



République Algérienne Démocratique et Populaire

Université Abou Bakr Belkaid– Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en GENIE CIVIL

Option : Infrastructure de base et géotechnique /Travaux publics

Thème

Étude d'un pont à poutres en béton précontraint situé du
PK 0+047 au PK0+080 rocales côtières entre Marsa Ben
M'Hidiet Ghazaouet.

Réalisé par :

 MENACER ILYES.

Devant le jury composé de :

- | | |
|------------------|-----------------|
| - M. ABOU-BEKR.N | (Président). |
| - M. GHENNANI.B | (Examineur). |
| - Melle. AYAD.F | (Examinatrice). |
| - M. BENAMAR.A | (Encadreur). |

Année universitaire : 2016 / 2017

Remerciement

Je remercie Dieu le tout-puissant d'avoir éclairé mon chemin et de m'avoir donné le courage de réaliser ce mémoire.

À mon directeur de mémoire, monsieur **BENAMAR.A**

Vous m'avez fait l'honneur de diriger ce travail avec beaucoup de disponibilité, de patience et de rigueur.

Je remercie également **M. ABOUBAKER.N** d'avoir accepté de nous faire l'honneur de présider notre soutenance.

À monsieur **GHANANI.B** et Mademoiselle **AYAD.F**

Je suis extrêmement honoré de vous compter parmi les jurys que vous rehaussez par votre expérience et votre compétence.

Soyez assuré de ma respectueuse gratitude.

J'adresse également ma profonde gratitude à tous les professeurs de l'université **ABOUBEKR BELKAID** en particulier ceux du département de Génie Civil. Votre enseignement à porter ses fruits.

À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce travail

Merci à tous.

Résumé

Ce travail a pour objectif d'étudier un pont à poutre en béton précontraint par post-tension de 33.4 m. On doit souligner ici, que cette étude a été proposée par l'entreprise algérienne d'étude de l'infrastructure (SEROR).

L'ouvrage est constitué d'une seule travée de 33,4m de 6 poutres espacées de 1,50m en béton précontraint avec hourdis d'une épaisseur de 25 cm.

Pour l'étude de ce dernier, il a été modélisé en 3D par le logiciel SAP2000.

La finalité de ce projet est la réalisation d'un ouvrage d'art qui permet le franchissement d'oued Ghazouana.

Mots clés :

Pont à poutres, béton précontraint, hourdis, tablier, culée, appareille d'appuis.

ملخص

يهدف هذا العمