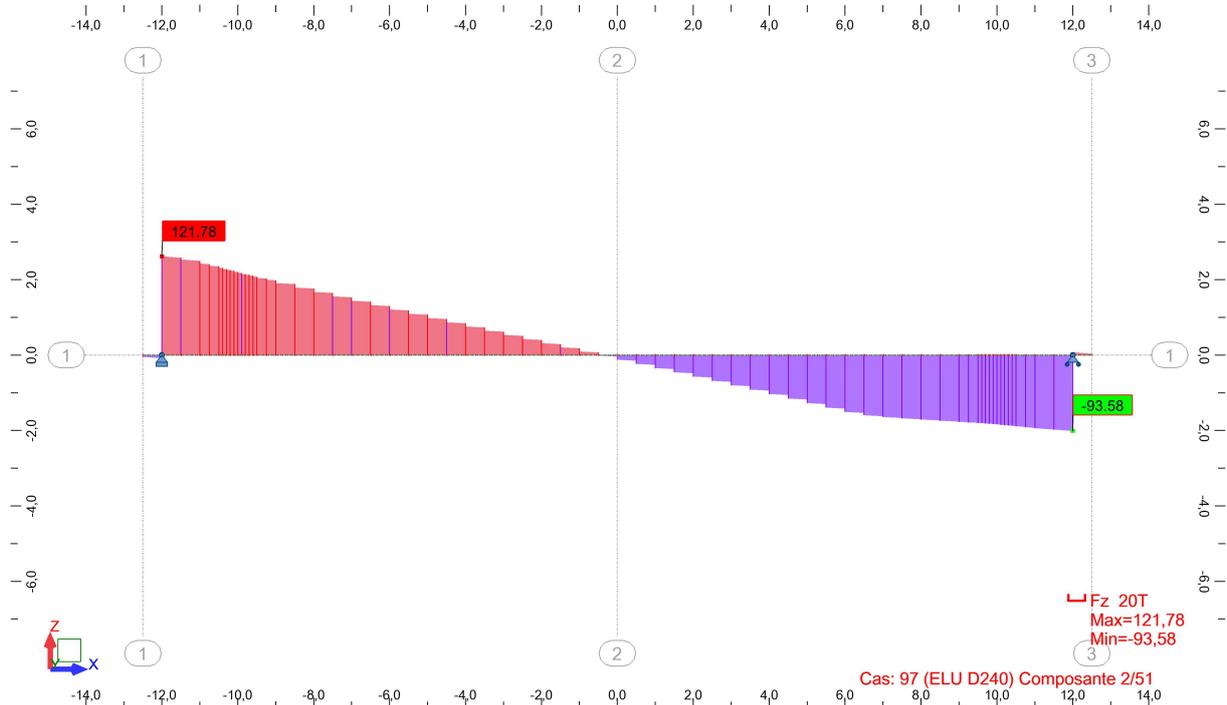


Figure 4.25: Diagramme des efforts tranchants pour les poutres intermédiaires dû au système D240 à l'ELU

Pour le ferrillage des poutres nous allons considérer 20% du moment en travée pour les moments sur appuis.

Chapitre 5 : Ferrailage de l'hourdis

5.1 Introduction :

La dalle est un élément d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions, connue souvent sous le nom de hourdis elle est posée généralement sur quatre appuis. Mise à part son poids propre, le hourdis d'un pont reçoit des charges complémentaires permanentes et des charges routières qu'elle transmet aux poutres. La dalle est une structure ferrillée suivant une ou deux directions, dans notre cas, compte tenu de l'effet de certaines charges concentrées la dalle porte suivant les deux directions. Elle joue aussi un rôle d'entretoise pour les poutres et assure la répartition transversale des charges.

Ce chapitre sera consacré au ferrailage de l'hourdis suivant la recommandation du BAEL91mod99 [1]. Nous utiliserons les valeurs des moments et efforts tranchants obtenues par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

5.2 Valeurs des efforts internes aux états limites

Tableau 5.1: Résultats récapitulatifs des efforts internes donnés par Robot à l'ELS

		Mxx (T.m/m)		Txx (T/m)	Myy (T.m/m)		Tyy (T/m)
		Travée	Appuis	Max	Travée	Appuis	Max
ELS	$A(l)1v$	2.10	0.53	1.91	1.46	2.25	5.00
	$A(l)2v$	2.43	0.51	1.89	1.69	1.43	3.77
	B_c1v	2.84	1.99	6.11	3.24	2.89	10.64
	B_c2v	3.35	1.11	10.04	2.98	3.46	19.64
	B_r	4.82	3.51	13.20	4.73	2.15	8.95
	B_t1v	4.08	2.64	12.87	3.40	2.52	25.73
	B_t2v	3.82	3.56	11.62	4.28	3.25	21.94
	M_c120	2.56	0.94	3.66	2.78	2.21	10.39
	D_{280}	3.00	1.17	3.55	3.86	2.22	8.18
	D_{240}	3.54	1.28	3.86	5.76	3.02	9.00

Tableau 5.2: Résultats récapitulatifs des efforts internes donnés par Robot à l'ELU

		Mxx (T.m/m)		Txx (T/m)	Myy (T.m/m)		Tyy (T/m)
		Travée	Appuis	Max	Travée	Appuis	Max
ELU	A(l)1v	2.82	0.70	2.56	1.92	3.01	6.73
	A(l)2v	3.25	0.68	2.52	2.22	1.92	4.98
	B _c 1v	3.81	2.65	8.14	4.31	3.90	14.16
	B _c 2v	4.49	1.48	13.40	3.97	4.62	26.22
	B _r	6.45	4.68	17.64	6.32	2.88	11.96
	B _t 1v	5.46	3.53	17.15	4.51	3.41	34.31
	B _t 2v	5.10	4.75	15.47	5.70	4.35	29.25
	M _c 120	3.45	1.27	4.94	3.75	2.99	14.04
	D ₂₈₀	4.05	1.58	4.79	6.01	3.08	11.04
	D ₂₄₀	4.77	1.73	5.21	7.78	4.07	12.15

5.3 Principe de calcul du ferrailage de l'hourdis :

En général, les ponts sont considérés comme des ouvrages avec fissuration préjudiciable. Dans le cas de construction dans un milieu très agressive (tel que mers ou à proximité d'une usine industrielle), la fissuration devient très préjudiciable. Compte tenu de la situation géographique de notre ouvrage la fissuration est considérée préjudiciable. Le hourdis est calculé comme une poutre à section rectangulaire de largeur égale à l'unité sous sollicitation flexion simple, à l'état limite ultime.

5.4 Hypothèse et données de calculs :

5.4.1 Hypothèses :

$$\text{Fissuration préjudiciable à l'ELS : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} fe; \max \left(\frac{1}{2} fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) = 250 \text{MPa}$$

$$\text{A l'ELS: } \sigma_b = 21 \text{MPa}$$

$$f_{c28} = 35 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 19.83 \text{MPa}$$

Epaisseur de l'hourdis h_0 : 20cm

Largeur de l'hourdis à considérer : $b = 1m$

5.4.2 Données de calcul :

Tableau 5.3: Les moments de calcul à l'ELU

	Travée (M_t)	Appuis (M_a)
M_{xx} (T.m/m)	6.45	4.75
M_{yy} (T.m/m)	7.78	4.62

5.5. Panneau intermédiaire

5.5.1 Etude de la flexion longitudinale (M_{xx})

5.5.1.1 En travée :

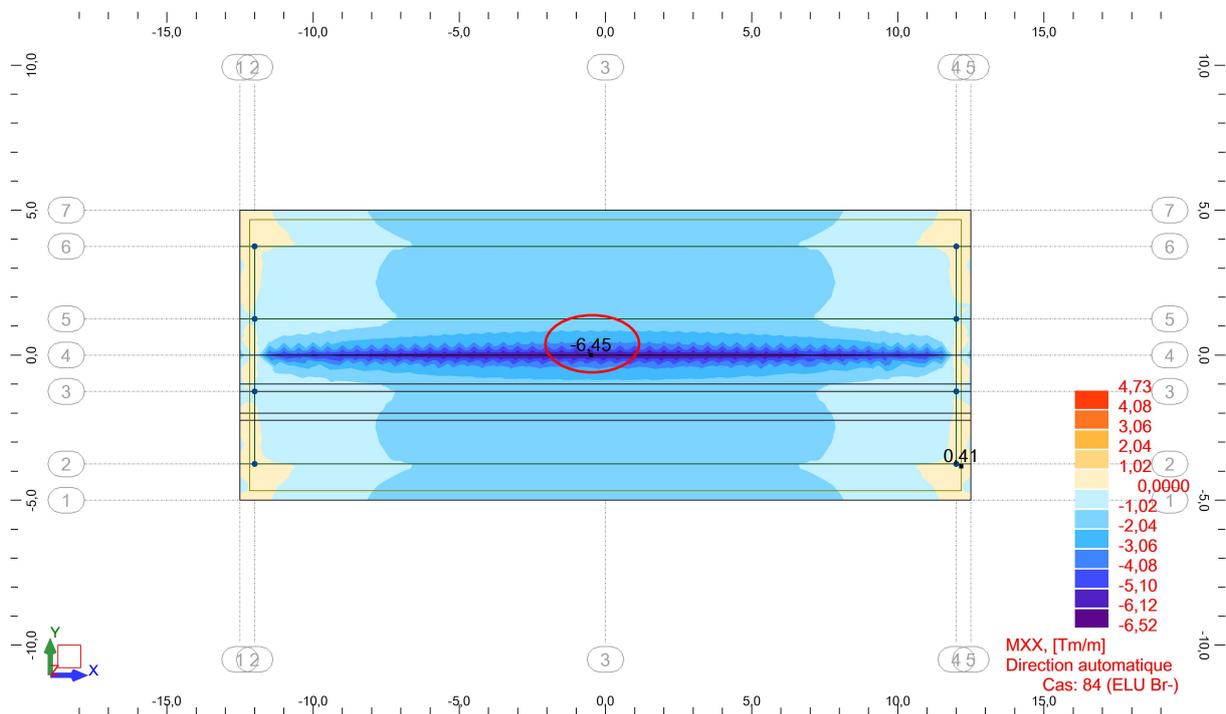


Figure 5.1: Cartographie du moment longitudinal en travée (ELU Br)

❖ Armatures longitudinales (nappe inférieure)

- Les paramètres de calcul :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}}$$

$$d = 0.9h_0 = 0.9 \times 20\text{cm} = 18\text{cm}$$

$$\mu = \frac{6.45 \times 10^4}{1 \times 180^2 \times 19.83} = 0.100 \quad \mu < 0.186$$

Pivot A ; $1000\varepsilon_s = 10$; $A' \neq$

$$1000\varepsilon_{sl} = \frac{fe}{200\gamma_s} = \frac{500}{200 \times 1.15} = 2.17$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_{st} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}) = 0.132$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.132 = 0.947$$

$$Z = \beta d = 0.947 \times 18 = 17.05 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z\sigma_{st}} = \frac{6.45 \times 10^4}{0.1705 \times 434.78} = 870.29 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 8.70 \text{ cm}^2$$

Proposition d'armatures : $A_s = \mathbf{8HA14} = \mathbf{12.31 \text{ cm}^2}$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{fe} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.7}{500} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}$$

Condition vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 5.4: Les moments de calcul à l'ELS

	Travée (M_t)	Appuis (M_a)
Mxx (T.m/m)	4.82	3.56
Myy (T.m/m)	5.76	3.46

- Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{1}{b} \left[-nA_{st} + \sqrt{n^2 A_{st}^2 + 2bndA_{st}} \right]$$

$$y = \frac{1}{100} \left[-15 \times 12.31 + \sqrt{15^2 \times 12.31^2 + 2 \times 100 \times 15 \times 18 \times 12.31} \right]$$

$$y = 0.066 \text{ m}$$

- Moment quadratique :

$$I = \frac{1}{3} by^3 + nA_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 1 \times 0.066^3 + 15 \times 12.31 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.066)^2 = 3.410^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = 3.410^{-4} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.82}{3.4 \times 10^{-4}} \times 0.066 = 9.35 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_b$$

Condition vérifiée.

- Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 4.82}{3.4 \times 10^{-4}} (0.18 - 0.066) = 247.36 MPa$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

Condition vérifiée.

5.5.1.2 Sur appuis :

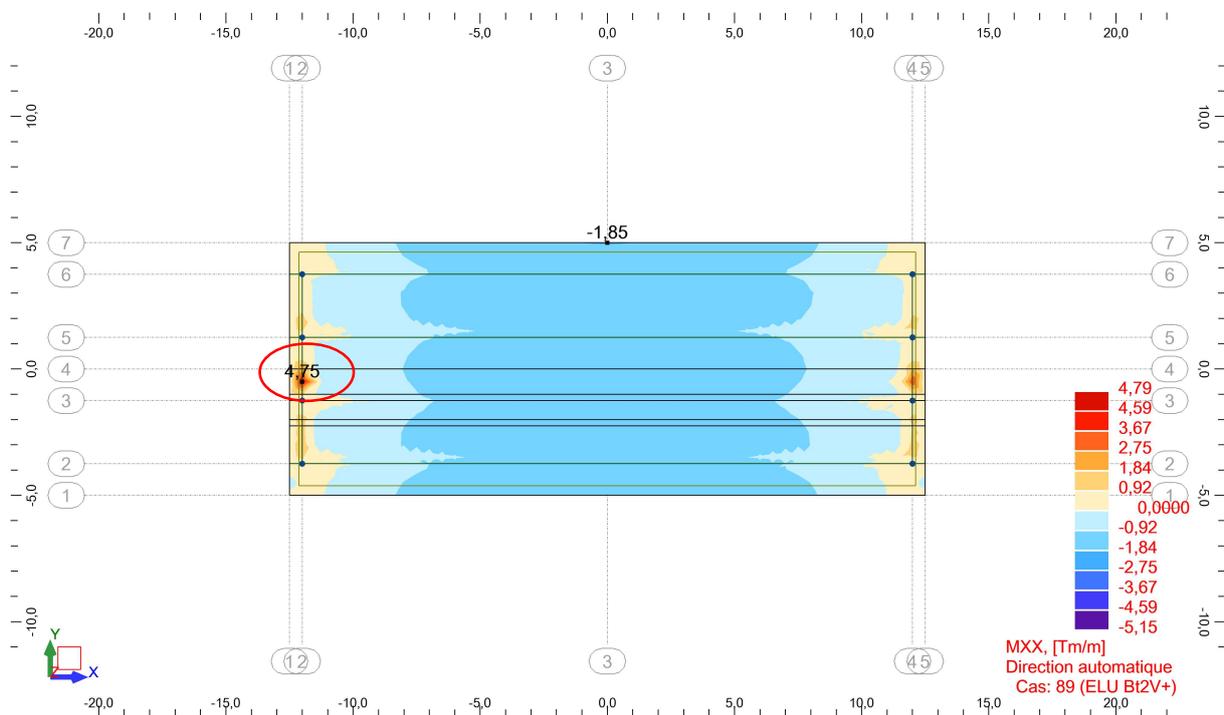


Figure 5.2: Cartographie du moment longitudinal sur appuis (ELU Bt2v)

Les calculs seront de la même manière qu'en travée en considérant le moment sur appuis. Les résultats seront résumés.

❖ Les armatures longitudinales (nappe supérieure)

Tableau 5.5: Les paramètres de calcul

μ	$0.074 < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A
α	0.096
β	0.962
Z	17.31cm
σ_{st}	434.78MPa

$$A_{st} = 6.31\text{cm}^2$$

Proposition d'armatures : $A_s = 8\text{HA}12 = 9.05\text{cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} > A_{min} = 2.24\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

- Vérification des contraintes :

Les calculs seront de la même manière qu'en travée.

- Position de l'axe neutre : $y = 0.058\text{m}$
- Moment quadratique : $I = 2.710^{-4}\text{m}^4$
- Béton :

$$\sigma_{bc} = 7.68\text{MPa} < \sigma_b \text{ vérifiée}$$

- Acier :

$$\sigma_{st} = 244.65\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} \text{ vérifiée}$$

Condition vérifiée.

5.5.2 Etude de la flexion transversale (Myy)

5.5.2.1 En travée :

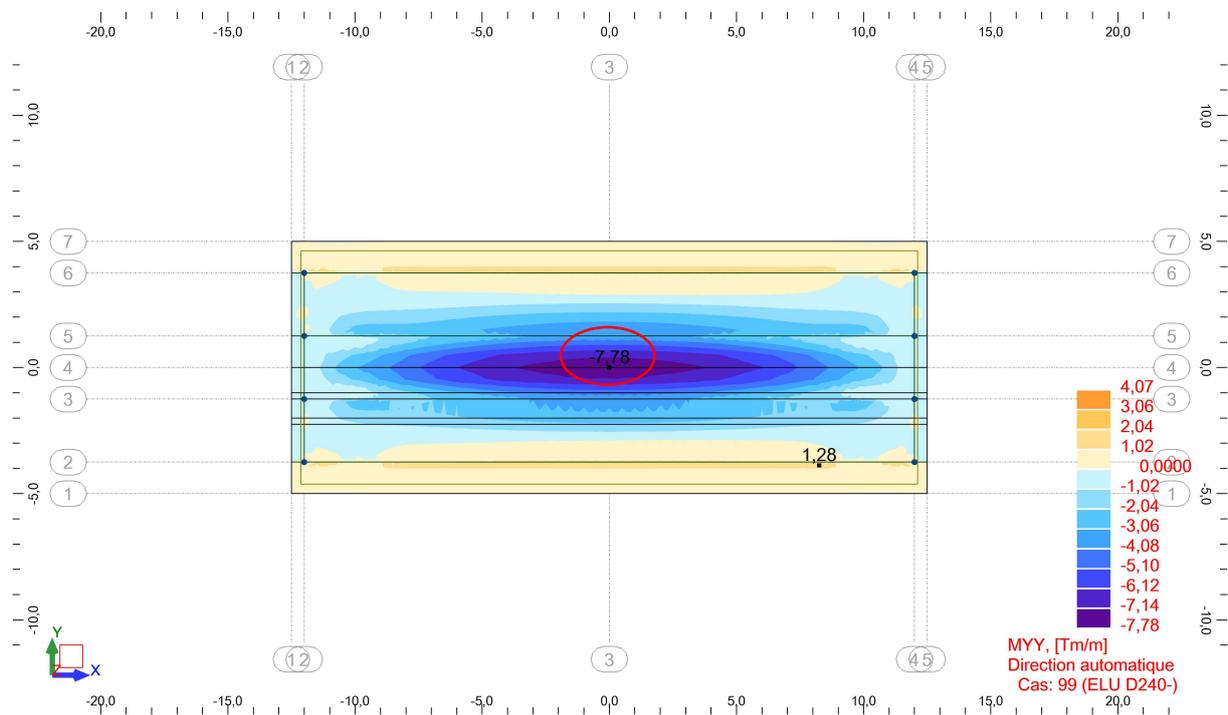


Figure 5.3: Cartographie du moment transversal en travée (ELU D240)

Les calculs seront de la même manière que les armatures longitudinales en travée. Les résultats seront résumés.

❖ Les armatures transversales (nappe inférieure) :

Tableau 5.6: Les paramètres de calcul

μ	$0.121 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0$
α	0.162
β	0.935
Z	16.83cm
σ_{st}	434.78MPa

$$A_{st} = 10.63\text{cm}^2$$

Proposition d'armatures : $A_s = 7HA14 = 10.78\text{cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{min} = 2.24\text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

- Vérification des contraintes :

Les calculs seront de la même manière qu'en travée.

- Position de l'axe neutre : $y = 0.062\text{m}$

- Moment quadratique : $I = 3.0510^{-4}\text{m}^4$

- Béton :

$$\sigma_{bc} = 11.69 < \sigma_b \text{ vérifiée}$$

- Acier :

$$\sigma_{st} = 335.22\text{MPa} > \overline{\sigma_{st}} \text{ non vérifiée}$$

Condition non vérifiée.

Pour cela nous avons deux solutions :

- 1- Augmenter l'épaisseur de la dalle
- 2- Augmenter la section d'armatures.

Nous avons choisi la deuxième solution.

$$\text{soit } A_{st} = 8HA16 = 16.08\text{cm}^2$$

• Re-vérification des contraintes :

- Position de l'axe neutre : $y = 0.072\text{m}$

- Moment quadratique : $I = 4.0610^{-4}\text{m}^4$

{ Pour béton : $\sigma_{bc} = 10.24\text{MPa} < \sigma_b$ vérifiée

{ Pour l'acier : $\sigma_{st} = 229.69\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}}$ vérifiée

Alors les contraintes sont vérifiées.

5.5.2.2 Sur appuis :

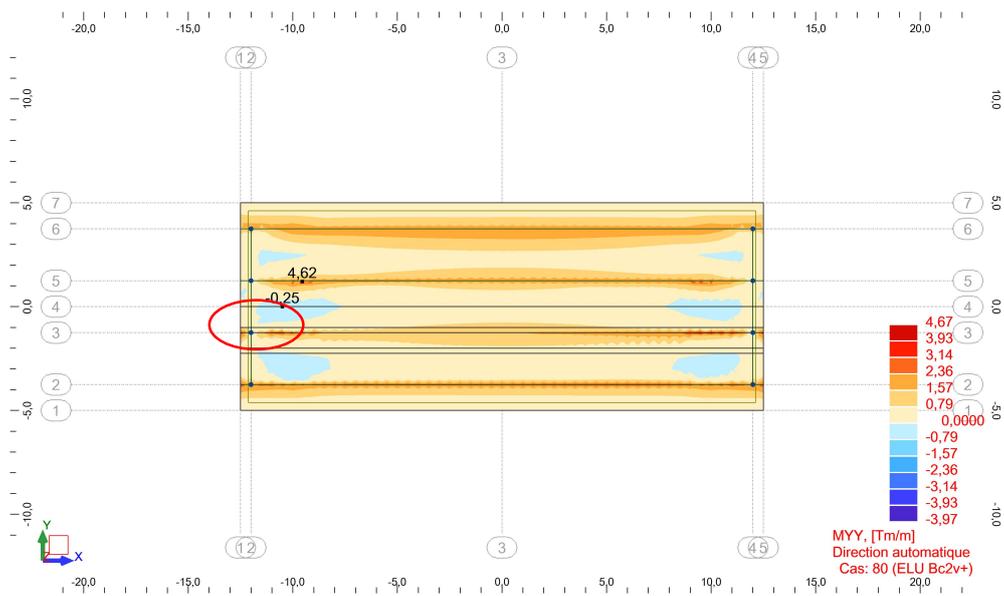


Figure 5.4: Cartographie du moment transversal sur appuis (ELU Bc2v)

Les résultats seront résumés.

- ❖ Les armatures transversales (nappe supérieure)

Tableau 5.7: Les paramètres de calcul

μ	$0.072 < 0.186$
α	0.093
β	0.963
Z	17.33cm
σ_{st}	434.78MPa

$$A_{st} = 6.13cm^2$$

Proposition d'armatures : $A_s = 8HA12 = 9.05cm^2$

- Condition de non fragilité : $A_s > A_{min} = 2.24cm^2$ condition vérifiée.
- Vérification des contraintes :

Les calculs seront de la même manière qu'en travée.

- Position de l'axe neutre : $y = 0.058m$
- Moment quadratique : $I = 2.710^{-4}m^4$
- Béton :

$$\sigma_{bc} = 7.47MPa < \sigma_b \text{ vérifiée}$$

- Acier :

$$\sigma_{st} = 237.78MPa < \overline{\sigma}_{st} \text{ vérifiée}$$

Les résultats de calcul de ferrailage et vérification à l'ELS sont données sur le tableau 5.8 ci-dessous :

Tableau 5.8: Récapitulative des armatures de l'hourdis intermédiaire

Sens de calcul	Moment (T.m)		Ferrailage (cm ²)		Vérification (MPa) à l'ELS
	ELU	ELS	Théorique	Adopté	
X-X	En travée $M_t = 6.45$	En travée $M_t = 4.82$	$A_{st} = 8.70$	$A_{sa} = 12.31$ 8HA14	$\sigma_{bc} = 9.35 < 21$ $\sigma_{st} = 247.36 < 250$
	Sur appuis $M_a = 4.75$	Sur appuis $M_a = 3.56$	$A_{st} = 6.31$	$A_{sa} = 9.05$ 8HA12	$\sigma_{bc} = 7.68 < 21$ $\sigma_{st} = 244.65 < 250$
Y-Y	En travée $M_t = 7.78$	En travée $M_t = 5.76$	$A_{st} = 10.63$	$A_{sa} = 16.08$ 8HA16	$\sigma_{bc} = 10.24 < 21$ $\sigma_{st} = 229.69 < 250$
	Sur appuis $M_a = 4.62$	Sur appuis $M_a = 3.43$	$A_{st} = 6.13$	$A_{sa} = 9.05$ 8HA12	$\sigma_{bc} = 7.47 < 21$ $\sigma_{st} = 237.78 < 250$

5.6 Panneau de rive :

Les panneaux de rive sont considérés comme encastres dans les poutres de rive, leur dimensionnement revient à calculer une poutre console par mètres linéaires.

Pour leurs ferrailages on adopte celui calculé au niveau de l'appuis pour les deux directions.

Tableau 5.9: Les armatures du panneau de rive

Armatures		Nappe supérieure
Longitudinales	A_{st}	8HA12 = 12.31cm ²
	A_{sc}	0
Transversales	A_{st}	8HA12 = 12.31cm ²
	A_{sc}	0

Longueur de recouvrement des armatures transversales

$$l_r = l \frac{e}{e'} \text{ Avec } e = e' = h_0 = 20\text{cm et } l = 95\text{cm}$$

$$l_r = 95\text{cm}$$

5.7 Condition relative à la non-utilisation d'armatures d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée.

- Armatures d'effort tranchant suivant la direction X (Qxx)
- $Q_{xx} = T_{xx} = Tu = 17.64t$

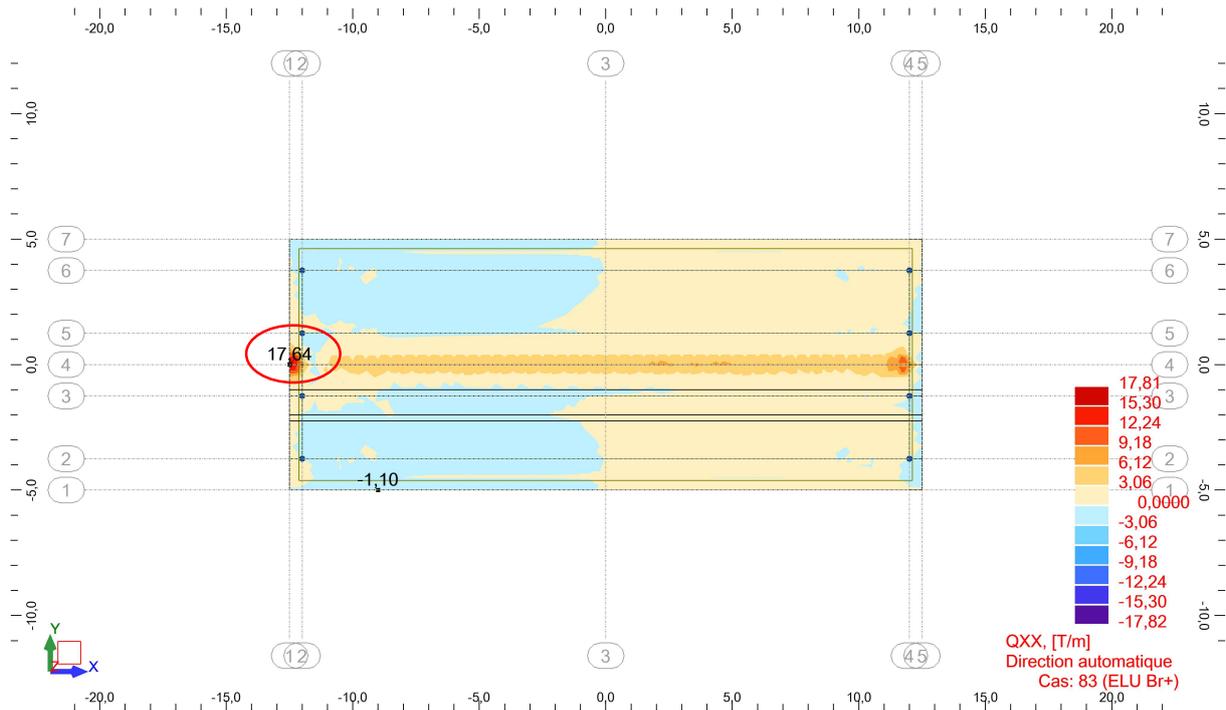


Figure 5.5: Cartographie de l'effort tranchant (ELU Br)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{17,64}{1 \times 0,18} = 98 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u = 98 \text{ t/m}^2$$

$$0,07 \times \frac{35}{1,5} = 1,63 \text{ MPa} = 163,33 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u < 163,33 \text{ t/m}^2$$

Condition vérifiée.

- Armatures d'effort tranchant suivant la direction Y (Qyy)
- $Q_{yy} = T_{yy} = T_u = 34,31 \text{ t}$

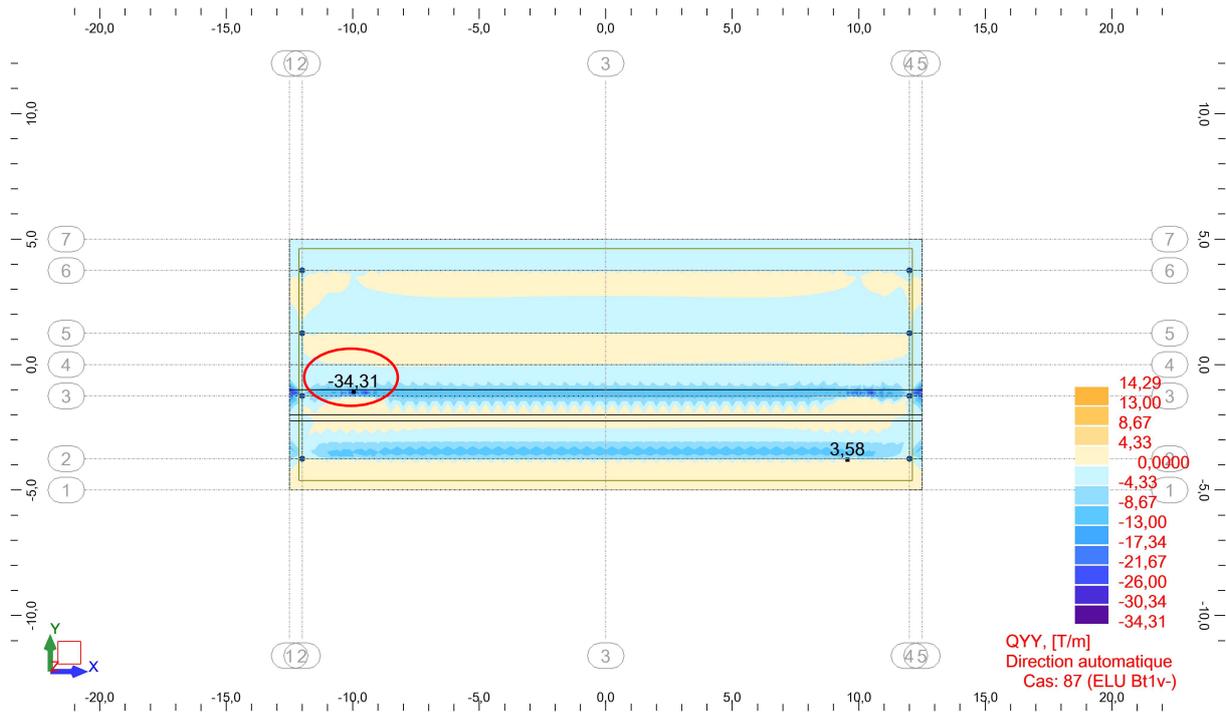


Figure 5.6: Cartographie de l'effort tranchant (ELU Bt1v)

$$\tau_u = \frac{34.31}{1 \times 0.18} = 190.61 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u = 190.61 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u > 163.33 \text{ t/m}^2$$

Condition non vérifiée.

Les armatures d'effort tranchant sont nécessaires pour la direction Y-Y

- Calcul d'armatures d'âmes :
- Contrainte tangentielle conventionnelle

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \times \left(\frac{10 h_0}{3} \right) = \frac{34.31 \times 10 \times 20 \times 10^{-2}}{1 \times 0.18 \times 3} = 127.07 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa}$$

- Contrainte tangente ultime :

En fissuration préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.5; 4) = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée.

- Détermination des armatures de l'âme :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3Kf_{tj})}{0.9fe(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- Disposition minimale
- Diamètres des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right)$$

Avec ϕ_{lmin} diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{100}{10}; \phi_{lmin}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.57cm; 10cm; 1.2)$$

$$\phi_t \leq 0.57cm \Rightarrow \phi_t \leq 5.7mm$$

En pratique on prend :

$$\phi_t = \frac{A_s}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

La fissuration étant préjudiciable : $\phi_t > 6mm$

Proposition :

$$\begin{cases} \phi_t = 8mm = 0.50cm^2 \\ A_t = 6HA8 = 3.02cm^2 \end{cases}$$

- Calcul de S_t

$$S_t \leq \frac{0.9feA_t(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0\gamma_s(\tau_u - 0.3Kf_{tj})} = \frac{0.9 \times 500 \times 3.02(\cos 90 + \sin 90)}{100 \times 1.15(1.27 - 0.3 \times 1 \times 2.7)}$$

$$S_t \leq 25.69cm$$

On prend : **$S_t = 15cm$**

- Pourcentage des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \\ \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

$$S_t \leq \min(16.2cm; 40cm)$$

$$S_t = 15cm < 16.2cm$$

$$\frac{A_t fe}{b_0 S_t} = \frac{3.02 \times 500}{100 \times 15} = 1.01MPa > 0.4MPa$$

Condition vérifiée.

5.8 Vérification au poinçonnement sous charge localisée

L'épaisseur du hourdis doit vérifier la condition suivante :

$$h_0 \geq \frac{Q_u}{0.045 U_c f_{c28} / \gamma_b}$$

$Q_u = \gamma Q_1 \delta P$: Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU

$P = 10t$: Poids du système B_r

$\gamma Q_1 = 1.6$:

$\delta = \delta_{B_r} = 1.070$

U_c : Périmètre du rectangle de répartition

u, v : Dimension du rectangle de répartition

$h_r = 8cm$: Epaisseur du revêtement

$h_0 = 20cm$: Epaisseur de la dalle

$u = a + 1.5h_r + h = 0.3 + 1.5 \times 0.08 + 0.2 = 0.62m$

$v = b + 1.5h_r + h = 0.6 + 1.5 \times 0.08 + 0.2 = 0.92m$

$U_c = 2(u + v) = 2(0.62 + 0.92) = 3.08m$

$Q_u = 1.6 \times 1.070 \times 10 = 17.12t$

$$h_0 \geq \frac{17.12}{0.045 \times 3.08 \times 35 / 1.5} = 52.94mm = 5.29cm$$

$h_0 \geq 5.29cm$

Condition vérifiée.

5.9 Condition de non fragilité

- Hourdis intermédiaire :

$$A_{sX} \geq \frac{1}{2} \rho_0 (3 - \rho) b h_0$$

$\rho_0 = 0.610^{-3}$: Pour Fe50

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.2}{3.26} = 0.093$$

$$A_{sX} \geq \frac{1}{2} \times 0.610^{-3} (3 - 0.093) \times 1 \times 0.2$$

$$A_{sX} \geq 1.74 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{sX} = 1.74 cm^2 < A_{sa} = 9.05 cm^2$$

Condition vérifiée.

$$A_{sY} \geq \rho_0 b h_0$$

$$A_{sY} \geq 0.610^{-3} \times 1 \times 0.2 = 1.210^{-4} m^2$$

$$A_{sY} \geq 1.2 cm^2$$

$$A_{sY} \geq \frac{A_{sX}}{3} = \frac{1.73}{3} = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{sY} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

5.10 Disposition des armatures dans le hourdis

- Diamètre maximal des armatures

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{0.2 \text{ m}}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{max} = 16 < 20 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Diamètre minimal des armatures

$\emptyset > 6 \text{ mm}$ Fissuration préjudiciable

$$\emptyset_{min} = 8 > 6 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Espacement des armatures

En fissuration préjudiciable :

$$E_{max} \leq \inf(2h_0; 25 \text{ cm}) \Rightarrow \inf(40 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \Rightarrow E_{max} \leq 25 \text{ cm}$$

On a :

$$E_{max} = \frac{100 \text{ cm}}{8} = 12.25 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

5.11 Dessin du ferraillage

5.11.1 Hourdis intermédiaire

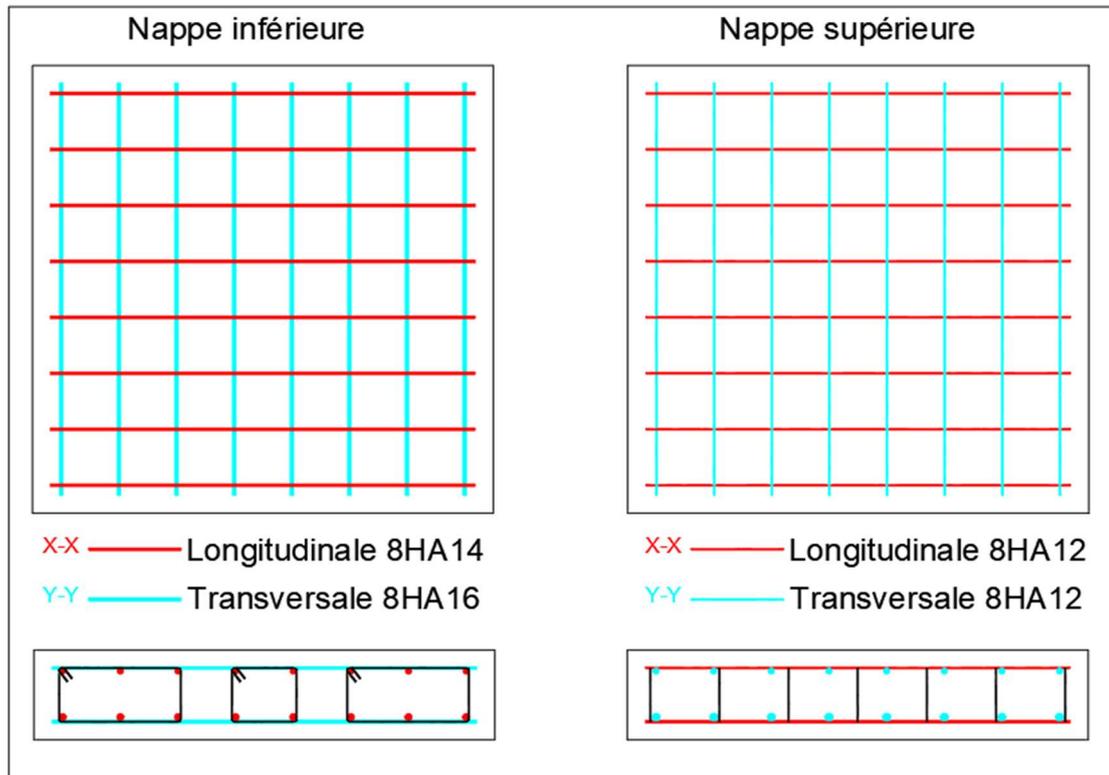


Figure 5.7: Ferraillage intermédiaire

5.11.2 Hourdis de rive

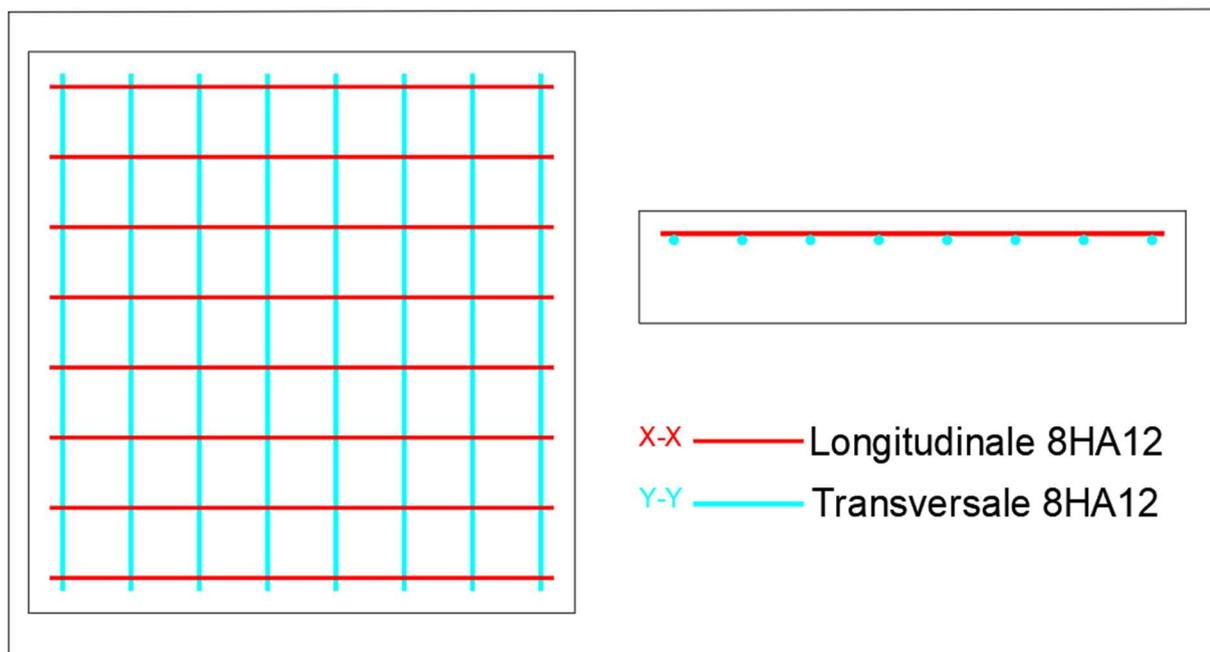


Figure 5.8: Ferraillage de rive

5.12 Ferrailage des prédalles

Les prédalles sont préfabriquées, elles servent de coffrage perdu pour la dalle. Son ferrailage revient à calculer une poutre simplement appuyée de largeur l'unité.

5.12.1 Dimensionnement

- Charges permanente

Poids propre de la prédalle : $G_{pr} = 0.15t/ml$

Poids propre de l'hourdis : $G_H = 0.5t/ml$

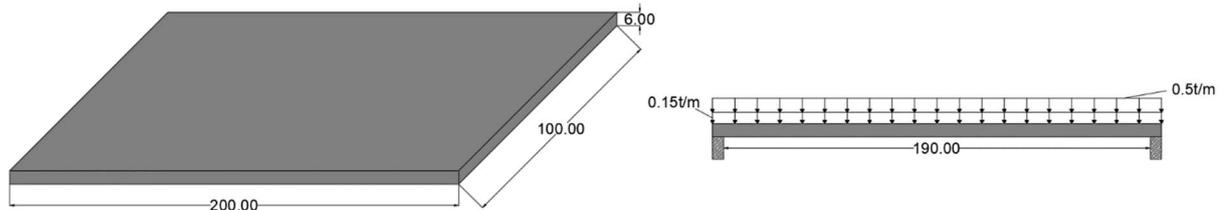


Figure 5.9: Schémas statique de la prédalle

- Calcul du moment :

Longueur de la prédalle pris aux nus d'appuis : $L = 190cm$

$$M_0 = \frac{QL^2}{8}$$

$$Q = G_{pr} + G_H = 0.15 + 0.5 = 0.65t/ml$$

$$M_0 = \frac{0.65 \times 1.90^2}{8} = 0.29t.m$$

$$\text{A l'ELS: } M_{ser} = 1M_0 = 0.29t.m$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1.35M_0 = 0.4t.m$$

- Hypothèse de calcul :

Fissuration peu préjudiciable

$$f_e = 400MPa$$

$$\sigma_{st} = 347.83MPa$$

$$\sigma_b = 21MPa$$

$$f_{c28} = 35MPa$$

$$\sigma_{bc} = 19.83MPa$$

Epaisseur de la prédalle h_0 : 6cm

Largeur à considérer : bande de $b = 1m$

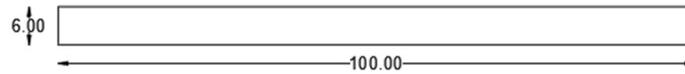


Figure 5.10 : Schéma de calcul de la prédalle

Les calculs seront résumés dans un tableau :

Tableau 5.10: Les paramètres de calcul

μ	0.069
α	0.09
β	0.96
Z	5.21cm

$$A_{st} = 2.21cm^2$$

Proposition d'armatures : $A_s = 5HA10 = 3.93cm^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 5.4 \times \frac{2.7}{400} = 0.84cm^2$$

$$A_{min} = 0.84cm^2$$

$$A_s > A_{min}$$

Condition vérifiée.

- Vérification des contraintes :

Position de l'axe neutre : $y = 0.02m$

Moment quadratique : $I = 9.48110^{-6}m^4$

- Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.29}{9.48110^{-6}} \times 0.02 = 612.24t/m^2$$

$$\sigma_{bc} = 6.12MPa$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_b$$

Condition vérifiée.

- Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 0.29}{9.48110^{-6}} (0.054 - 0.02) = 15591.54t/m^2$$

$$\sigma_{st} = 155.92MPa$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A_s = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Proposition d'armatures : $A_r = 6\text{HA}6 = 1.70 \text{ cm}^2$

5.12.2 Dessin du ferrailage :

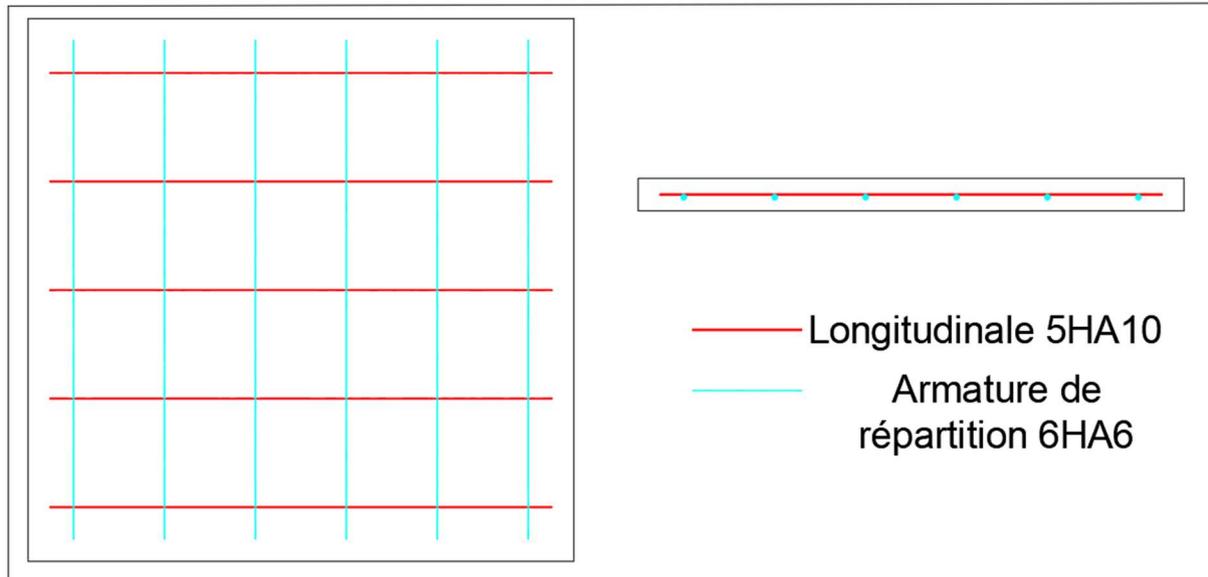


Figure 5.10: Ferrailage du prédalle

5.13 Ferrailage des corniches :

Les efforts à considérer et à transmettre à la structure pour notre projet sont :

- Le poids propre de la corniche ($Q+Q_1$) ;
- Le poids du grade corps (Q_2) tel qu'il est défini. [7]

Pour leur ferrailage ils seront considérés comme des poutres consoles de section 25x1m.

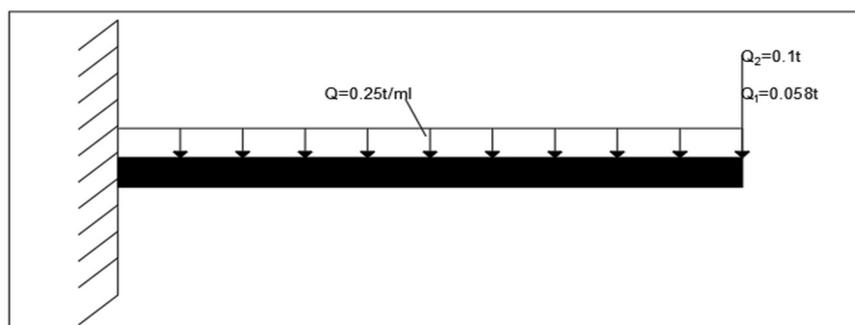


Figure 5.11: Schémas statique de la corniche

5.13.1 Dimensionnement :

- Calcul du moment

La longueur de la corniche est de 0.37m.

$$M_0 = \frac{QL^2}{2} + L(Q_1 + Q_2)$$

$$M_0 = \frac{0.25 \times 0.37^2}{2} + 0.37(0.06 + 0.1) = 0.076 \approx 0.1 \text{ t.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_{ser} = 1M_0 = 0.1 \text{ t.m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1.35M_0 = 0.14 \text{ t.m}$$

- Hypothèse de calcul

Les corniches en béton sont justifiées en considérant leur fissuration comme non préjudiciable [1]

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

Les calculs seront résumés dans le tableau :

Tableau 5.11: Les paramètres de calcul

μ	0.002
α	0.0024
β	0.999
Z	22.48 cm
A_{st}	0.18 cm ²

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} < A_{min} = 2.72 \text{ cm}^2 \text{ Condition non vérifiée : } A_{st} = A_{min}$$

$$\text{Proposition d'armatures : } A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

- Récapitulatif du ferrailage du corniche

Tableau 5.12: Résultat récapitulatif du ferrailage du corniche

	Moment (T.m)		Ferrailage (cm ²)		Vérification (MPa)
	ELU	ELS	Théorique	Adopté	ELS
Corniche	Mt=0.14	Mt=0.10	$A_{st}=2.72$	Asa=4.52 4HA12	$\sigma_b=0.196 < 15$ $\sigma_s=10.60 < 400$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A_s = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Proposition d'armatures : $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

5.13.2 Dessin du ferrailage :

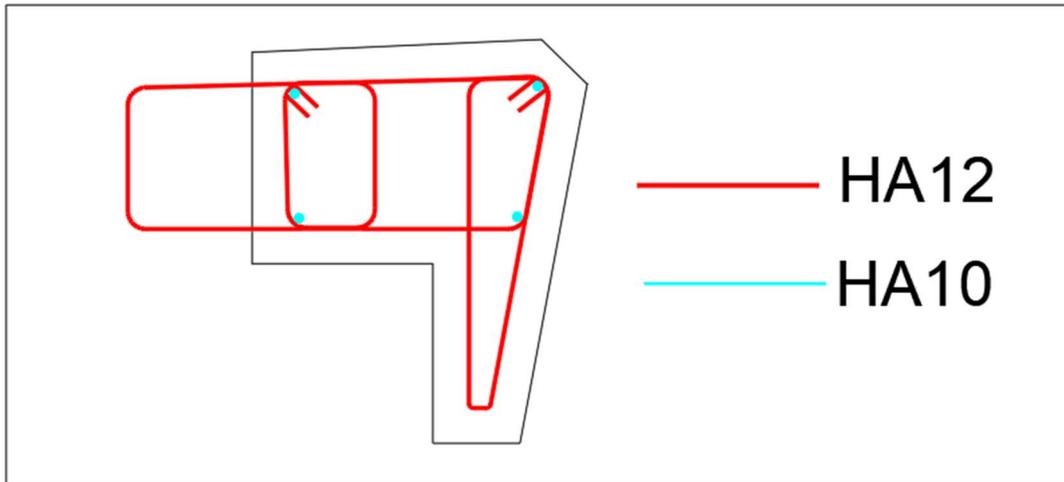


Figure 5.12: Ferrailage de la corniche

Chapitre 6 : Ferrailage des poutres

6.1 Introduction

En résistance des matériaux, une poutre est un élément de structure dont la longueur est très importante par rapport aux autres dimensions. C'est une structure horizontale, elle peut être en béton armé en bois ou métallique supportant des charges en générale verticales qu'elle transmet à ses appuis. Dans notre projet les poutres sont en béton armé, ces éléments reçoivent en plus des charges routières le poids propre de l'hourdis et ses éléments, ils seront dimensionnés en flexion simple.

6.2 Dimensionnement des poutres

Les éléments de réductions sont obtenus grâce à la modélisation du tablier par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis. Les moments sur appuis à prendre en considération sont égaux à 20% du moment en travée.

6.3 Donnée de calcul

Moment sur appuis : $M_a = 0.2M_t$

Tableau 6.1: Moment de calcul à l'ELU

Poutres	Moment en travée (T.m)	Moment sur appuis (T.m)
Intermédiaire	714.16	143
Rive	632.13	127

6.4 Ferrailage des poutres

Hypothèse de calcul :

Les poutres seront ferrillées conformément au règlement de BAEL91[1]

Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 35MPa$

Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2.7MPa$

Contrainte de compression admissible à l'ELU : $\overline{\sigma}_{bc} = 19.83MPa$

Hypothèse sur la fissuration : Préjudiciable

Contrainte de cisaillement admissible à l'ELU : $\tau_u = 4.67MPa$

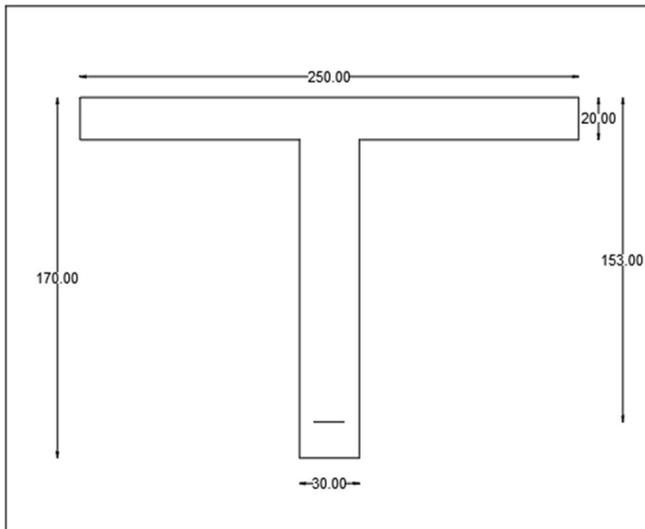
Contrainte de compression admissible à l'ELS : $\sigma_b = 21MPa$

Limite élastique : $f_e = 500MPa$

Contrainte de traction admissible à l'ELS : $\overline{\sigma}_{st} = 250MPa$

6.4.1 Poutre intermédiaire

6.4.1.1 En travée



$$b = 250\text{cm}$$

$$b_0 = 30\text{cm}$$

$$h_t = 170\text{cm}$$

$$h_0 = 20\text{cm}$$

$$d = 0.9h_t = 153\text{cm}$$

Figure 6.1: Section en T de la dalle (Poutre + Dalle)

- Le moment de la table

$$M_t = b x h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x \sigma_{bc}$$

$$M_t = 2500 x 200 x \left(1530 - \frac{200}{2} \right) x 19.83$$

$$M_t = 1418.08\text{t.m}$$

$$M_u = 714.16\text{t.m}$$

$M_u < M_t$ L'axe neutre tombe dans la table, le calcul de la section revient à calculer une section rectangulaire de dimension $h_t x b$.

- Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{714.16 x 10^4}{2.5 x 1530^2 x 19.83}$$

$$\mu = 0.062$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A $\Rightarrow 1000\varepsilon_s = 10$; les armatures comprimées n'existent pas

$$1000\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{200\gamma_s} = \frac{500}{200 x 1.15} = 2.174$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_{sl} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78\text{MPa}$$

- Section théorique

$$A = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.079$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.079 = 0.968$$

$$Z = \beta x d = 0.968 \times 153 = 148.14 \text{ cm}$$

$$A = \frac{714.16 \times 10^4}{1.4814 \times 434.78} = 11088.049 \text{ mm}^2$$

$$A = 110.88 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t2}}{f_e} = 0.23 \times 250 \times 153 \times \frac{2.7}{500} = 47.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 47.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}$$

Condition vérifiée

Proposition des armatures :

$$A_s = 14\text{HA}32 = 2 \times 80.42 = 112.59 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 6.2: Moment de calcul à l'ELS

Poutres	Moment en travée (T.m)	Moment sur appui (T.m)
Intermédiaire	529.00	106
Rive	468.24	94

$$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{st}(d - h_0) + nA_{sc}(h_0 - d')$$

$$\text{On a } A_{sc} = 0 \Rightarrow d' \neq$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$f(h_0) = \frac{1}{2} \times 250 \times 20^2 - 15 \times 112.59(153 - 20) = -0.175 \text{ m}^3$$

$$f(h_0) < 0$$

L'axe neutre tombe dans la nervure.

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0 y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + nA_{st}]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + nA_{st}d \right] = 0$$

$$\frac{30y^2}{2} + [(250 - 30)x20 + 15x112.59]y - \left[(250 - 30)x \frac{20^2}{2} + 15x112.59x153 \right] = 0$$

$$0.15y^2 + 0.608885y - 0.3023941 = 0$$

$$\Delta = 0.5522 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.743$$

$$\begin{cases} y_1 = -4.51m \\ y_2 = 0.447m \end{cases}$$

On prend : $y = 0.447m$.

- Calcul du moment quadratique :

$$I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{2.5x0.447^3}{3} - (2.5 - 0.30)x \frac{(0.447 - 0.2)^3}{3} + 15x0.011259x(1.53 - 0.447)^2$$

$$I = \mathbf{0.261m^4}$$

- Vérification des contraintes :

- Pour béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{529.00}{0.261} x 0.447 = 905.07t/m^2$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{9.05MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

Condition vérifiée.

- Pour acier :

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15x529.00}{0.261} x (1.53 - 0.447) = 32857.33t/m^2$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{328.57MPa}$$

$$\sigma_{st} > \overline{\sigma_{st}}$$

Condition non vérifiée.

Nous allons proposer une nouvelle section d'armatures afin d'augmenter la section théorique de l'acier pour révérifier les contraintes.

$$A_{st} = \mathbf{10HA32 + 15HA25 = 80.42 + 73.65 = 154.07cm^2}$$

- Re-vérification des contraintes :

- Position de l'axe neutre : $y = 0.53m$

- Moment quadratique : $I = 0.33m^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour béton : } \sigma_{bc} = 8.52 \text{ MPa} < \sigma_b \text{ vérifiée} \\ \text{Pour l'acier : } \sigma_{st} = 241.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors les contraintes sont vérifiées.

- Les armatures supérieures :

$$A_r = 10\% A_{st} = 15.407 \text{ cm}^2$$

Proposition d'armatures : $A_r = 8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2$

6.4.1.2 Sur appuis

Les calculs procéderont de la même manière qu'en travée.

- Le moment de la table

$$M_t = 1418.08 \text{ t.m}$$

$$M_{uA} = 143 \text{ t.m}$$

$M_{uA} < M_t$ L'axe neutre tombe dans la table, le calcul de la section revient à calculer une section rectangulaire de dimension $h_t \times b$.

Les résultats seront résumés dans un tableau.

Tableau 6.3: Paramètre de calcul

μ	0.0123
α	0.0155
β	0.994
Z	152.05 cm

$$A = 21.63 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 47.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{min}$$

Condition non vérifiée.

On prend : $A_{st} = A_{min} = 47.51 \text{ cm}^2$

Proposition d'armatures : $A_s = 10HA25 = 49.09 \text{ cm}^2$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$f(h_0) = -0.048 \text{ m}^3 < 0$$

L'axe neutre tombe dans la nervure.

Les calculs se feront de la même manière qu'en travée avec $b_0 = 60 \text{ cm}$

- Position de l'axe neutre : $y = 0.28 \text{ m}$
- Moment quadratique : $I = 0.133 \text{ m}^4$
- Béton :

$$\sigma_{bc} = 1.98MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ vérifiée}$$

- Acier :

$$\sigma_{st} = 132.47MPa \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ vérifiée}$$

Les conditions vérifiées.

6.4.1.3 Les armatures transversales :

- Contrainte tangentielle conventionnelle

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} ; T_u = 121.78t$$

$$\tau_u = \frac{121.78}{0.6 \times 1.53} = 132.66t/m^2$$

$$\tau_u = \mathbf{1.33MPa}$$

- Contrainte tangente ultime :

En fissuration préjudiciable.

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3.5 ; 4) = 3.5MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \mathbf{3.5MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u$$

Condition vérifiée.

- Détermination des armatures de l'âme :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3Kf_{tj})}{0.9fe(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

α : Est l'angle de l'inclinaison des armatures transversales ($\alpha = 90^\circ$) si les armatures sont droites.

$K = 1$ En flexion simple ($K = 0$ Si la fissuration très préjudiciable)

En flexion simple, on utilise souvent la formule simplifiée ci-dessous (armatures droites, participation du béton en traction négligée).

- Disposition minimale

- Diamètres des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{lmin}\right)$$

Avec ϕ_{lmin} diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{170}{35} ; \frac{60}{10} ; \phi_{lmin}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(4.86cm ; 6cm ; 2.5cm)$$

$$\phi_t \leq 2.5cm \Rightarrow \phi_t \leq 25mm$$

En pratique on prend :

$$\phi_t = \frac{A_s}{3} = \frac{25}{3} = 8.33mm$$

Proposition :

$$\begin{cases} \phi_t = 14mm = 1.54cm^2 \\ A_t = 5HA14 = 7.7cm^2 \end{cases}$$

- Calcul de S_t

$$S_t \leq \frac{0.9feA_t(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0\gamma_s(\tau_u - 0.3Kf_{tj})} = \frac{0.9 \times 500 \times 7.7(\cos 90 + \sin 90)}{60 \times 1.15(1.33 - 0.3 \times 1 \times 2.7)}$$

$$S_t \leq 96.57cm$$

On prend : $S_t = 30cm$

- Pourcentage des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \\ \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

$$S_t \leq \min(137.7cm ; 40cm)$$

$$S_t = 30cm < 40cm$$

$$\frac{A_t fe}{b_0 S_t} = \frac{7.7 \times 500}{60 \times 30} = 2.14MPa > 0.4MPa$$

Condition vérifiée.

6.4.1.4 Les armatures de peau

$$A_p \geq (2xh + b_0)x3cm^2/m$$

$$A_p \geq (2 \times 1.5m + 0.6m)x3cm^2/m$$

$$A_p \geq 10.8cm^2$$

On prend : $A_p = 10HA12 = 11.31cm^2$

Récapitulatif du ferrailage pour une poutre intermédiaire

Tableau 6.4: Résultats récapitulatif du ferrailage

Poutres	Moment (T.m)		Ferrailage (cm ²)		Vérification (MPa)
	ELU	ELS	Théorique	Adopté	ELS
Intermédiaires	En travée	En travée	A _{st} =110.88	Asa=154.07	σ _b =8.52<21
	Mt=714.16	Mt=529.00		10HA32+15HA25	σ _s =241.39<250
	Sur appuis	Sur appuis	A _{st} =47.51	Asa=49.09	σ _b =2.25<21
	Ma=143	Ma=106		10HA25	σ _s =149.25<250

Tableau 6.5: Résultats récapitulatifs des armatures transversales

Forme d'armature	Nombre
Cadre (Dans la section rectangulaire)	14HA14
Cadre	84HA14
Epingle	84HA14
Forme talon supérieure	70HA14
Forme talon inférieure	70HA14

6.4.1.5 Schémas de ferrailage

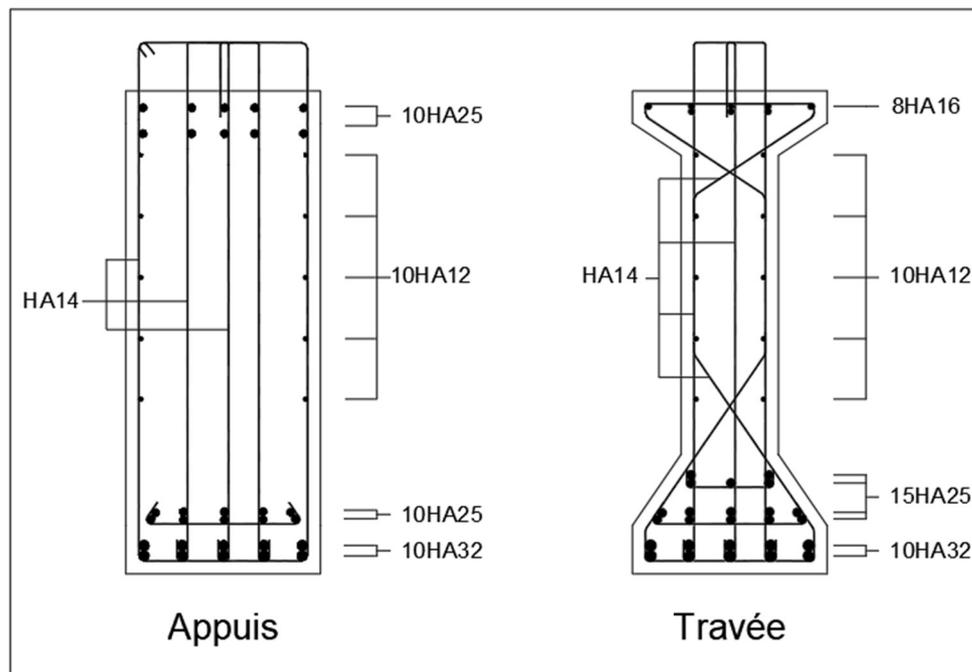


Figure 6.2: Dessin du ferrailage

6.4.2 Poutres de rive

6.4.2.1 Travée

Les calculs s'effectueront de la même manière que les poutres intermédiaires avec leurs données de calcul. Les résultats seront résumés.

- Le moment de la table

$$M_t = 1418.08t.m$$

$$M_{uT} = 632.13t.m$$

$M_{uT} < M_t$ L'axe neutre tombe dans la table, le calcul de la section revient à calculer une section rectangulaire de dimension $h_t \times b$.

Tableau 6.6: Paramètre de calcul

μ	$0.054 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}, A_{sc} = 0$
α	0.070
β	0.972
Z	148.71cm
A_{st}	97.77cm ²

- Condition de non fragilité : vérifiée

Proposition d'armatures : $A_{st} = 13HA32 = 104.54\text{cm}^2$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$f(h_0) = -0.159\text{m}^3 < 0$$

L'axe neutre tombe dans la nervure.

- Position de l'axe neutre : $y = 0.43\text{m}$
- Moment quadratique : $I = 0.247\text{m}^4$
- Béton :

$$\sigma_{bc} = 8.14\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Vérifiée.}$$

- Acier :

$$\sigma_{st} = 312.87\text{MPa} > \overline{\sigma}_{st} \text{ Non vérifiée.}$$

Condition non vérifiée.

Nous allons faire une nouvelle proposition de section d'armatures afin de revérifier les contraintes.

$$A_{st} = 10HA32 + 12HA25 = 80.42 + 58.91 = 139.33\text{cm}^2$$

- Re-vérification des contraintes :

- Position de l'axe neutre : $y = 0.50\text{m}$
- Moment quadratique : $I = 0.31\text{m}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour béton : } \sigma_{bc} = 7.68\text{MPa} < \sigma_b \text{ vérifiée} \\ \text{Pour l'acier : } \sigma_{st} = 235.84\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors les contraintes sont vérifiées.

- Les armatures supérieures :

$$A_r = 10\%A_{st} = 13.93\text{cm}^2$$

Proposition d'armatures : $A_r = 7HA16 = 14.07\text{cm}^2$

6.4.2.2 Sur appuis

$$b_0 = 60\text{cm}$$

- Le moment de la table

$$M_t = 1418.08t.m$$

$$M_{uA} = 127t.m$$

$$M_{uA} < M_t \text{ L'axe neutre tombe dans la table avec}$$

Les résultats seront résumés dans un tableau.

Tableau 6.7: Paramètre de calcul

μ	0.011
α	0.0138
β	0.994
Z	152.16cm
A_{st}	19.20cm ²

- Condition de non fragilité : non vérifiée

On prend : $A_{st} = A_{min} = 47.51cm^2$

Proposition d'armatures : $A_s = 10HA25 = 49.09cm^2$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$f(h_0) = -0.048m^3 < 0$$

L'axe neutre tombe dans la nervure.

- Position de l'axe neutre : $y = 0.28m$
- Moment quadratique : $I = 0.133m^4$
- Béton : $\sigma_{bc} = 1.98MPa < \overline{\sigma}_{bc}$ vérifiée
- Acier : $\sigma_{st} = 132.47MPa < \overline{\sigma}_{st}$ vérifiée

Condition vérifiée.

6.4.2.3 Les armatures transversales

- Contrainte tangentielle conventionnelle :

$$T_u = 108.97t \Rightarrow \tau_u = 1.19MPa$$

- Contrainte tangente ultime :

En fissuration préjudiciable.

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = 3.5MPa$$

Condition vérifiée.

- Détermination des armatures de l'âme :
- Disposition minimale
- Diamètres des armatures transversales :

Proposition :

$$\begin{cases} \emptyset_t = 14\text{mm} = 1.54\text{cm}^2 \\ A_t = 5\text{HA14} = 7.7\text{cm}^2 \end{cases}$$

- Calcul de S_t

$$S_t \leq \frac{0.9f_e A_t (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3Kf_{tj})} = \frac{0.9 \times 500 \times 7.7 (\cos 90 + \sin 90)}{60 \times 1.15 (1.19 - 0.3 \times 1 \times 2.7)}$$

$$S_t \leq 133.19\text{cm}$$

On prend : $S_t = 35\text{cm}$

- Pourcentage des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t = 35\text{cm} < 40\text{cm} \text{ Vérifiée} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = 1.83 \geq 0.4\text{MPa} \text{ Vérifiée} \end{cases}$$

Condition vérifiée.

6.4.2.4 Les armatures de peau

$$A_p \geq 10.8\text{cm}^2$$

Proposition d'armatures : $A_p = 10\text{HA12} = 11.31\text{cm}^2$

Récapitulatif du ferrailage pour une poutre intermédiaire

Tableau 6.8: Résultats récapitulatif du ferrailage

Poutres	Moment (T.m)		Ferrailage (cm ²)		Vérification (MPa)
	ELU	ELS	Théorique	Adopté	ELS
Rives	En travée	En travée	$A_{st}=97.77$	$A_{sa}=139.33$	$\sigma_b=7.68 < 21$
	Mt=632.13	Mt=468.24		10HA32+12HA25	$\sigma_s=235.84 < 250$
	Sur appuis	Sur appuis	$A_{st}=47.51$	$A_{sa}=49.09$	$\sigma_b=1.98 < 21$
	Ma=127	Ma=94		10HA25	$\sigma_s=132.47 < 250$

Tableau 6.9: Résultats récapitulatifs des armatures transversales

Forme d'armature	Nombre
Cadre (Dans la section rectangulaire)	12HA14
Cadre	72HA14
Epingle	72HA14
Forme talon supérieure	60HA14
Forme talon inférieure	60HA14

6.4.2.5 Schémas du ferrailage

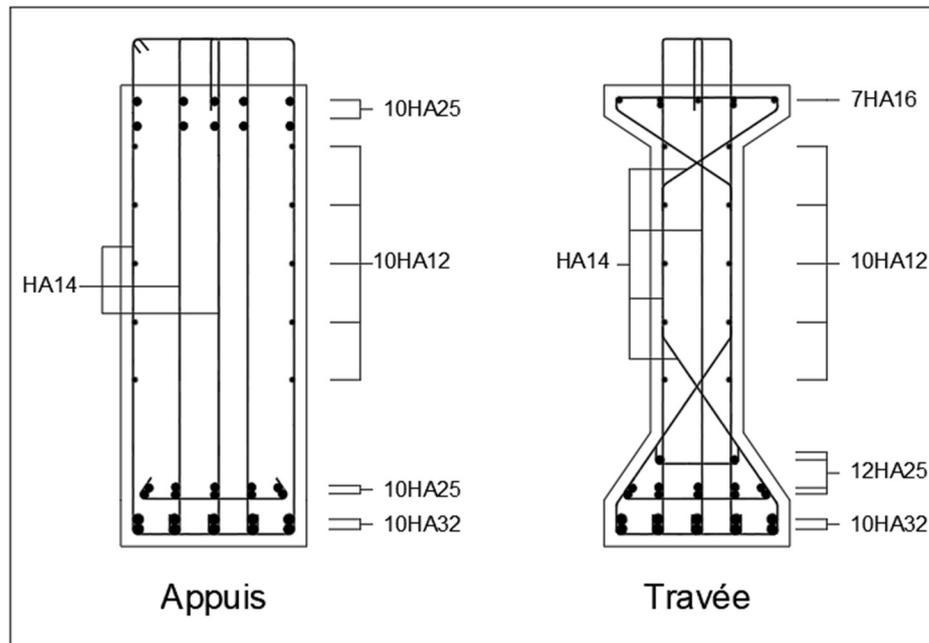


Figure 6.3: Dessin du ferrailage

6.5 Espacement et jonction par recouvrement des barres pour toutes les poutres :

6.5.1 Espacement :

- Vertical

$$e_v \geq \sup \begin{cases} a = 32mm \\ cg = 25mm \end{cases}$$

Nous avons : $e_v > 32mm$

- Horizontale

$$e_h \geq \sup \begin{cases} a = 32mm \\ 1.5cg = 37.5mm \end{cases}$$

Nous avons : $e_h > 37.5mm$

6.5.2 Jonction par recouvrement des barres :

- Contrainte tangente ultime de la barre

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 \times f_t$$

Avec $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers de haute Adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.7 = 3.645MPa$$

- Longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\Phi_t f_e}{4\tau_{su}}$$

$L_r = L_s$ Pour les barres rectilignes sans crochet

Nous donnerons les résultats dans un tableau.

Tableau 6.10: Longueur de recouvrement

Diamètre des barres (mm)	Longueur de scellement (cm)
HA32	110
HA25	90
HA16	60
HA12	45

Chapitre 7 : Etude de l'entretoise

7.1 Introduction

Les entretoises d'about ont pour rôle de raidir la structure transversalement, de répartir les charges entre les poutres et de les encastrent à la torsion sur appuis. Ils permettent aussi le vérinage du tablier afin de changer les appareils d'appuis.

Le fonctionnement des entretoises se rapproche de celui d'une poutre continue, leur dimensionnement tient compte de leurs poids propre, une partie de l'hourdis, des charges complémentaires permanentes et des poutres. Les surcharges réglementaires du système B et M et aussi l'action des vérins lors du soulèvement du tablier pour un possible remplacement des appareils d'appuis.

Dans ce chapitre, nous procédons d'abord à l'étude du comportement des entretoises sous les différents systèmes et ensuite leurs ferrailages.

7.2 Comportements de l'entretoise sous différent cas des charges

L'étude du comportement a été réalisé par le logiciel robot, nous résumerons les résultats des efforts internes dans un tableau.

Tableau 7.1: Résultats des efforts internes à l'ELS

ELS	Systèmes	Moment (T.m)		Effort tranchant (T)
		Travée	Appuis	Max
	$A(l)1v$	6.12	9.38	9.35
	$A(l)2v$	1.83	3.85	5.52
	B_c1v	7.03	14.43	15.60
	B_c2v	6.49	11.61	15.21
	B_r	6.74	10.87	8.54
	B_t1v	4.92	12.69	13.50
	B_t2v	3.96	11.31	11.24
	M_c120	4.03	9.43	8.21
	D_{280}	6.92	10.92	8.75
	D_{240}	11.99	15.40	13.39

Tableau 7.2: Résultats des efforts internes à l'ELU

ELU	Systèmes	Moment (T.m)		Effort tranchant (T)
		Travée	Appuis	
	$A(l)1v$	8.18	13.02	12.77
	$A(l)2v$	2.48	4.95	7.13
	B_c1v	9.55	19.74	21.10
	B_c2v	8.64	15.99	20.33
	B_r	9.04	14.89	11.44
	B_t1v	6.75	17.43	18.31
	B_t2v	5.32	15.59	15.29
	M_c120	5.45	12.73	11.09
	D_{280}	9.34	14.74	11.81
	D_{240}	16.19	20.78	18.07

Nous remarquons que le système D_{240} est plus imposant sur l'entretoise vis-à-vis des autres systèmes.

7.3 Comportements de l'entretoise au vérinage

Nous considérons trois vérins pour le vérinage, soit un vérin à côté de chaque poutre de rive, placé à 0.75m de l'entre axe de la poutre et un vérin au milieu du pont.

Nous aurons un schéma statique où l'entretoise est considérée comme une poutre continue sur trois appuis avec deux consoles.

Nous considérons au moment du vérinage que la circulation est interrompue.

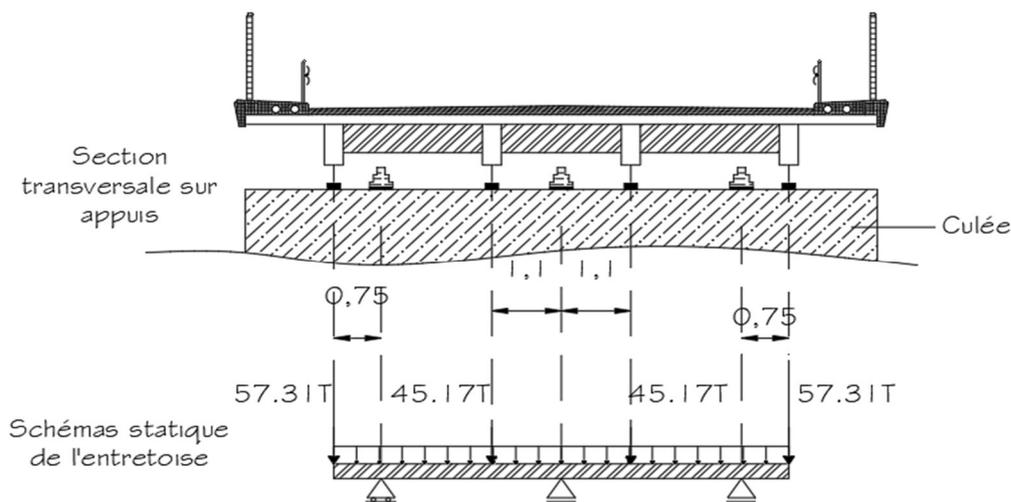


Figure 7.1: Vérinage du tablier

La résolution s'effectuera par le logiciel de calcul Robot Structural Analysis.

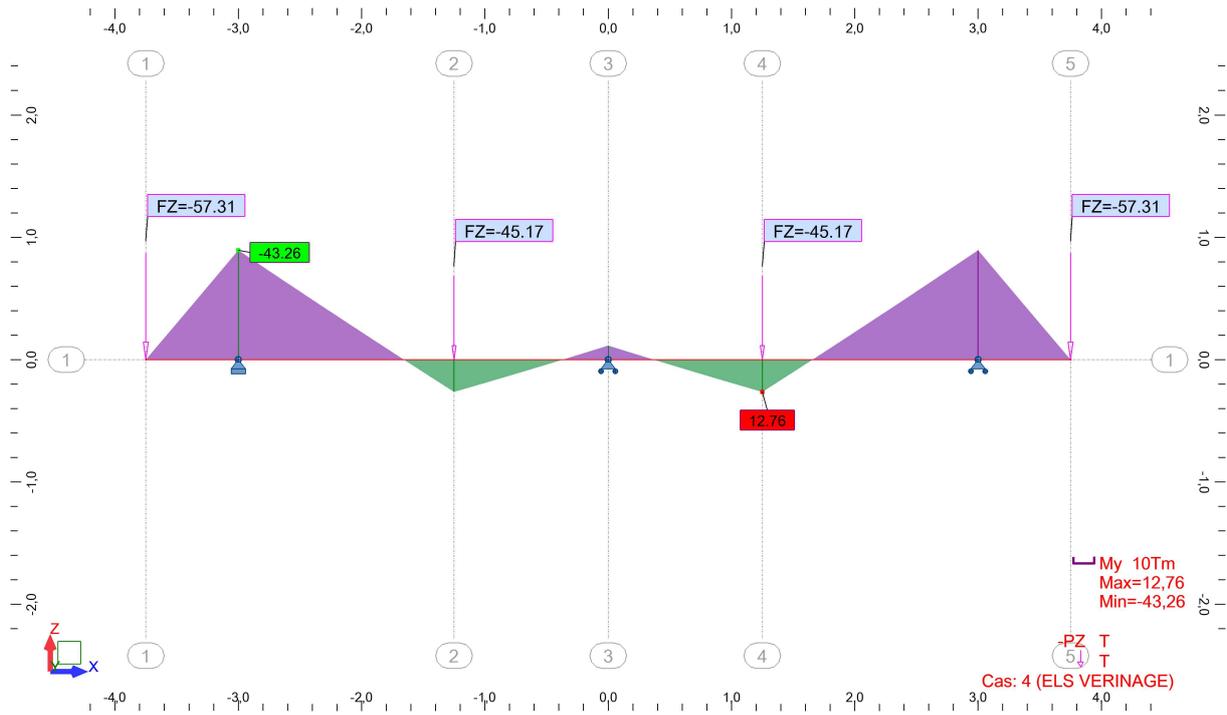


Figure 7.2: Moment dû au vérinage à l'ELS

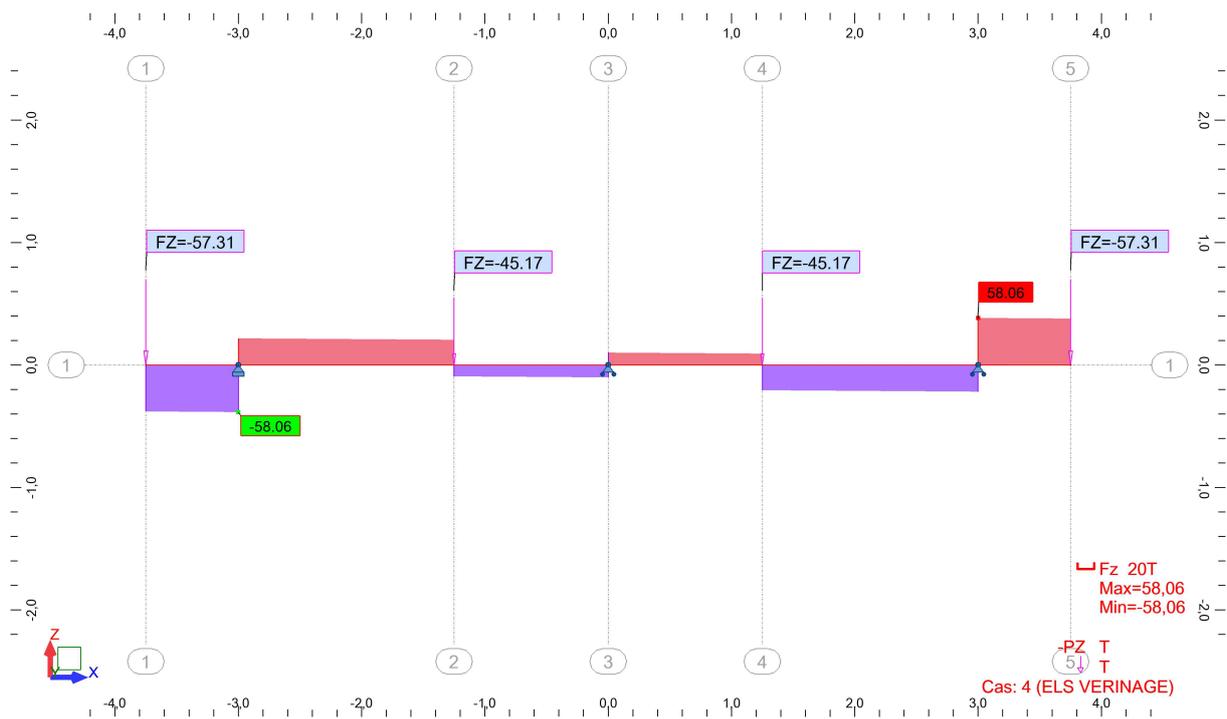


Figure 7.3: Effort tranchant dû au vérinage à l'ELS

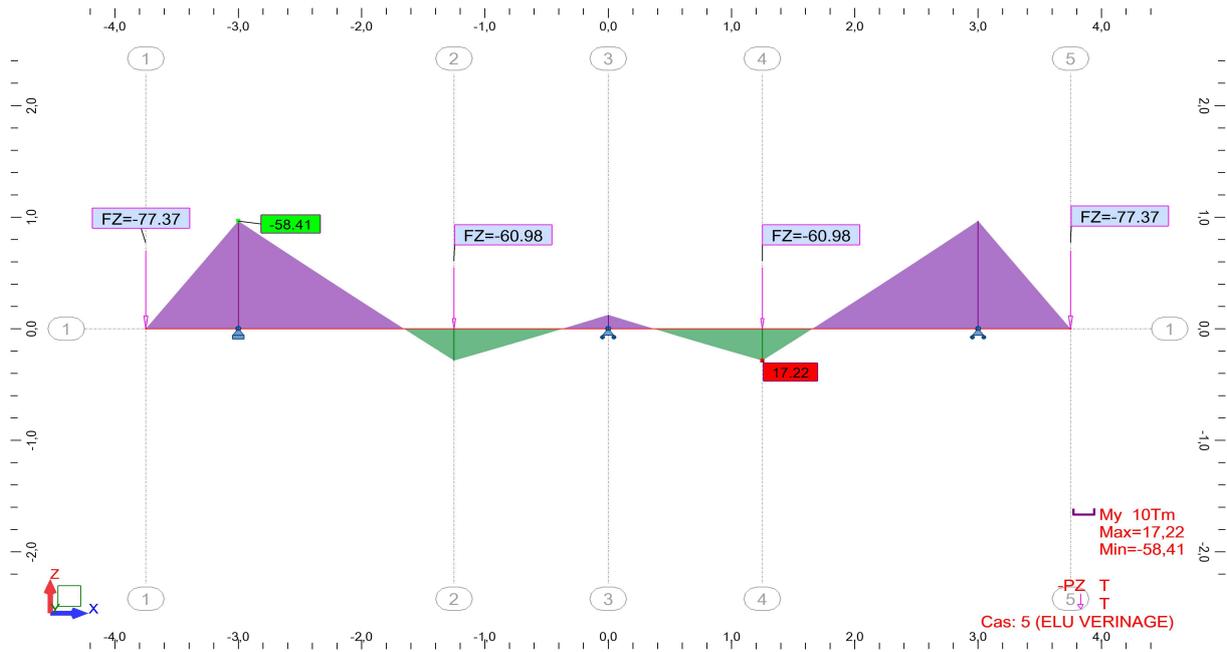


Figure 7.4: Moment dû au vérinage à l'ELU

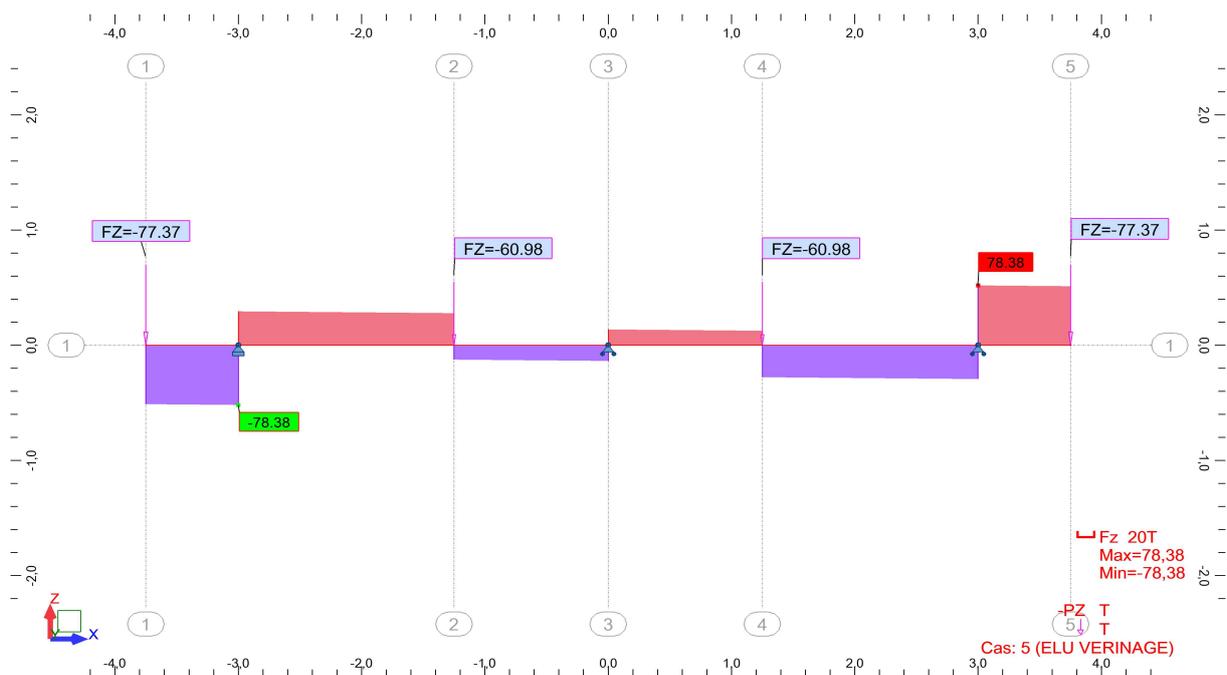


Figure 7.5: Effort tranchant dû au vérinage à l'ELU

Tableau 7.3: Résultats les efforts internes au vérinage

	Moment (T.m)		Effort tranchant (T)
	Travée	Appuis	Max
ELS	12.76	43.26	58.06
ELU	17.22	58.41	78.38

Les efforts internes de l'entretoises pendant le vérinage du tablier sont plus élevés que ceux de l'application du système D_{240} , ce qui nous permet de considérer comme données de calcul, les efforts internes dû au vérinage.

7.4 Ferrailage l'entretoise

Le ferrailage des entretoises est continu sur toute la longueur sans arrêt des barres. [8]

Hypothèse de calcul

Le règlement de dimensionnement est le BAEL91 [1]

Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 35MPa$

Contrainte de compression admissible à l'ELU : $\overline{\sigma}_{bc} = 19.83MPa$

Hypothèse sur la fissuration : Préjudiciable

Contrainte de compression admissible à l'ELS : $\sigma_b = 21MPa$

Contrainte tangente ultime : $\bar{\tau}_u = 3.50MPa$

Limite élastique : $f_e = 500MPa$

Contrainte de traction admissible à l'ELS : $\overline{\sigma}_{st} = 250MPa$

7.4.1 En travée

On considère une section en T

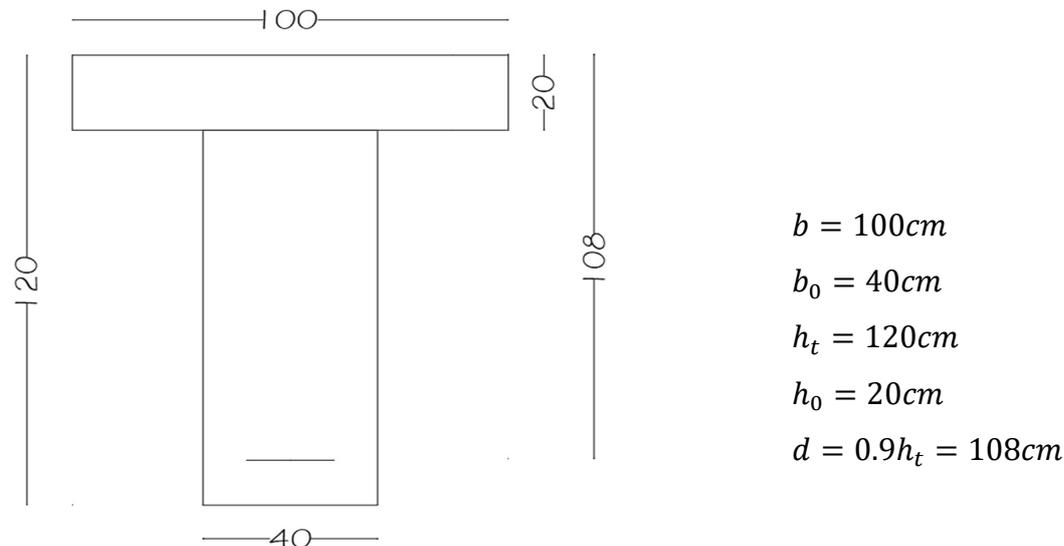


Figure 7.6: Section en T du tablier (Entretoise + Dalle)

- Le moment de la table

$$M_t = bxh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x \sigma_{bc}$$

$$M_t = 1x0.2x \left(1.08 - \frac{0.2}{2} \right) x 19.83x10^2$$

$$M_t = 388.73t.m$$

$$M_u = 17.22t.m$$

$M_u < M_t$ L'axe neutre tombe dans la table, le calcul de la section revient à calculer une section rectangulaire de dimension $h_t \times b$.

- Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{17.22 \times 10^4}{1 \times 1080^2 \times 19.83} = 0.007$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A ; A'}$$

- Section théorique

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = 0.009$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.009 = 0.996$$

$$Z = \beta x d = 0.996 \times 108 = 107.60 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{17.22 \times 10^4}{1.0760 \times 434.78} = 368.10 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 3.68 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 108 \times \frac{2.7}{500} = 13.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{min}$$

Condition non vérifiée

On prend alors $A_{st} = A_{min}$

Proposition d'armatures : $A_s = \mathbf{9HA14} = \mathbf{13.85 \text{ cm}^2}$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{st}(d - h_0) + nA_{sc}(h_0 - d')$$

$$\text{On a } A_{sc} = 0 \Rightarrow d' \neq$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$f(h_0) = \frac{1}{2} \times 100 \times 20^2 - 15 \times 13.85(108 - 20) = 0.0017 \text{ m}^3$$

$$f(h_0) > 0$$

L'axe neutre tombe dans la table

- Position de l'axe neutre

$$y = \frac{1}{b} \left[-nA_{st} + \sqrt{n^2 A_{st}^2 + 2bdnA_{st}} \right]$$

$$y = \frac{1}{100} \left[-15x13.85 + \sqrt{15^2x13.85^2 + 2x100x108x15x13.85} \right] = 19.21cm$$

$$y = 0.19m$$

- Moment quadratique

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3}x100x19.21^3 + 15x13.85x(108 - 19.21)^2 = 0.018$$

$$I = 0.019m^4$$

- Vérification des contraintes :

Pour béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \sigma_b$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.76}{0.019}x0.19 = 130.77t/m^2$$

$$\sigma_{bc} = 1.31MPa$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$ Condition vérifiée.

Pour acier :

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I}(d - y) \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15x12.76}{0.019}x(1.08 - 0.19) = 9068.09t/m^2$$

$$\sigma_{st} = 90.68MPa$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ Condition vérifiée.

7.4.2 Sur appuis

Les calculs procéderont de la même manière qu'en travée, nous résumerons les résultats dans le tableau 6.4 ci-dessous.

Récapitulatif du ferrailage de l'entretoise

Tableau 7.4: Résultats récapitulatif du ferrailage de l'entretoise

	Moment (T.m)		Ferrailage (cm ²)		Vérification (MPa)
	ELU	ELS	Théorique	Adopté	ELS
Entretoise	En travée	En travée	$A_{st}=13.41$	Asa=13.85	$\sigma_b=1.31<21$
	Mt=17.22	Mt=12.76		9HA14	$\sigma_s=90.68<250$
	Sur appuis	Sur appuis	$A_{st}=13.41$	Asa=18.10	$\sigma_b=3.97<21$
	Ma=58.41	Ma=43.26		9HA16	$\sigma_s=237.06<250$

7.4.3 Les armatures transversales :

- Contrainte tangentielle conventionnelle

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} ; T_u = 78.38t$$

$$\tau_u = \frac{78.38}{0.4 \times 1.08} = 181.43t/m^2$$

$$\tau_u = \mathbf{1.81MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée.

- Détermination des armatures de l'âme :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3Kf_{tj})}{0.9fe(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- Disposition minimale
- Diamètres des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{tmin} \right)$$

Avec ϕ_{tmin} diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{120}{35} ; \frac{40}{10} ; \phi_{tmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(3.42cm; 4cm; 1.6cm)$$

$$\phi_t \leq 1.6cm \Rightarrow \phi_t \leq 16mm$$

En pratique on prend :

$$\phi_t = \frac{A_s}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$$

Proposition :

$$\begin{cases} \phi_t = \mathbf{12mm} = \mathbf{1.13cm} \\ A_t = \mathbf{4HA12} = \mathbf{4.52cm^2} \end{cases}$$

- Calcul de S_t

$$S_t \leq 44.03cm$$

On prend : $S_t = \mathbf{25cm}$

- Pourcentage des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \\ \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

$$S_t \leq \min(97.20cm ; 40cm)$$

$$S_t = 25cm < 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = \frac{4.52 \times 500}{40 \times 25} = 2.26 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

7.4.4 Les armatures de peau

$$A_p \geq (2xh + b_0) \times 3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_p \geq (2 \times 1 \text{ m} + 0.4 \text{ m}) \times 3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_p \geq 7.2 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_p = 10 \text{ HA10} = 7.85 \text{ cm}^2$

7.4.5 Espacement des armatures

- Vertical

$$e_v \geq \sup \begin{cases} a = 32 \text{ mm} \\ c_g = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

Nous avons : $e_v > 32 \text{ mm}$

- Horizontale

$$e_h \geq \sup \begin{cases} a = 32 \text{ mm} \\ 1.5c_g = 37.5 \text{ mm} \end{cases}$$

Nous avons : $e_h > 37.5 \text{ m}$

Tableau 7.5: Résultats récapitulatifs des armatures transversales

Forme d'armature	Nombre
Cadre	27HA12
Etrier	27HA12

7.4.6 Schémas du ferrailage

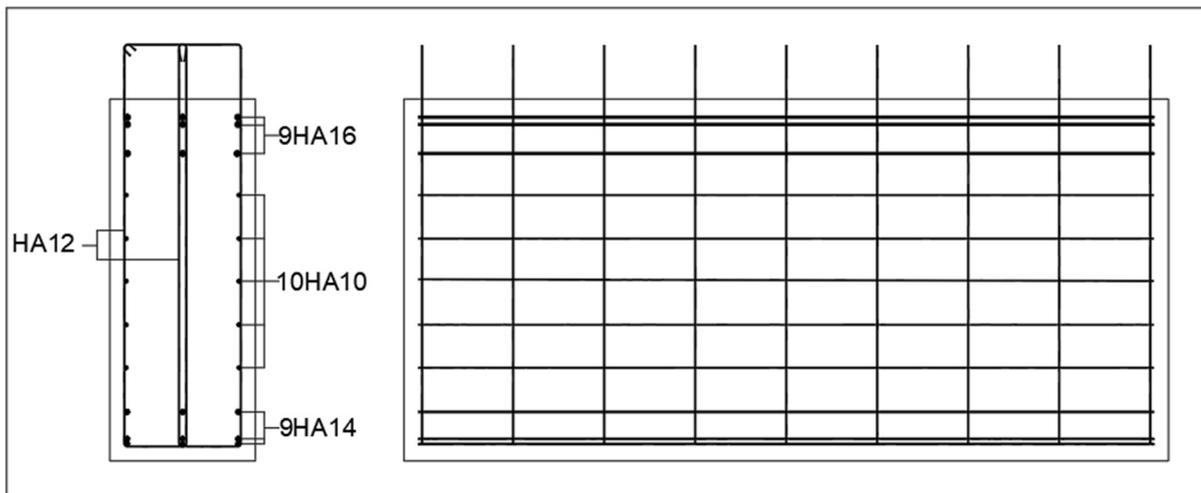


Figure 7.7: Ferrailage de l'entretoise

Chapitre 8 : Etude des appareils d'appuis

8.1 Introduction :

Les appareils d'appuis en élastomère sont conçus et fabriqués pour supporter les mouvements de translations dans toutes les directions de leur plan d'appuis et des mouvements de rotations autour d'un axe quelconque par déformation élastique.

Ils transmettent correctement, les poids propres du tablier et les différentes surcharges routières, qu'ils reçoivent à partir des poutres, aux appuis.

Ce chapitre sera consacré sur le choix du type d'appareils d'appuis, son dimensionnement et ses vérifications sous différentes sollicitations.

8.2 les différents types d'appareils d'appuis en élastomère :

D'après SETRA [9]

Tableau 8.1: les différents types d'appareils d'appuis

Types	Nature
A	Appareils d'appui frettés entièrement enrobés d'élastomère et comprenant une seule frette en acier.
B	Appareils d'appui frettés entièrement enrobés d'élastomère et comprenant au moins deux frettes en acier.
C	Appareils d'appui frettés avec des frettes extérieures en acier (rainurées ou permettant la fixation).
D	Appareils d'appui de base type B avec une feuille de PTFE vulcanisée à l'élastomère avec sa plaque de glissement.
E	Appareils d'appui de base C avec une frette extérieure vulcanisée à l'élastomère dont une feuille de PTFE encastrée dans l'acier.
F	Appareils d'appui non frettés

Pour notre projet nous utiliserons le type B pour sa simplicité de mis en œuvre, son comportement élastique vis-à-vis des charges verticales, horizontales et les rotations. Il a un coût modéré néanmoins il présente quelques inconvénients : sa durée de vie varie entre 5 et 15 ans.

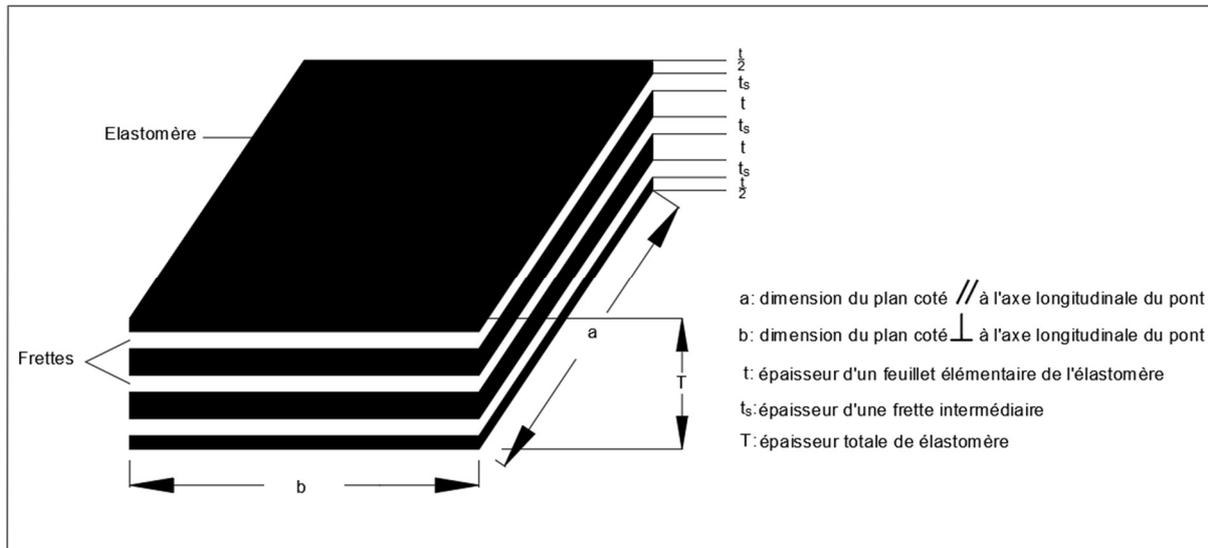


Figure 8.1: Appareil d'appuis en élastomère fretté de type B

8.3 Principe de dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement de AA est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. L'AA est soumise à la compression, la distorsion et à la rotation.

8.4 Dimensionnement de l'AA :

L'AA est désigné par : $a \cdot b \cdot n(t + e)$

Pour notre structure nous avons $Fv_{max} = 157.12t$

- Dimension en plan :

La contrainte moyenne de compression σ_{moy} est prise égale à 15MPa.

Selon la condition de non-cheminement et de non-glissement :

$$\sigma_{moy} \leq \frac{Fv_{max}}{axb} \Rightarrow axb \geq \frac{Fv_{max}}{\sigma_{moy}}$$

$$axb \geq \frac{157.12}{15 \times 10^{-2}} = 1047.47 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de Freyssinet

On prend : $axb = 30 \times 40 = 1200 > 1047.47 \text{ cm}^2$ et $t = 1.2 \text{ cm}$

- Epaisseur nette de l'élastomère :

Elle est donnée par la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} \Rightarrow 3 < T < 6$$

On prend : $T = 4.8 \text{ cm}$

$$T = nt \Rightarrow n = \frac{T}{t} = 4$$

- Epaisseur des frettes :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$t_s \geq \frac{a\sigma_{moy}}{\beta\sigma_e}; t_s \geq 2mm$$

$\sigma_e = 215MPa$ pour acier E-24 si $t_s < 3mm$

$$\beta = \frac{axb}{(a+b)x2t} = \frac{30x40}{(30+40)x2x1.2} = 7.14$$

$$\sigma_{moy} = \frac{Fv_{max}}{axb} = \frac{157.12}{30x40} = 0.1309t/cm^2 = 13.09MPa$$

$$t_s \geq \frac{30x13.09}{7.14x215} = 0.26cm$$

On prend : $t_s = e = 3mm$

L'AA pour notre structure est donc désigné par : 300x400x4(12 + 3)

8.5 Vérification de l'AA :

- Condition de non écrasement du béton :

$$\text{A l'ELS } \sigma_{max} = \frac{Fv_{max}}{ab} \leq 15MPa$$

$$\sigma_{max} = \frac{116.39x10^4}{300x400} = 9.70 \leq 15MPa$$

Condition vérifiée.

- Condition de non cheminement :

$$\text{A l'ELS } \sigma_{min} = \frac{Fv_{min}}{ab} \geq 2MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{46.79x10^4}{300x400} = 3.90 \geq 2MPa$$

Condition vérifiée.

- Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq n(t+e) \leq \frac{a}{5} \Rightarrow \frac{30}{10} \leq 4(1.2+0.3) \leq \frac{30}{5} = 3 \leq 6 \leq 6$$

Condition vérifiée.

- Vérification de frette :

$$\text{A l'ELS : } \sigma_{moy} = \sigma_{max} = 9.70MPa$$

$$t_s \geq \max \begin{cases} \frac{a\sigma_{max}}{\beta\sigma_e} = 1.90mm \\ 2mm \end{cases}$$

$t_s = e = 3 > 2mm$ Condition vérifiée.

- Vérification de l'effet de la charge verticale :

A l'ELS : $\tau_N \leq 3G$; $G = 0.9MPa$ [9]

$$\tau_N = \frac{1.5\sigma_{max}}{\beta} = \frac{1.5 \times 9.70}{7.14} = 2.04$$

$\tau_N = 2.04 < 2.7MPa$ Condition vérifiée.

- Vérification de l'effet de la rotation :

A l'ELS : $\tau_\alpha \leq 1.5G$

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2 \left(\frac{a}{b}\right)^2} \alpha_t ; \alpha_t = \frac{\alpha}{n} ; \alpha = \alpha_0 + \alpha_c$$

Tablier en béton armé : $\alpha_0 = \frac{3}{1000} = 0.003rad$

$$\alpha_c = \theta_g + \theta_q$$

$$\theta_g = \frac{gL^3}{24E_V I}$$

g : le poids d'une poutre y compris la superstructure ($g = 4.75t/ml$)

L : La longueur de la poutre ($L = 25m$)

E_V : Module de déformation différé du béton pour les charges de durée d'application supérieur à 24heure ($E_V = 12102.95MPa$)

I : Le moment d'inertie de la poutre ($I = 0.152m^4$ donnée par le logiciel Robot Structural Analysis)

$$\theta_g = \frac{4.75 \times 25^3}{24 \times 12102.95 \times 10^2 \times 0.152} = 0.01681rad$$

$$\theta_q = \frac{qL^3}{24E_i I}$$

q : La charge d'une poutre y compris la superstructure en service ($q = 9.31t/ml$)

E_i : Module de déformation instantanée du béton pour les charges de durée d'application inférieure à 24heure ($E_i = 35981.73MPa$)

$$\theta_q = \frac{9.31 \times 25^3}{24 \times 35981.73 \times 10^2 \times 0.152} = 0.011082rad$$

$$\alpha_c = 0.01681 + 0.011082 = 0.0279rad$$

$$\alpha = 0.003 + 0.0279 = 0.0309rad$$

$$\alpha_t = \frac{0.0309}{4} = 7.72510^{-3}rad$$

$$\tau_\alpha = \frac{0.9}{2 \left(\frac{300}{400}\right)^2} 7.72510^{-3} = 6.1810^{-3}$$

$$\tau_{\alpha} = 6.1810^{-3} < 1.5G = 1.35MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effet différé de dilatation :

$$\text{A l'ELS : } \tau_{H1} = G \frac{u_1}{T} \leq 0.5G$$

$$u_1 = \Delta l_{max} = \frac{2}{3}(\Delta l_r + \Delta l_f + \Delta l_{\theta}) + \Delta l_T$$

- Retrait :

C'est la diminution du volume du béton dû à l'évaporation de l'eau non nécessaire à la prise du ciment.

La déformation dû au retrait à une température de 40° correspond à : $\varepsilon_r = 410^{-4}$.

Les calculs se font au niveau de l'AA.

$$\Delta l_r = \varepsilon_r \frac{L}{2} = 410^{-4} \times \frac{25}{2} = 510^{-3}m$$

- Fluage :

C'est la déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'une charge à une structure en béton.

$$\Delta l_f = \varepsilon_f \frac{L}{2} = 3.510^{-4} \times \frac{25}{2} = 4.37510^{-3}m$$

- Variation de température :

$$\Delta l_T = \alpha \frac{L}{2} \Delta T = 4010^{-5} \times \frac{25}{2} = 510^{-3}m$$

- Rotation du tablier au niveau de l'AA :

$$\Delta l_{\theta} = \alpha_c \frac{H_t}{2}$$

$H_t = 1.7m$: Hauteur du tablier

$$\Delta l_{\theta} = 0.0279 \times \frac{1.7}{2} = 23.710^{-3}m$$

- Déplacement différé total :

$$u_1 = \Delta l_{max} = \left[\frac{2}{3}(5 + 4.375 + 23.7) + 5 \right] 10^{-3} = 27.0510^{-3}m$$

$$\tau_{H1} = 0.9 \times \frac{27.0510^{-3}}{6010^{-3}} = 0.41$$

$$\tau_{H1} = 0.41 \leq 0.5G = 0.45 \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effet différé de dilatation plus le freinage :

$$\text{A l'ELS : } \tau_H = \tau_{H1} + \frac{F_{Hfr}}{2(ab)} \leq 0.7G$$

F_{Hfr} : Force horizontale de freinage

Le système B_c est le plus défavorable $F_r(B_c) = 30t$

$$F_{Hfr} = \frac{F_r(B_c)}{8} = \frac{30}{8} = 3.75t$$

$$\tau_H = 0.41 + \frac{3.7510^4}{2(300 \times 400)} = 0.57MPa$$

$\tau_H = 0.57 \leq 0.7G = 0.63MPa$ Condition vérifiée.

- Vérification de l'effet différé de dilatation plus le séisme :

$$\tau_{H1} + \frac{F_{Hs}}{2(ab)} \leq 1.3G$$

Pour le séisme nous considérons 10% du poids propre du tablier

$$F_s = 0.1 \times 420.98 = 42.1t$$

$$F_{Hs} = \frac{F_s}{8} = \frac{42}{8} = 5.26t$$

$$0.41 + \frac{5.2610^4}{2(300 \times 400)} = 0.63MPa$$

$0.63 \leq 1.3G = 1.17MPa$ Condition vérifiée.

- Vérification générale à l'ELS :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

$$\tau = 2.04 + 0.57 + 0.0062 = 2.62MPa$$

$\tau = 2.62 < 5G = 4.5MPa$ Condition vérifiée.

- Condition de non soulèvement à l'ELS :

$\tau_\alpha = 6.1810^{-3}MPa \ll \tau_N = 2.04MPa$ La vérification n'est pas nécessaire

- Condition de non glissement :

$$F_H \leq fF_v$$

A l'ELS :

- Pour $Fv_{min} = 46.79t$

$$f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_{min}}; \sigma_{min} = 3.90MPa \Rightarrow f = 0.254$$

$$F_H = \tau_{H1}(ab) + F_{Hfr} \leq fFv_{min}$$

$$F_H = 0.41 \times (300 \times 400) + 3.7510^4 \leq 0.254 \times 46.79 \times 10^4$$

$F_H = 86700N < 118846.6N$ Condition vérifiée.

- Pour $Fv_{max} = 116.39t$

$$\sigma_{max} = 9.70MPa \Rightarrow f = 0.162$$

$$F_H = 0.41 \times (300 \times 400) + 3.7510^4 \leq 0.162 \times 116.39 \times 10^4$$

$F_H = 86700N < 188551.8N$ Condition vérifiée.

A P'ELU :

- Pour $Fv_{min} = 63.17t$

$$\sigma_{min} = 5.26MPa \Rightarrow f = 0.214$$

$$F_H = 1.35\tau_{H1}(ab) + 1.079F_{Hfr} \leq fFv_{min}$$

$$F_H = 1.35 \times 0.41 \times (300 \times 400) + 1.079 \times 3.7510^4 \leq 0.214 \times 63.1710^4$$

$$F_H = 106882.5N < 135183.8N \text{ Condition vérifiée.}$$

- Pour $Fv_{max} = 157.12t$

$$\sigma_{max} = 13.09MPa \Rightarrow f = 0.146$$

$$F_H = 1.35 \times 0.41 \times (300 \times 400) + 1.079 \times 3.7510^4 \leq 0.146 \times 157.1210^4$$

$$F_H = 106882.5N < 229395.2N \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées alors nous adoptons notre AA de désignation :

300x400x4(12 + 3)

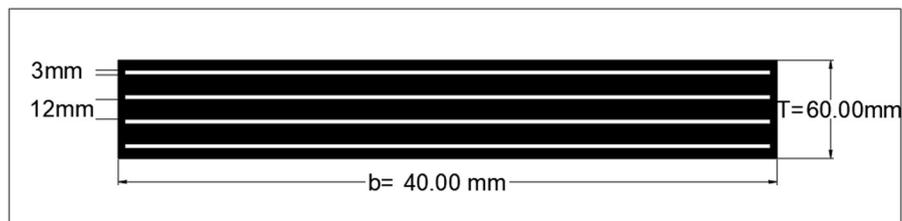


Figure 8.2: L'appareil d'appuis adopté

8.6 Bossage d'appuis :

Le dé d'appuis permet une diffusion des charges provenant du tablier. Ses dimensions auront un débordement de 5cm par rapport à l'appareil d'appuis.

La section calculée doit reprendre un effort de 4% de Fv_{max} .

$$N = 0.04Fv_{max} = 0.04 \times 157.12 = 6.28t$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{6.2810^4}{250} = 251.2mm^2$$

Proposition d'armatures pour les deux directions : $A_s = 4HA10 = 3.14cm^2$

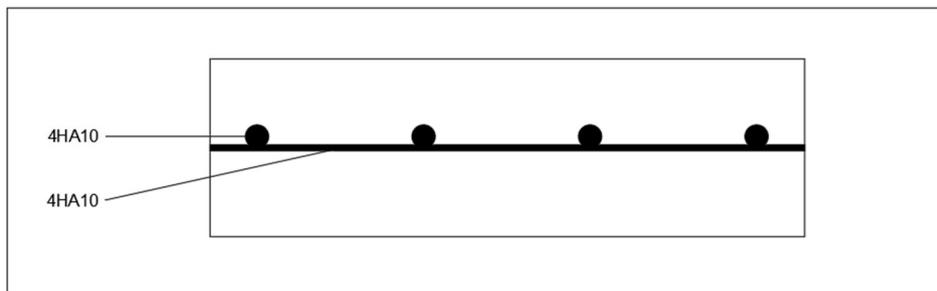


Figure 8.3: Ferrailage de dé d'appuis

Chapitre 9 : Etude de la culée

9.1 Introduction :

Le tablier d'un pont repose inéluctablement sur ses appuis qui sont des culées ou des piles s'il est constitué de deux ou plusieurs travées. Les piles sont des appuis intermédiaires supportant à la fois les charges provenant des deux travées adjacentes, elles sont à l'air libre sur la plus grande partie de leur hauteur et ne reçoivent pas des poussées de terre importantes contrairement aux culées qui reçoivent, mise à part les charges et surcharges verticales du tablier, des poussées de terre parfois très considérables.

Composées de plusieurs types, les culées sont tout d'abord définies comme les appuis extrêmes d'un pont qui répondent à des fonctions mécaniques, techniques et esthétiques.

Le but de ce chapitre est de choisir le type de culée qui s'adapte à notre projet, vérifier sa stabilité en construction et aussi en exploitation suivant la recommandation du fascicule 62 titre V [10] puis le ferrailage de ses différents éléments.

9.2 Choix de type de culée

- Les différents types de culées :
 - Les culées enterrées :

Les culées enterrées dont la structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, sont les plus répandues. Elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres ;

- Les culées remblayées :

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient des terres du remblai. Une telle culée est généralement fondée superficiellement, compte tenu des efforts horizontaux importants, ce qui limite son emploi au cas des roches saines ;

- Les culées en terre armées :

Une culée en terre armée est constituée essentiellement d'un massif classique, dimensionné pour supporter en premier lieu les poussées des terres mais aussi et surtout les forces concentrées qui viennent du tablier du pont.

Dans notre cas, compte tenu de la nature du sol et des conditions du site, nous adaptons des culées remblayées à mur en ailes qui joueront le rôle de soutènement (figure 9.1).

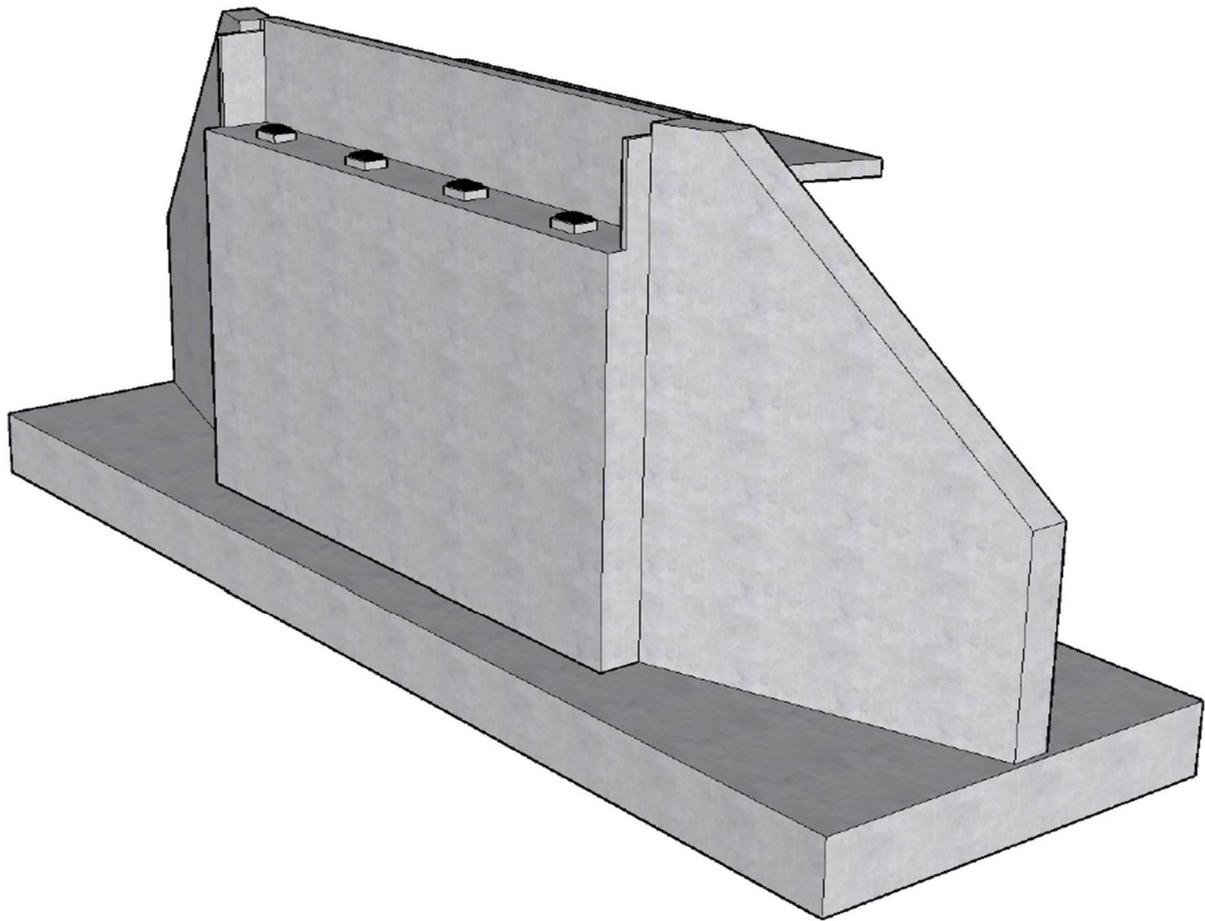


Figure 9.1: Culée remblayée en 3D

9.3 Prédimensionnement des éléments de la culée :

En partant de certains principes du guide SETRA PP73 [11], nous allons proposer des dimensions qui peuvent être modifier ou non après les différentes vérifications de la stabilité de la culée.

La hauteur totale de la culée à compter de la base de la semelle est de 10.16 mètres.

- Le mur de front :

C'est un voile encasté dans la semelle dont l'épaisseur doit loger l'about de la poutre. Sa hauteur est de 6.95 mètres, large de 10.20 m et d'épaisseur 1.40 mètres.

- Mur de garde grève

Il est encasté dans le mur de front de manière à séparer l'ouvrage du remblai, de même largeur que ce dernier, son épaisseur est de 30cm et sa hauteur de 1.91 mètres. Il résiste aux efforts horizontaux.

- Les murs en ailes :

Ils jouent un rôle de soutènement ; leurs épaisseurs sont de 60cm, leurs autres dimensions sont sur la figure 9.2 ci-dessous :

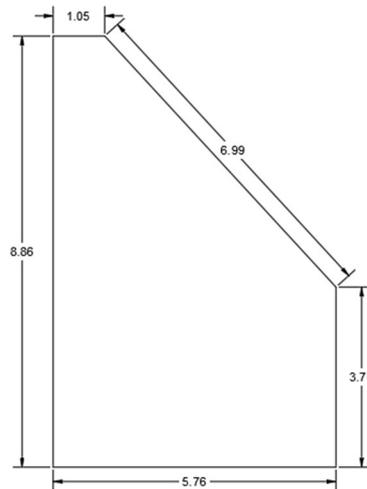


Figure 9.2: les dimensions d'un mur en aile

- Le corbeau :

C'est un élément encastré dans le mur de garde grève, il est considéré comme une console courte et sert d'appuis pour la dalle de transition. Ses dimensions sont les suivantes :

$e=30\text{cm}$; $h=50\text{cm}$; $l=10.20\text{m}$

- Mur-cache

Il sert de protection pour les appareils d'appuis, sa hauteur est de 1.71m, son épaisseur de 10 cm et sa longueur de 80cm.

- La Semelle

Elle sert à transmettre et à répartir les charges qu'elle reçoit sur le sol. Elle est longue de 21.40 mètres et large de 7 m.

- La dalle de transition :

Son rôle est d'éviter le tassement qui se produit entre la chaussée et l'ouvrage, résultant d'un mauvais compactage. Sa longueur est de 3.5m et large de 10m avec une épaisseur de 30cm.

Pour la justification de leurs ferrailages la dalle est considérée comme une poutre appuyée simplement de 15cm sur le corbeau et 20 cm sur le remblai. [12]

9.5 Descente de charge et vérification de la stabilité à vide de la culée

Tableau 9.1: Descente de charge de la culée à vide

Désignation	V_i (t)	Bras de levier (m)	M_s (t.m)
Garde grève	14.59	2.25	32.83
Mur de front	248.17	1.70	421.89
Dalle de transition	26.30	4.30	113.09
Corbeau	3.06	2.54	7.77
Mur-cache	0.69	1.70	1.17
Mur en ailes	116.65	2.43	283.46
Dé d'appuis	0.30	1.50	0.45
Semelle	486.85	3.50	1703.98
Σ	896.61		2564.30

V_i : Poids de l'élément i

M_s : Moment stabilisant

Vérification de la stabilité par mètre linéaire

- Calcul de l'excentricité par rapport à G

$$d = \frac{\sum M_s}{\sum V_i} = \frac{2564.30}{896.61} = 2.86m$$

- Calcul de l'excentricité par rapport à l'axe médiane et la semelle

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{7}{2} - 2.86 = 0.64m$$

$$e < \frac{B}{6} = 1.17m$$

la résultante est dans le tiers central

- Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{max} = \frac{\sum V_i}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{896.61}{7 \times 21.40} \left(1 + \frac{6 \times 0.64}{7}\right) = 9.27t/m^2$$

$$\sigma_{max} = 0.093MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V_i}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{896.61}{7 \times 21.40} \left(1 - \frac{6 \times 0.64}{7}\right) = 2.70t/m^2$$

$$\sigma_{min} = 0.027MPa$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0.093 + 0.027}{4} = 0.077MPa$$

$$\sigma_{ref} < \sigma_{adm} = 0.30MPa \text{ condition vérifiée}$$

9.6 Etude de la culée

Le calcul de la culée se fait en deux phases :

- Phase 1 : en construction
- Phase 2 : en exploitation

9.6.1 Etude de la culée pendant la phase de construction :

L'étude consiste à vérifier la stabilité de la culée pendant la construction en considérant le remblai posé.

Calcul des poids et poussées des terres :

9.6.1.1 Mur en aile :

Les forces sont calculées pour l'une des parties et serait multiplié par deux.

- Le poids du remblai

$$V_{MA} = 2V \cdot \gamma_s = 2 \times 149.50 \times 2 = 598t$$

V : le volume

γ_s : poids volumique du remblai

- La poussée des terres

$$P_{MA} = 2 \left(\frac{1}{2} Ka \gamma_s h^2 L \right)$$

Ka : coefficient actif

h : hauteur

L : largeur

$$Ka = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.27$$

$$P_H = 2 \left(\frac{1}{2} \times 0.27 \times 2 \times 7.58^2 \times 5.76 \right) = 178.71t$$

9.6.1.2 Mur de front et garde grève :

- Poids

$$V_{MF\&GG} = V \cdot \gamma_s = 4.6 \times 8.86 \times 10.20 \times 2t/m^3 = 831.42t$$

- Poussée

$$P_{MF\&GG} = \frac{1}{2} \times 0.27 \times 2 \times 10.16^2 \times 10.20 = 284.27t$$

9.6.1.3 Les surcharge sur remblai :

La surcharge prévue est de $Q = 1t/m^2$ derrière la culée

- Surcharge horizontale

$$\Delta_H = KqQhL$$

$$Kq = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) e^{-\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \tan\varphi} = 0.27$$

$$\Delta_H = 0.27 \times 1 \times 10.16 \times 10.20 = 27.95t$$

- Surcharge verticale

$$\Delta_V = QLL$$

$$\Delta_V = 1 \times 4.60 \times 10.20 = 46.92t$$

Vérification de la stabilité

Tableau 9.2: Vérification de la stabilité de la culée en construction avec remblai

Designation	V_i (t)	H_i (t)	Bras de levier (m)	M_s (t.m)	M_r (t.m)
Culée	896.61		2.86	2564.30	0
Mur en aile	598.00		5.08	3037.84	0
Mur de front + garde grève	831.42		4.70	3907.67	0
Mur de front+ GG		284.27	3.39	0	963.68
Mur en ail		178.71	2.53	0	452.14
Surcharge H		27.95	5.08	0	141.99
Surcharge V	46.92		4.70	220.52	0
Σ	2372.95	490.93		9730.34	1557.80

H_i : force horizontale

M_r : moment renversant

- Renversement :

$$\frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} \geq 1.5 \Rightarrow \frac{9730.34}{1557.80} = 6.25 > 1.5$$

Condition vérifiée

- Glissement

$$\frac{\Sigma V_i \tan \varphi'}{\Sigma H_i} \geq 1.5 ; \varphi' = \frac{2\varphi}{3}$$

$$\frac{2372.95 \times \tan 23.33}{490.93} = 2.08 > 1.5$$

Condition vérifiée

- Contraintes

- Calcul de l'excentricité par rapport à G

$$d = \frac{\sum M_s - M_r}{\sum V_i} = \frac{9730.34 - 1557.80}{2372.95} = 3.44m$$

- Calcul de l'excentricité par rapport à l'axe médiane e la semelle

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{7}{2} - 3.44 = 0.06m$$

$$e < \frac{B}{6} = 1.17m$$

la résultante est dans le tiers central

- Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{max} = 0.17MPa$$

$$\sigma_{min} = 0.15MPa$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.17 + 0.15}{4} = 0.16MPa$$

$$\sigma_{ref} < \sigma_{adm} = 0.30MPa$$

Condition vérifiée

9.6.2 Etude de la culée en phase d'exploitation :

Dans cette seconde phase la vérification de la stabilité s'effectuera à aux états limites ultime, de service et accidentels tout en tenant compte de l'ensemble du poids G de la culée en phase de construction, du tablier, du système $A(l)$, de la force de freinage du système B_c et de la variation linéaire tu tablier ΔL .

Les combinaisons des charges :

$$A \text{ l'ELS} : G + Q + 1.2(A(l) + Q_{tr}) + 1.2F_r(B_c) + 0.6\Delta L$$

$$A \text{ l'ELU} : 1.35G + 1.5Q + 1.6(A(l) + Q_{tr}) + 1.6F_r(B_c) + 0.8\Delta L$$

$$\text{Accidentel} : G + Q + 0.6(A(l) + Q_{tr}) + 0.6F_r(B_c) + 0.5\Delta L + F_s$$

$$Q : \Delta_H + \Delta_V$$

F_s : force sismique

- A l'ELS :

Tableau 9.3: Les efforts sollicitant la culée à l'ELS

Désignation	ELS	V_i (t)	H_i (t)	Bras de levier (m)	M_s (t.m)	M_r (t.m)
Culée	1	896.61		2.86	2564.31	0
Mur en ail	1	598.00		5.08	3037.84	0
Mur de front + garde grève	1	831.42		4.70	3907.67	0
Mur de front + garde grève	1		284.27	3.39	0	963.68
Mur en ail	1		178.71	2.53	0	452.14
Δ_H	1		27.95	5.08	0	141.99
Δ_V	1	46.92		4.70	220.52	0
ΔL	0.6		5.96	10.16	0	60.59
$F_r(B_c)$	1.2		18.00	10.16	0	182.88
$A(l) + Q_{tr}$	1.2	130.812		1.50	196.22	0
Tablier	1	212.42		1.50	318.63	0
Σ		2716.18	514.90		10245.19	1801.27

Vérification de la stabilité

- Renversement :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \Rightarrow \frac{10245.19}{1801.27} = 5.69 > 1.5$$

Condition vérifiée

- Glissement

$$\frac{\sum V_i \tan \varphi'}{\sum H_i} = 2.28 > 1.5$$

Condition vérifiée

- Contraintes
- Calcul de l'excentricité par rapport à G

$$d = 3.11m$$

- Calcul de l'excentricité par rapport à l'axe médiane e la semelle

$$e = \frac{B}{2} - d = 0.39m$$

$$e < \frac{B}{6} = 1.17m$$

la résultante est dans le tiers central

- Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{max} = 0.24MPa$$

$$\sigma_{min} = 0.12MPa$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.24 + 0.12}{4} = 0.21MPa$$

$$\sigma_{ref} < \sigma_{adm} = 0.30MPa$$

Condition vérifiée

- A l'ELU :

Tableau 9.4: Les efforts sollicitant la culée à l'ELU

Désignation	ELU	V_i (t)	H_i (t)	Bras de levier (m)	M_s (t.m)	M_r (t.m)
Culée	1.35	1210.42		2.86	3461.81	0
Mur en aile	1.35	807.3		5.08	4101.08	0
Mur de front +garde grève	1.35	1122.42		4.70	5275.36	0
Mur de front +garde grève	1.35		383.76	3.39	0	1300.96
Mur en aile	1.35		241.26	2.53	0	610.38
Δ_H	1.5		41.93	5.08	0	212.98
Δ_V	1.5	70.38		4.70	330.79	0
ΔL	0.8		7.95	10.16	0	80.79
$F_r(B_c)$	1.6		24.00	10.16	0	243.84
$A(l) + Q_{tr}$	1.6	174.42		1.50	261.62	0
Tablier	1.35	286.77		1.50	430.15	0
Σ		3671.70	698.90		13860.82	2448.96

Vérification de la stabilité

- Renversment :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \Rightarrow 5.66 > 1.5$$

Condition vérifiée

- Glissement

$$\frac{\sum V_i \tan \varphi'}{\sum H_i} = 2.27 > 1.5$$

Condition vérifiée

- Contraintes
- Calcul de l'excentricité par rapport à G

$$d = 3.11m$$

- Calcul de l'excentricité par rapport à l'axe médiane de la semelle

$$e = \frac{B}{2} - d = 0.39m$$

$$e < \frac{B}{6} = 1.17m$$

la résultante est dans le tiers central

Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{max} = 0.33MPa$$

$$\sigma_{min} = 0.16MPa$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.33 + 0.16}{4} = 0.29MPa < \sigma_{adm}$$

Condition vérifiée

- Etat accidentel :

Tableau 9.5: Les efforts sollicitant la culée à l'état accidentel

Désignation	ACC	V_i (t)	H_i (t)	Bras de levier (m)	M_s (t.m)	M_r (t.m)
Culée	1	896.61		2.86	2564.305	0
Mur en aile	1	598		5.08	3037.84	0
Mur de front + garde grève	1	831.42		4.7	3907.674	0
Mur de front + garde grève	1		284.27	3.39	0	963.6753
Mur en aile	1		178.71	2.53	0	452.1363
Δ_H	1		27.95	5.08	0	141.986
Δ_V	1	46.92		4.7	220.524	0
ΔL	0,5		4.97	10.16	0	50.4952
$F_r(B_c)$	0,6		9	10.16	0	91.44
$A(l) + Q_{tr}$	0,6	65.406		1.5	98.109	0
Tablier	1	212.42		1.5	318.63	0
Séisme	1		21.24	10.16		215.7984
Σ		2650.78	504.90		10147.08	1915.53

Vérification de la stabilité

- Renversement :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \Rightarrow 5.30 > 1.5$$

Condition vérifiée

- Glissement

$$\frac{\sum V_i \tan \varphi'}{\sum H_i} = 2.26 > 1.5$$

Condition vérifiée

- Contraintes
- Calcul de l'excentricité par rapport à G

$$d = 3.11m$$

- Calcul de l'excentricité par rapport à l'axe médiane e la semelle

$$e = \frac{B}{2} - d = 0.39m$$

$$e < \frac{B}{6} = 1.17m$$

La résultante est dans le tiers central

- Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{max} = 0.24MPa$$

$$\sigma_{min} = 0.12MPa$$

$$\sigma_{ref} = 0.21MPa < \sigma_{adm}$$

Condition vérifiée

9.7 Les efforts agissant sur les différents éléments de la culée :

Les calculs seront effectués par mètre linéaire.

$$K_a = K_q = 0.27; \quad \gamma_s = 2t/m^2; \quad q = 1t/ml$$

9.7.1 Mur de garde grève :

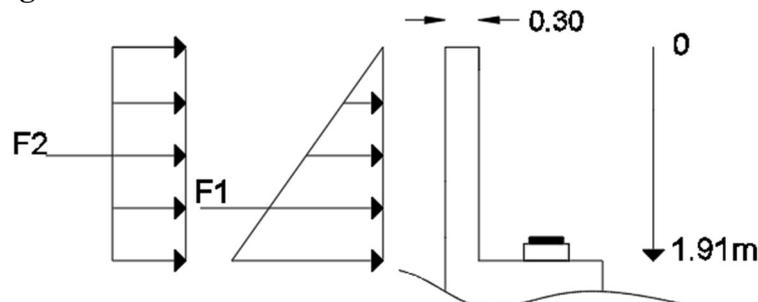


Figure 9.4: Diagramme des efforts

- Poussée :

$$P_H = K_a \gamma H$$

$$\begin{cases} H = 0 \Rightarrow P_H = 0 \\ H = 1.91 \Rightarrow P_H = 0.27 \times 2 \times 1.91 = 1.03 \text{ t/m} \end{cases}$$

$$F_1 = \frac{(P_H \times H)}{2} = \frac{1.03 \times 1.91}{2} = 0.98 \text{ t}$$

- Surcharge :

$$Q = K_q \times q \Rightarrow Q = 0.27 \times 1 = 0.27 \text{ t/ml}$$

$$F_2 = Q \times H = 0.27 \times 1.91 = 0.52 \text{ t}$$

- Le moment d'encastrement :

A l'ELS :

$$M_e = F_1 \times \frac{H}{3} + F_2 \times \frac{H}{2} = 0.98 \times 0.636 + 0.52 \times 0.955 = 1.12 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 1.12 \text{ t.m}$$

A l'ELU :

$$M_e = 1.35 F_1 \times \frac{H}{3} + 1.5 F_2 \times \frac{H}{2} = 1.59 \text{ t.m}$$

$$M_u = 1.59 \text{ t.m}$$

9.7.2 Dalle de transition :

Evaluation des charges appliquées :

- Poids propre de la dalle : $0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/ml}$
- Poids remblai : $0.9 \times 1 \times 2 = 1.8 \text{ t/ml}$
- Poids revêtement : $0.08 \times 1 \times 2.4 = 0.19 \text{ t/ml}$
- Surcharge $A(l)$: $A(l) \times 3.5 = 1.203 \times 3.5 = 4.21 \text{ t/ml}$

$$\begin{cases} G = 2.74 \text{ t/ml} \\ Q = 4.21 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- Le moment fléchissant en travée :

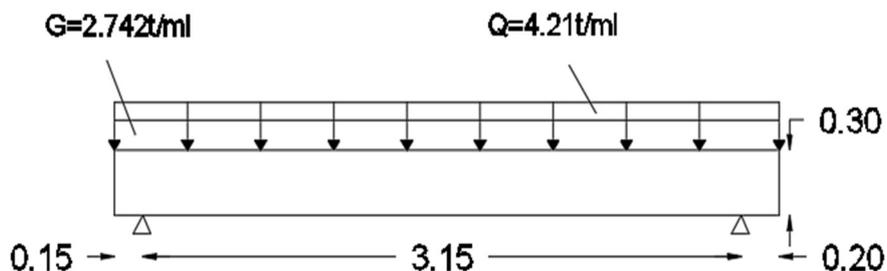


Figure 9.5: Schémas statique de la dalle de transition

$$M_{ser} = \frac{(G + 1.2Q)L^2}{8} = \frac{(2.74 + 1.2 \times 4.21) \times 3.15^2}{8} = 9.67 t.m$$

$$M_u = \frac{(1.35G + 1.6Q)L^2}{8} = 12.95 t.m$$

- Le moment fléchissant sur appuis :

Nous adaptons 20% du moment en travée pour le moment sur appuis.

$$M_{ser} = 2 t.m \quad \text{et} \quad M_u = 2.3 t.m$$

- L'effort tranchant à l'ELU :

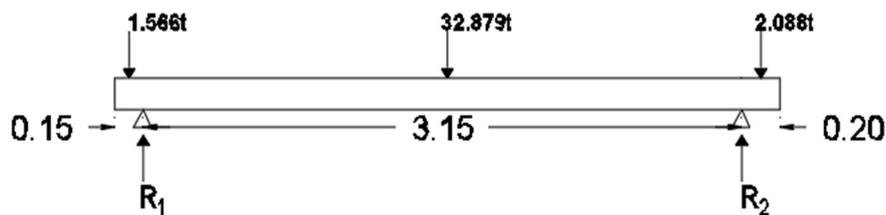


Figure 9.6: Schémas statique de la dalle de transition

$$R_1 + R_2 = (1.35G + 1.6Q)L = (1.35 \times 2.74 + 1.6 \times 4.21) \times 3.5 = 36.53 t$$

$$\sum M_{/o} = 0 \Rightarrow R_2 \times 3.15 - 2.088 \times 3.25 - 32.879 \times 1.575 + 1.566 \times 0.075 = 0$$

$$R_2 = 18.56 t \quad R_1 = 17.98 t$$

$$T_u = 18.56 t$$

9.7.3 Le corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition et produit une réaction de $R_1 = 17.975 t$

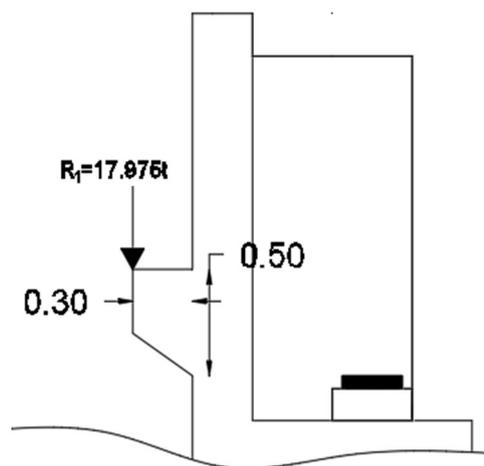


Figure 9.7: Schémas statique du corbeau

- Le moment d'encastrement :

$$M_u = R_1 \times a = 17.98 \times 0.3 = 5.40 t.m$$

- L'effort tranchant : $T_u = 17.98 t$

9.7.4 Mur en aile :

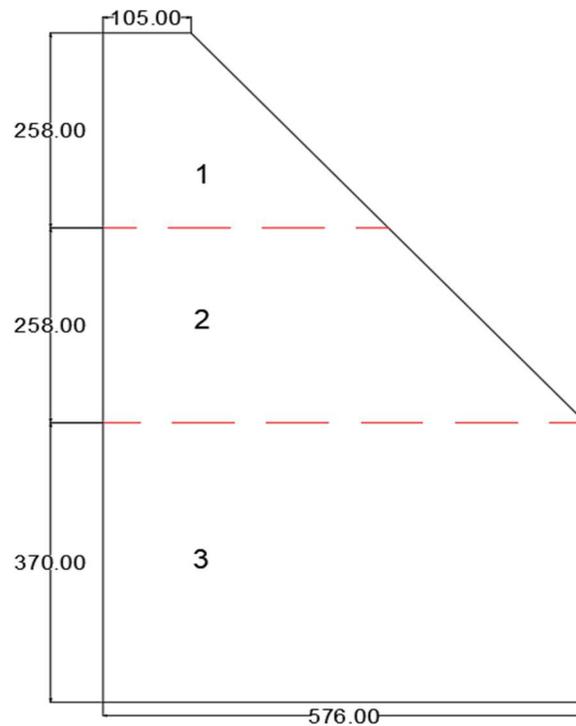


Figure 9.8: Décomposition du mur en aile

Pour la partie 1 :

- Poussée :

$$P_H = K_a \gamma H$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 0 \Rightarrow P_H = 0 \\ H = 2.58 \Rightarrow P_H = 0.27 \times 2 \times 2.58 = 1.39 \text{ t/m} \end{array} \right.$$

$$F_1 = \frac{(P_H \times H)}{2} = \frac{1.39 \times 2.58}{2} = 1.79 \text{ t}$$

- Surcharge :

$$Q = K_q \times q \Rightarrow Q = 0.27 \times 1 = 0.27 \text{ t/ml}$$

$$F_2 = Q \times H = 0.27 \times 2.58 = 0.70 \text{ t}$$

- Le moment d'encastrement :

A l'ELS :

$$M_e = F_1 \times \frac{H}{3} + F_2 \times \frac{H}{2} = 1.79 \times 0.86 + 0.70 \times 1.29 = 2.44 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 2.44 \text{ t.m}$$

A l'ELU :

$$M_u = 1.35 F_1 \times \frac{H}{3} + 1.5 F_2 \times \frac{H}{2} = 3.43 \text{ t.m}$$

Pour les parties 2 et 3 les résultats des calculs seront résumés dans le tableau 9.6

Tableau 9.6: Les efforts sollicitant le mur en aile

Partie	$P_H(t/m)$	$Q(t/ml)$	$F_1(t)$	$F_2(t)$	$M_{ser}(MPa)$	$M_u(MPa)$
1	1.39	0.27	1.79	0.70	2.44	3.43
2	1.39	0.27	1.79	0.70	2.44	3.43
3	2	0.27	3.70	1	6.41	8.93

9.7.5 Mur de front :

Le moment d'encastrement du mur de front aux états limites :

- A l'ELS :

Tableau 9.7: Les efforts sollicitant le mur de front à l'ELS

Désignation	ELS	$V_i(t/ml)$	$H_i(t/ml)$	$b. levier (m)$	$M_s(t. m/ml)$	$M_r(t. m/ml)$
Garde grève	1	1.43	0	1.25	1.79	0
Mur de front	1	24.33	0	0.70	17.03	0
Dalle trans.	1	1.80		1.70	3.06	
Corbeau	1	0.30	0	1.54	0.46	0
Mur-cache	1	0.07	0	0.70	0.05	0
Dé d'appuis	1	0.03	0	0.50	0.015	0
Poussée terre	1	0	21.19	2.95	0	62.51
Δ_H	1	0	2.39	4.43	0	10.59
Δ_V	1	4.60	0	3.70	17.02	0
Tablier	1	21.24	0	0.50	10.62	0
ΔL	0.6	0	0.59	8.86	0	5.26
$F_r(B_c)$	1.2	0	1.80	8.86	0	15.95
$A(l) + Q_{tr}$	1.2	22.55	0	0.50	11.27	0
Σ		76.35	25.97		61.32	94.31

Le moment d'encastrement à l'ELS : $M_{ser} = M_r - M_s = 32.99t. m/ml$

- A l'ELU

Tableau 9.8: Les efforts sollicitant le mur de front à l'ELU

Désignation	ELU	V_i (t/ml)	H_i (t/ml)	b . levier (m)	M_s (t. m/ml)	M_r (t. m/ml)
Garde grève	1.35	1.93	0	1.25	2.41	0
Mur de front	1.35	32.85	0	0.70	22.99	0
Dalle trans.	1.35	2.43		1.70	4.13	
Corbeau	1.35	0.41	0	1.54	0.62	0
Mur-cache	1.35	0.095	0	0.70	0.066	0
Dé d'appuis	1.35	0.04	0	0.50	0.020	0
Poussée terre	1.35	0	28.6065	2.95	0	84.39
Δ_H	1.5	0	3.585	4.43	0	15.88
Δ_V	1.5	6.90	0	3.70	25.53	0
Tablier	1.35	28.67	0	0.50	14.34	0
ΔL	0.8	0	0.792	8.86	0	7.02
$F_r(B_c)$	1.6	0	2.4	8.86	0	21.26
$A(l) + Q_{tr}$	1.6	30.06	0	0.50	15.03	0
Σ		103.38	35.3835		85.15	128.55

Moment d'encastrement à l'ELU :

$$M_u = M_r - M_s = 43.41t. m/ml$$

9.8 Ferrailage des éléments de la culée :

Hypothèses de calcul :

Les éléments seront ferrillés conformément au règlement de BAEL91 mod99.

Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 30MPa$

Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2.4MPa$

Contrainte de compression admissible à l'ELU : $\overline{\sigma}_{bc} = 17MPa$

Hypothèse sur la fissuration : Préjudiciable

Contrainte de compression admissible à l'ELS : $\sigma_b = 18MPa$

Limite élastique : $f_e = 400MPa$

Contrainte de traction admissible à l'ELS : $\overline{\sigma}_{st} = 215.56MPa$

Contrainte de traction à l'ELU : $\sigma_{st} = 347.83MPa$

9.8.1 Mur de garde grève :

Le mur de garde grève se calcul comme une poutre de section rectangulaire ($b.h = 100 \times 30$) cm^2 encastrée dans le mur de front.

$$M_{ser} = 1.12t.m \quad ; \quad M_u = 1.59t.m$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 30cm = 27cm$$

$$\mu = 0.013 \quad \mu < 0.186 \text{ Pivot A; } 1000\varepsilon_s = 10; A' \neq$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

$$Z = \beta d = 26.83cm$$

$$A_{st} = \frac{M_e}{Z\sigma_{st}} = \frac{1.59 \times 10^4}{26.83 \times 347.83} = 1.70cm^2$$

Le ferrailage minimum d'après le R.P.O.A

$$A_{RPOA} = 0.6\%(b.h) = 0.006(100 \times 30) = 18cm^2$$

$A_{st} < A_{RPOA}$ On adopte le ferrailage suivant le R.P.O.A

Proposition d'armatures : $A_s = 6HA20 = 18.85cm^2$

Proposition d'armatures de construction : $A_{sc} = 6HA12 = 6.79cm^2$

Armatures de répartition :

$$A_r = 1/3A_s = 1/3 \times 18.00 = 6.00cm^2$$

Proposition d'armatures : $A_r = 6HA12 = 6.79cm^2$

- Vérification des contraintes à l'ELS :
- Béton : $\sigma_{bc} = 0.96MPa < \sigma_b$ Condition vérifiée.
- Acier : $\sigma_{st} = 25.05MPa < \overline{\sigma}_{st}$ Condition vérifiée

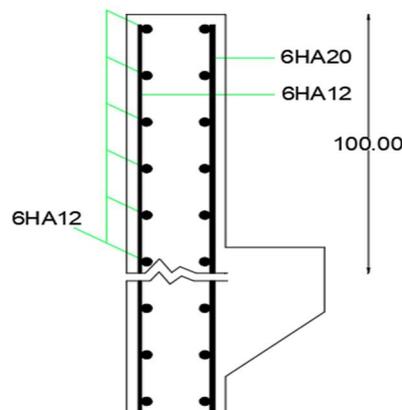


Figure 9.9: ferrailage du mur de garde grève

9.8.2 La dalle de transition :

Son ferrailage revient à calculer une poutre simplement appuyée.

- En travée : $M_{ser} = 9.67t.m$; $M_u = 12.95t.m$

Tableau 9.9: Les paramètres de calcul

μ	$0.104 < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A
α	0.138
β	0.945
Z	25.51cm

$$A_{st} = 14.59cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} > A_{min} = 3.73cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage minimum d'après le R.P.O.A

$$A_{RPOA} = 0.6\%(b.h) = 0.006(100 \times 30) = 18cm^2$$

$$A_{st} < A_{RPOA}$$

$$A_s = A_{RPOA} = 18cm^2$$

Proposition d'armatures : $A_s = 7HA20 = 21.99cm^2$

- Vérification des contraintes :

- Béton : $\sigma_{bc} = 7.87MPa < \sigma_b$ vérifiée
- Acier : $\sigma_{st} = 186.93MPa < \overline{\sigma_{st}}$ vérifiée

Condition vérifiée.

- Sur appuis : $M_{ser} = 2t.m$; $M_u = 2.3t.m$

$$A_{st} = 2.47cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} < A_{min} = 3.73cm^2 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Proposition d'armatures : $A_s = 7HA12 = 7.92cm^2$

Tableau 9.10: Récapitulative des armatures de la dalle de transition

Moment (T.m)		Ferrailage (cm ²)		Vérification (MPa) à l'ELS
ELU	ELS	Théorique	Adopté	
En travée $M_t = 12.95$	En travée $M_t = 9.68$	$A_{st} = 18$	$A_{sa} = 21.99$ 7HA20	$\sigma_{bc} = 7.87 < 18$ $\sigma_{st} = 186.93 < 215.56$
Sur appuis $M_a = 2.30$	Sur appuis $M_a = 2.00$	$A_{st} = 3.726$	$A_{sa} = 7.92$ 7HA12	$\sigma_{bc} = 2.34 < 18$ $\sigma_{st} = 102.25 < 215.56$

Armatures de répartition :

$$A_r = 1/3A_s = 1/3 \times 18.00 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Proposition d'armatures : } A_r = \mathbf{6HA12} = \mathbf{6.78 \text{ cm}^2}$$

- Armatures d'effort tranchant

Pour ne pas avoir des armatures d'efforts tranchants il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$T_u = 18.56 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.56}{1 \times 0.27} \leq 0.07 \times \frac{30}{1.5}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.69 \text{ MPa}} < \mathbf{1.40 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

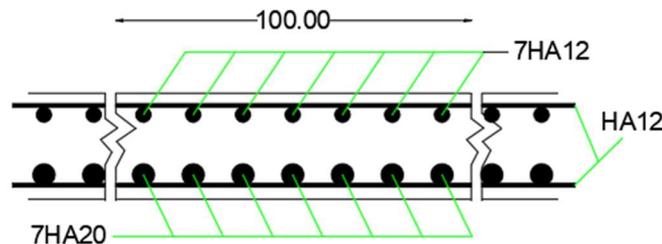


Figure 9.10: ferrailage de la dalle de transition

9.8.3 Corbeau :

Son ferrailage revient à calculer une console courte encastree dans le mur de garde grève.

$$d \geq \max(a; l) = \max(0.30; 0.15) = 0.30$$

$$d = 0.45 \text{ m}$$

- Contrainte tangente conventionnelle :

$$T_u = 17.975 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = \min[0.03(2 + \rho)\min(f_{c28}; 30); 4 \text{ MPa}] \quad ; \quad \rho = \min\left(\frac{d}{a}; 4\right) = \left(\frac{0.45}{0.3}; 4\right) = 1.5$$

$$\tau_{adm} = \min[3.15; 4] = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.40 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Armature supérieure : $M_u = 5.39 \text{ t.m}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} \quad ; \quad Z = \min\left[0.7d\left(1 + \frac{\rho}{10}\right); 1.2a\left(0.8 + \frac{\rho}{5}\right)\right]$$

$$Z = \min[0.362; 0.396] = 0.362 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{5.39 \times 10^4}{0.362 \times 347.83} = 428.27 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 4.28 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} < A_{min} = 5.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Le ferrailage minimum d'après le R.P.O.A

$$A_{RPOA} = 0.6\%(b \cdot h) = 0.006(100 \times 50) = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{RPOA} \Rightarrow A_s = A_{RPOA} = 30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Proposition d'armatures : } A_s = 7HA25 = 34.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures de construction : } A_{sc} = 3HA12$$

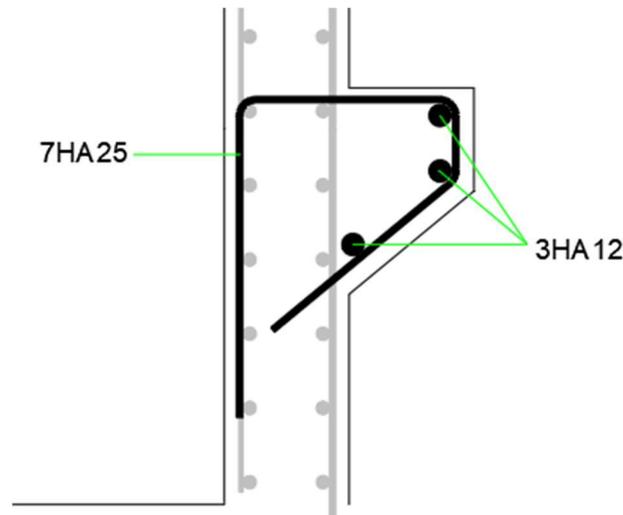


Figure 9.11: ferrailage du corbeau (coupe transversale)

9.8.4 Mur en aile :

Le mur en aile se calcule comme une poutre de section rectangulaire ($b \cdot h = 100 \times 60$) encastree dans la semelle. Les résultats des différentes parties seront résumés dans le tableau 9.10 ci-dessous.

Tableau 9.11: Tableau récapitulatif du ferrailage des armatures

		Partie 1	Partie 2	Partie 3
Ferrailage en cm^2	Théorique A_{st}	1.83	1.83	4.80
	Adopté A_{sa}	8HA25 = 39.27	8HA25 = 39.27	8HA25 = 39.27
	Construction A_{sc}	8HA12 = 9.05	8HA12 = 9.05	8HA12 = 9.05
	Répartition A_r	9HA12 = 10.18	9HA12 = 10.18	9HA12 = 10.18
Vérification à l'ELS en MPa	Béton σ_{bc}	0.52 < 18	0.52 < 18	1.35 < 18
	Acier σ_{st}	13.13 < 215.56	13.13 < 215.56	34.49 < 215.56

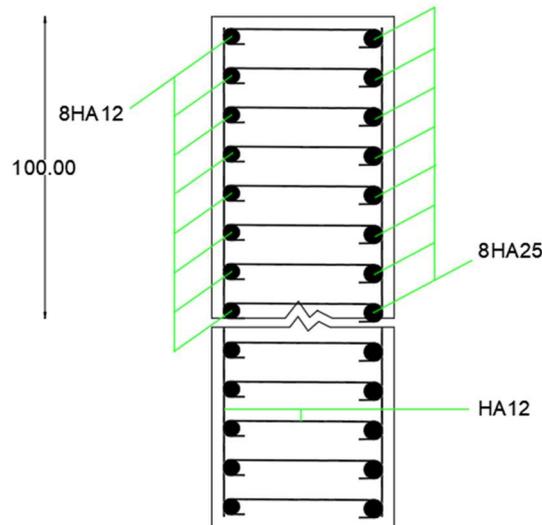


Figure 9.12: ferrailage du mur en aile

9.8.5 Mur de front :

Le mur de front doit résister aux charges et surcharges verticales et aux poussés des terres horizontales qu'il reçoit, il sera donc ferrillé à la flexion composée.

$$M_u = 43.41t.m/ml ; N_u = 103.38t/ml ; h = 1.40m ; d = 1.26m ; b = 1m ; d' = 0.04m$$

- L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.42m \Rightarrow e > \frac{h}{6} = 0.23m$$

La section est partiellement comprimée.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 43.41 + 103.38(1.26 - 0.7) = 101.30t.m$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')bh\bar{\sigma}_{bc}$$

$$103.38(1.26 - 0.04) - 101.30 \leq (0.337 \times 1.40 - 0.81 \times 0.04) \times 1 \times 1.40 \times 17 \cdot 10^2$$

24.82 < 1045.77t.m: le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua}

Tableau 9.12: Les paramètres de calcul

μ	0.038
α	0.048
β	0.98
Z	123.59cm

$$A_1 = 23.56cm^2$$

A la flexion composée nous avons :

$$A_{st} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 23.56 - \frac{103.38 \cdot 10^2}{347.83} = -6.16cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$A < A_{min} = 17.39cm^2$ condition non vérifiée alors on prend $A_{st} = A_{min}$

Proposition d'armatures : $A_s = 6HA32 = 48.25cm^2$

- Armatures de construction :

Proposition d'armatures : $A_{sc} = 6HA12 = 6.79cm^2$

- Vérification des contraintes

$M_{ser} = 32.99t.m/ml$; $N_{ser} = 76,35t/ml$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y \leq \sigma_b$$

$$\sigma_{st} = \frac{nN_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Calcul de y et μ_t :

$$y = y_c + C ; C = e - \frac{h}{2} = 0.43 - 0.7 = -0.27m$$

$$y_c: y_c^3 + py_c + q = 0$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 + 90 \frac{A_s}{b} (d - C) = 4481.88cm^2 \\ q = -2C^3 - 90 \frac{A_s}{b} (d - C)^2 = -975285.98cm^3 \end{cases}$$

$$y_c^3 + 4481.88y_c - 975285.98 = 0 \Rightarrow \text{Après itération } y_c = 84.24cm^3 \Rightarrow y_c = 4.38cm$$

$$y = 4.38 - 27 = -22.65cm$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - n[A(d - y)] = -82307.99cm^3 ; n = 15$$

- Béton : $\sigma_{bc} = 2.08MPa < \sigma_b$ vérifiée
- Acier : $\sigma_{st} = 206.49MPa < \overline{\sigma_{st}}$ vérifiée

Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$$A_r = 25\%A_s = 0.25 \times 48.25 = 12.06cm^2$$

Proposition d'armatures : $A_r = 8HA14 = 12.31cm^2$

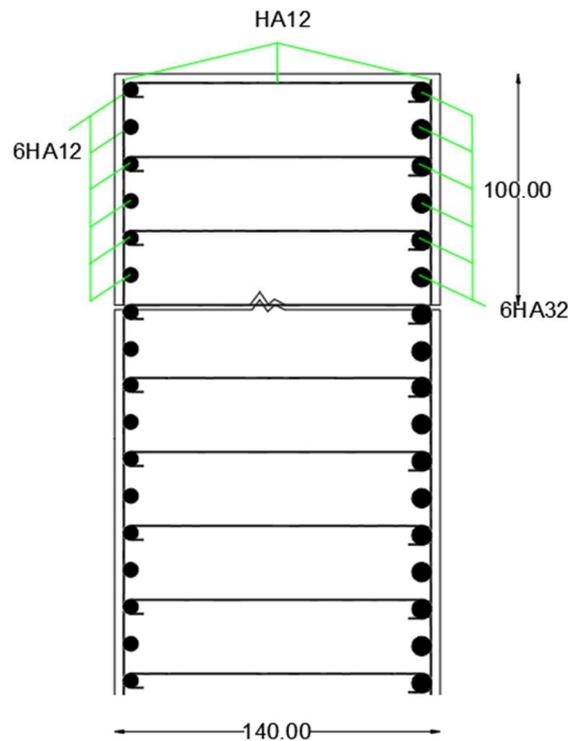


Figure 9.13: ferrailage du mur de front

9.8.6 Ferrailage de la semelle :

La semelle est l'élément de liaison entre l'ouvrage et le sol, elle doit transmettre et répartir correctement à ce dernier les charges et surcharges qu'elle reçoit et assurer en ce sens la stabilité et la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage. Le dimensionnement revient à calculer la semelle sous le mur de front d'épaisseur $b = 1.40m$.

Le calcul du ferrailage sera par mètre linéaire

$$P_{ser} = 76,35 \text{ t/ml} \quad ; \quad M_{ser} = 32,99 \text{ t.m/ml} \quad ; \quad b = 1,40m$$

9.8.6.1 Vérification des dimensions de la semelle :

La semelle étant déjà pré-dimensionnée, nous allons vérifier ses dimensions.

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{P_{ser}} = 0,43m < \frac{B}{6} = 1,17 \text{ m}$$

Répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

- Condition de portance :

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e_{ser}}{B}\right) \frac{P_{ser}}{\sigma_{adm}}$$

$$\left(1 + 3 \frac{e_{ser}}{B}\right) \frac{P_{ser}}{B} \leq \sigma_{adm} \Rightarrow \frac{\sigma_{adm}}{P_{ser}} B - \frac{3e_{ser}}{B} - 1 \geq 0 \Rightarrow \frac{\sigma_{adm}}{P_{ser}} B^2 - B - 3e_{ser} \geq 0$$

$$\Rightarrow 0,39B^2 - B - 1,29 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1.74 ; B_1 = -0.95m \text{ rejeté} ; B_2 = 3.51m$$

Nous retenons comme largeur **B=6.00m**

- Hauteur utile :

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 1.15m ; b = 1.4m$$

Nous retenons comme hauteur totale de la semelle **$h_t = 1.30m$**

- Vérification de la portance en tenant compte du poids propre de la semelle :

$$P'_{ser} = P_p + P_{ser} = Bh_t\gamma_b + P_{ser} = 6 \times 1.30 \times 2.5 + 76.35 = 95.85 \text{ t/ml}$$

$$e'_{ser} = \frac{M_{ser}}{P'_{ser}} = 0.34m$$

$$\left(1 + 3 \frac{e'_{ser}}{B}\right) \frac{P'_{ser}}{B} = \left(1 + 3 \frac{0.34}{6}\right) \frac{95.85}{6} 10^{-2} = 0.19MPa \leq 0.3MPa$$

Condition vérifiée

Les dimensions de la semelle sont suffisantes.

9.8.6.2 Ferrailage de la section :

$$P_u = 103.38 \text{ t/ml} ; M_u = 43.41 \text{ t.m/ml}$$

$$P'_u = 1.35P_p + P_u = 129.71 \text{ t/ml}$$

$$e'_u = 0.33m < \frac{B}{6} = 1m$$

Répartition trapézoïdale des contraintes

$$e'_u > \frac{B}{24} = 0.25m$$

La méthode des bielles n'est pas valable.

$$A_s = \frac{M_1}{d\sigma_s} ; M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 \left(1 + 4 \frac{e'_u}{B} + 1.4 \frac{e'_u b}{B^2}\right) \frac{P_u}{2B}$$

$$M_1 = \left(\frac{6}{2} - 0.35 \times 1.40\right)^2 \left(1 + 4 \frac{0.33}{6} + 1.4 \frac{0.33 \times 1.40}{6^2}\right) \frac{129.71}{2 \times 6}$$

$$M_1 = 6.3001 \times 1.23797 \times 10.8092 = 84.3041 \text{ t.m/ml}$$

$$A_s = \frac{84.30 \cdot 10^2}{1.15 \times 347.83} = 21.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{ft28}{fe} \cdot b \cdot d = 15.87 \text{ cm}^2 < A_s$$

Condition vérifiée

$$\text{En fissuration préjudiciable : } A_{st} = 1.1A_s = 23.18 \text{ cm}^2$$

Proposition d'armatures : **6HA25 = 29.45cm²/ml**

Armatures de construction : **6HA12 = 6.79cm²/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 29.45 \frac{6}{4} = 44.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{r/ml} = \frac{44.18}{10.20} = 4.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Proposition d'armatures : **4HA12 = 4.52cm²/ml**

Armatures de peau : **4HA12**

9.8.6.3 Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq 0.45hP_c \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; N_u = P_u x L = 103.38 \text{ t/ml} x 10.20 \text{ m} = 1054.48 \text{ t}$$

P_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen $P_c = 2(L + B) + 4h$

$$P_c = 2(10.20 + 6) + 4x1.30 = 37.60 \text{ m}$$

$$1054.48 < 0.45hP_c \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 43992 \text{ t}$$

Condition vérifiée.

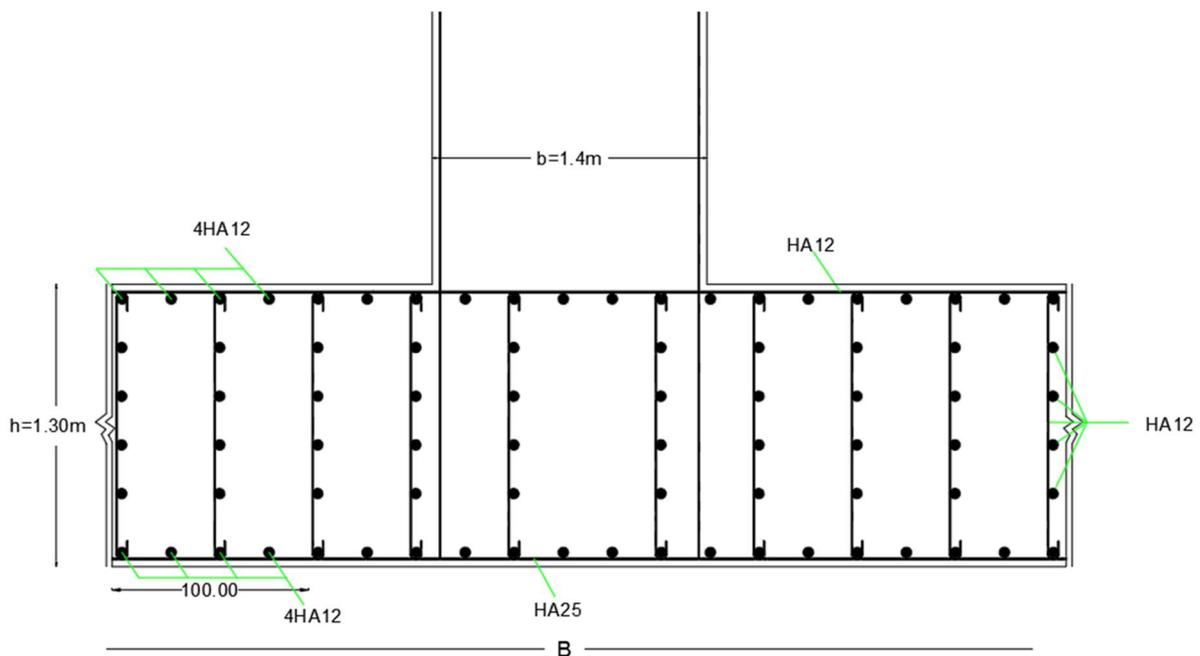


Figure 9.14: ferrailage de la semelle

Chapitre 10 : Etude estimative du coût et durée du projet

10.1 Introduction :

Ce chapitre sera consacré sur le management et planification du projet, il résume une approche sur l'structuration des opérations sur le plan des délais et aussi sur le plan des utilisations des ressources.

Pour cela il est nécessaire au préalable de connaître en plus de certaines contraintes techniques, les prix des matériaux de construction, le coût de la main d'œuvres et d'utilisation des engins de travaux nécessaires au projet.

Le management de projet est la solution la plus efficaces qui peut être adopté pour optimiser l'utilisation des ressources, de nombreuses entreprises font recours à ce dernier à l'aide de logiciels pour une meilleur gestion de leurs projets.

Pour notre travail, nous utiliserons le logiciel Microsoft Project Professionnel 2019 (MS Project) pour estimer le coût et la durée du projet.

10.2 Présentation de MS Project :

Le MS Project est un logiciel de gestion de projet édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets.

Le logiciel permet aussi la création de modèles qui permet à l'utilisateur de respecter une méthodologie ou un processus quelconque. Le projet peut être représenté graphiquement de différentes manières : diagramme de Gantt, réseau des tâches...

Le pilotage du projet est possible par de multiples façons telles que la définition de la planification initiale, la saisie de l'avancement des tâches ou bien la replanification. Il est possible de mettre à jour l'avancement du projet de différentes façons.

10.3 Gestion des délais :

Le paramètre délais représente le respect de la date de livraison du projet, il caractérise la réussite ou l'échec calendaire du projet.

10.4 Gestion des coûts :

Des coûts sont attribués aux différentes ressources, soit par heure ou par jours.

Ainsi, en fonction des ressources attribuées aux tâches à réaliser du projet, Microsoft Project calcule le coût du projet. Le paramètre coût caractérise la réussite ou l'échec économique du projet.

10.5 Gestion des ressources :

Les ressources peuvent être de type :

Travail : on peut les attribuer par exemple à l'humain ou aux engins

Matérielle : ces ressources sont des consommables avec leurs étiquettes, elles peuvent être du béton (m^3) de l'acier (kg) ou du câble (km)

Coût : pour pouvoir associer aux tâches du projet des postes de dépense : frais de déplacement.

10.6 Ressources du projet :

Nous allons détailler dans le tableau ci-dessous la liste des ressources nécessaire au projet, ces ressources sont humaines, matérielles et matériaux ainsi que leurs coûts.

Tableau 10.1: tableau récapitulatif des ressources

Nom de la ressource	Type	Etiquette matériaux	Unité max.	Taux stand.	Coût/Utilisation
Grue	Travail		100%	6 500,00 DA/heure	0,00 DA
Camion 1	Travail		100%	5 000,00 DA/heure	0,00 DA
Camion 2	Travail		100%	5 000,00 DA/heure	0,00 DA
Poclain	Travail		100%	6 500,00 DA/heure	0,00 DA
Bulldozer	Travail		100%	4 000,00 DA/heure	0,00 DA
Chargeur	Travail		100%	4 200,00 DA/heure	0,00 DA
Citerne d'eau	Travail		100%	3 500,00 DA/heure	0,00 DA
Compacteur cylindrique	Travail		100%	4 000,00 DA/heure	0,00 DA
Compacteur pneumatique	Travail		100%	4 500,00 DA/heure	0,00 DA
Brise roche	Travail		100%	5 000,00 DA/heure	0,00 DA

Coudeuse	Travail		100%	450,00 DA/heure	0,00 DA
Groupe électrogène	Travail		100%	2 000,00 DA/heure	0,00 DA
Etalement	Travail		100%	2 500,00 DA/heure	0,00 DA
Finisseur	Travail		100%	4 000,00 DA/heure	0,00 DA
Ingénieur topo	Travail		100%	400,00 DA/heure	0,00 DA
Ingénieur labo1	Travail		100%	400,00 DA/heure	0,00 DA
Ingénieur1	Travail		100%	400,00 DA/heure	0,00 DA
Ingénieur2	Travail		100%	400,00 DA/heure	0,00 DA
Ingénieur labo2	Travail		100%	400,00 DA/heure	0,00 DA
Ferrailleurs équipe1	Travail		5	1 250,00 DA/heure	0,00 DA
Ferrailleurs équipe2	Travail		5	1 250,00 DA/heure	0,00 DA
Ferrailleurs équipe3	Travail		5	1 250,00 DA/heure	0,00 DA
Coffreurs équipe1	Travail		5	1 250,00 DA/heure	0,00 DA
Coffreurs équipe2	Travail		5	1 250,00 DA/heure	0,00 DA
Coffreurs équipe3	Travail		5	1 250,00 DA/heure	0,00 DA
Equipe Ouvrière	Travail		5	1 000,00 DA/heure	0,00 DA
Acier	Consommable	KG		170,00 DA	0,00 DA

Béton de propreté	Consommable	M ³		7 500,00 DA	0,00 DA
Béton de 30MPa	Consommable	M ³		15 000,00 DA	0,00 DA
Béton de 35MPa	Consommable	M ³		18 000,00 DA	0,00 DA
Coffrage	Consommable	M ²		3 000,00 DA	0,00 DA
Béton bitumineux	Consommable	M ³		10 000,00 DA	0,00 DA
Etanchéité	Consommable	M ³		4 500,00 DA	0,00 DA
Appareil d'appuis	Consommable			40 000,00 DA	0,00 DA
Garde-corps	Consommable	ML		15 000,00 DA	0,00 DA
Glissières	Consommable	ML		7 000,00 DA	0,00 DA
Joint de chaussée	Consommable			9 000,00 DA	0,00 DA
Installation du chantier	Coût				250000,00 DA
Clôture du chantier	Coût				150000,00 DA
Technicien 1	Travail		100%	300,00 DA/heure	0,00 DA
Technicien 2	Travail		100%	300,00 DA/heure	0,00 DA
Technicien 3	Travail		100%	300,00 DA/heure	0,00 DA
Gardiens	Travail		2	400,00 DA/heure	0,00 DA

Tableau 10.2: tableau récapitulatif du coût global de chaque tâche

Nom de la tâche	Coût
PROJET INTERSECTION RN23 & CW11	49 716 900,00 DA
OUVERTURE DU PROJET	47 265 700,00 DA
INSTALLATION DU CHANTIER	250 000,00 DA
Apport du matériels et installation	250 000,00 DA
PREFABRICATION DU FERRAILLAGE	14 541 200,00 DA
Façonnage	747 450,00 DA
Semelle	3 089 000,00 DA
Mur de front	3 779 500,00 DA
Mur en aile	1 413 500,00 DA
Corbeau	124 400,00 DA
Poutres	2 635 700,00 DA
Entretoises	424 100,00 DA
Corniches	1 147 950,00 DA
Prédalles	1 179 600,00 DA
TERRASSEMENT	4 064 000,00 DA
Déblai en terrain meuble	739 200,00 DA
Remblai phase 1	1 500 000,00 DA
Remblai phase 2	500 000,00 DA
TRAVAUX DE FONDATION	8 419 400,00 DA
Fouilles	2 520 000,00 DA
Béton de propreté	115 400,00 DA
Réalisation de la semelle	5 784 000,00 DA
Fourniture et installation du ferrailage	684 600,00 DA
Coulage du béton semelle	5 035 400,00 DA
Fermeture de la fouille	64 000,00 DA
INFRASTRUCTURES	7 268 800,00 DA
Réalisation du mur de front et mur en aile	5 590 800,00 DA
Fourniture et coffrage du ferrailage	909 600,00 DA
Coulage du béton phase1	1 810 400,00 DA
Coulage du béton phase2	1 660 400,00 DA

Coulage du béton phase3	1 210 400,00 DA
Réalisation du corbeau et du dé d'appuis	222 800,00 DA
Fourniture et installation du ferrailage du corbeau	167 400,00 DA
Coulage du béton corbeau	55 400,00 DA
Réalisation du mur de garde grève	468 800,00 DA
Pose des appareils d'appuis	320 000,00 DA
Dalle de transition	666 400,00 DA
SUPERSTRUCTURE	8 122 700,00 DA
Fourniture et installation des étais	612 000,00 DA
Poutres et entretoises	1 867 600,00 DA
Réalisation du coffrage	252 000,00 DA
Fourniture et pose du ferrailage	244 800,00 DA
Coulage du béton	1 370 800,00 DA
Fourniture et pose des prédalles	716 800,00 DA
Ferrailage de l'hourdis	675 500,00 DA
Coffrage de l'hourdis	10 000,00 DA
Coulage du béton hourdis	946 400,00 DA
EQUIPEMENT DU PONT	1 998 400,00 DA
Étanchéité	46 400,00 DA
Pose des corniches	211 200,00 DA
Coulage du trottoir	154 400,00 DA
Pose du garde-corps	815 600,00 DA
Pose de la glissière de sécurité	377 200,00 DA
Revêtement	280 400,00 DA
Joint de chaussé	34 000,00 DA
Replie du matériel du chantier	150 000,00 DA
CLOTURE DU PROJET	0,00 DA

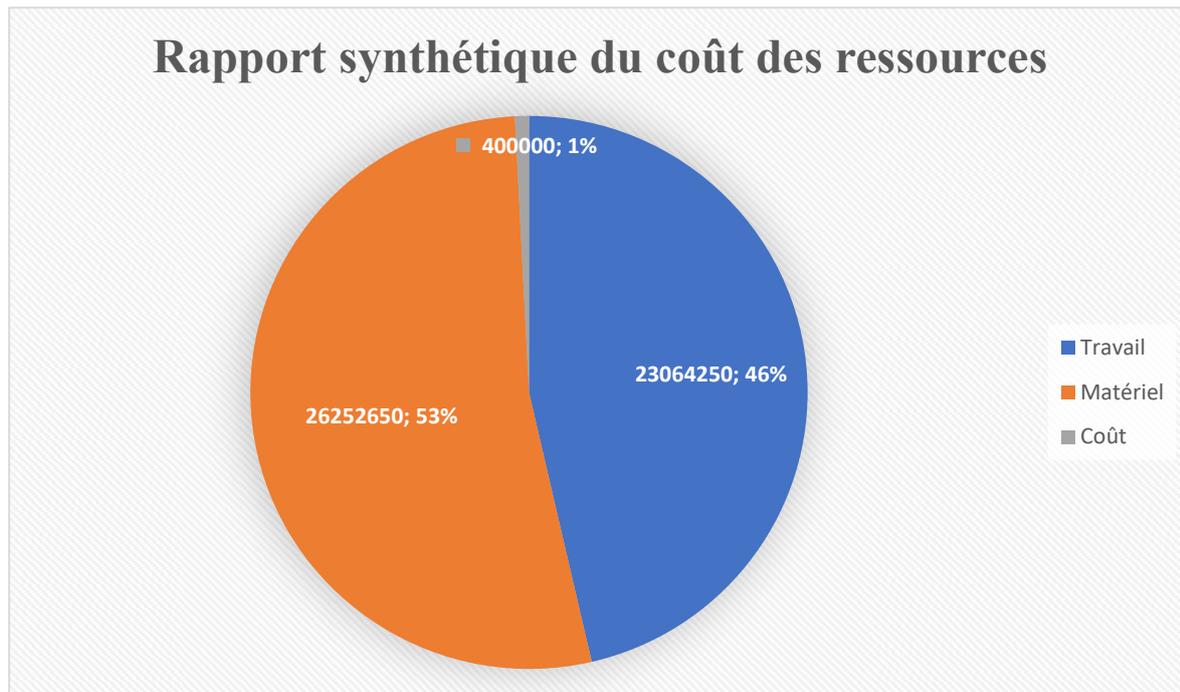


Figure 10.1: Rapport synthétique du coût des ressources

FLUX DE TRÉSORERIE

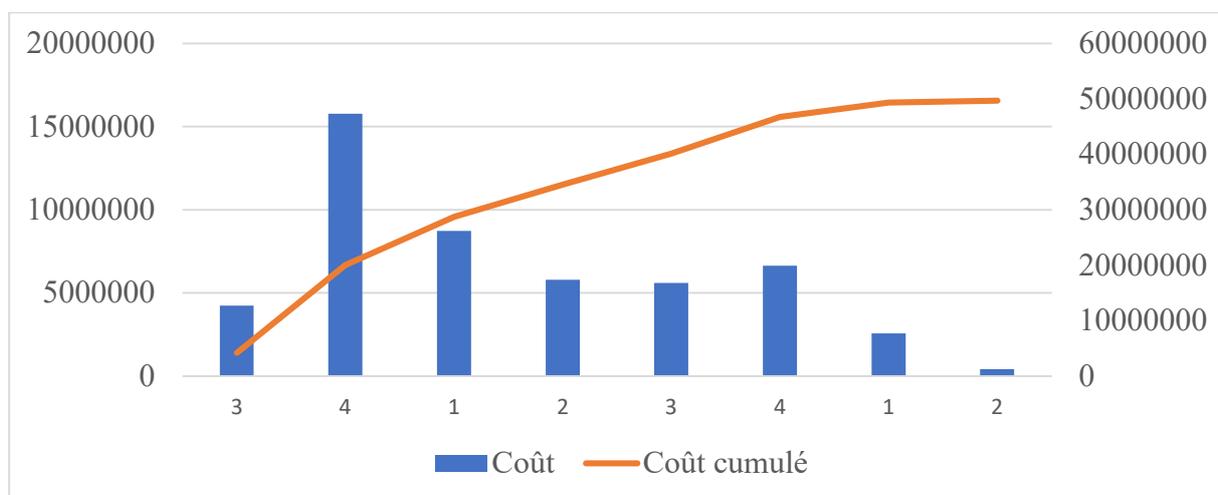


Figure 10.2: Flux de trésorerie

Tableau 10.3: tableau récapitulatif du coût final du projet

Coût u projet	
Total HT	49 716 900.00 DA
TVA 17%	9 446 211.00 DA
TTC	59 163 111.00 DA

10.7 Planning des travaux

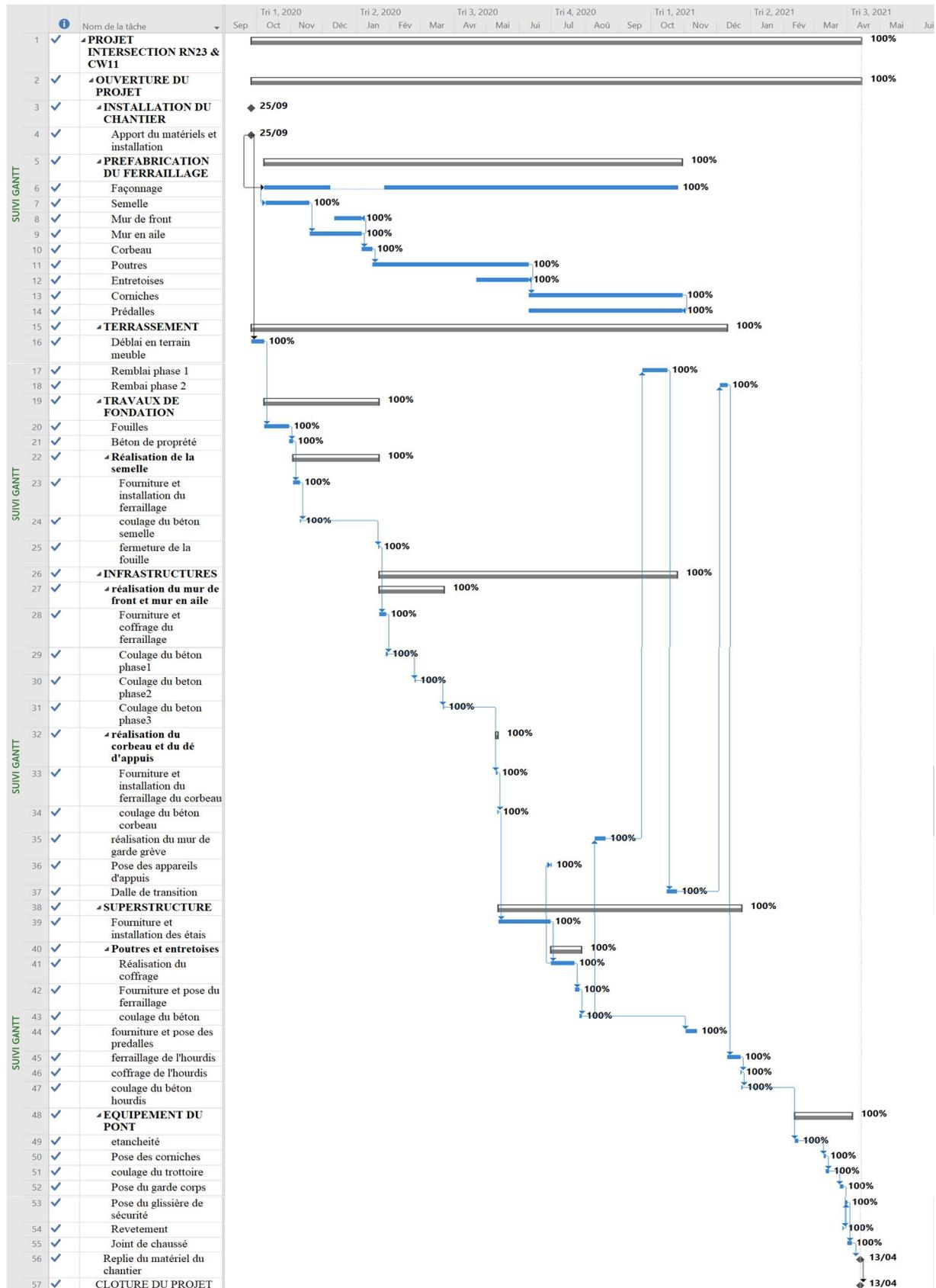


Figure 10.3: Diagramme de suivi Gant

Durée totale du projet : le projet est estimé à environ 13 mois.

Conclusion générale

En général le projet de fin d'étude est une étape importante dans le cursus d'un étudiant, c'est l'une des meilleures opportunités pour ce dernier de se rafraichir la mémoire et d'en exploiter toutes ses connaissances acquises durant son cycle de formation.

Ce travail nous a permis de trouver un compromis entre les critères fonctionnels, techniques, mécaniques et économiques concernant nombreux types de ponts afin de choisir la variante déterminante dans l'inscription de son environnement, d'exploiter judicieusement les documents techniques de référence et des normes du génie civil.

Grace à ce travail nous avons profité de toutes les capacités et fonctions de la version 2020 du logiciel Robot pour modéliser, simuler puis observer les comportements de notre ouvrage sous différentes sollicitations afin de ressortir les données de calcul nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage en respectant les normes. Ce travail combiné avec peu d'expériences professionnelle fera de nous des ingénieurs capables de proposer des solution raisonnables, efficaces et justifiées, de planifier et manager en tenant compte de la sécurité, la qualité, l'économie et le temps d'exécution d'un projet.

Bibliographies :

[1] : BAEL 91 R 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

[2] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites article 4.3,41

[3] : SETRA : Guide de conception du service d'études techniques des routes et autoroutes, Documents technique DT369.

[4] : SETRA : Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension, Document technique DT400

[5] : Fascicule 65 A du cahier des clauses techniques générales CCTG chapitre VII "éléments préfabriqués" pour corniches préfabriqués en béton armé.

[6] : Fascicule 67 titre I du CCTG Etanchéité des ponts routes et des passerelles

[7] : Fascicule 61 titre II Conception, Calcul et épreuves des ouvrages d'art, programmes de charges et épreuves des ponts routes

[8] : Cours ouvrages d'art tomes 2 dimensionnement, école nationale d'ingénieurs de Tunis

[9] : SETRA : Guide technique, Appareils d'appui en élastomère fretté. Utilisation sur les ponts viaducs et structures similaires

[10] : Fascicule 62 titre V du CCTG Règles technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages du génie civil

[11] : Service d'études techniques des routes et autoroutes, Piles et Palées PP73, Appuis des tabliers

[12] : Cahier des clauses techniques particulières CCTP établi à partir de la bible OA 2011.01 et de la version 2.0 du logiciel PETRA

- Cours de pont, faculté des sciences appliquées département de génie civil Université Ibn Khaldoun de Tiaret
- Cours et application, Calcul des semelles de fondations en béton armé faculté du génie de la construction département de génie civil Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
- Formulaire de calcul des sections en béton armé Faculté de technologie département de génie civil Université de Bejaia
- BERNARD-GÉLY A., CALGARO J.-A. Conception des ponts. Cours de l'École nationale des ponts et chaussées, Presses des Ponts et Chaussées, 1994.

- Règlement Parasismique des Ouvrages d'art algérien pour l'analyse d'un pont à poutre sous chaussée.

Logiciels utilisés :

- Autodesk AutoCad 2020 (Dessin)
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 (Modélisation ouvrage)
- Google earth Pro (Levé des points topographiques)
- Global Mapper 20 (Traitement des points topographiques)
- Covadis V16.0 (Tracé en plan et profil en long)
- SketchUp 2020 (Modélisation de la culée en 3D)
- Ms Project Professional 2019 (Planning et coût du projet)
- Microsoft Excel 2019 (Calcul)
- Socotec (Vérification des calculs du ferrailages)

Liste des abréviations :

RN : Route Nationale
CW : Chemin de wilaya
BAEL : béton armé à l'état limite
CPA : Ciment portland artificiel
ELS : état limite de service
ELU : état limite ultime
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes
DT : document technique
CP : charge permanente
CCP : charge complémentaire permanente
 L_R : largeur roulable
 L_{ch} : largeur chargeable
 N_v : nombre de voies
 V : largeur d'une voie
 δ : coefficient de majoration dynamique
RSAP : robot structural analysis professional
 M_t : moment en travée
 M_a : moment en appuis
 M_e : moment d'encastrement
 M_{ser} : moment en service
 M_u : moment ultime
HA : haute adhérence
AA : appareil d'appuis
PP73 : piles et palées 73
RPOA : règlement parasismique des ouvrages d'arts
MSPP : Microsoft Project professionnel
DA : dinar algérien
HT : hors taxe
TVA : taux à la valeur ajouter
TTC : tout taxe compris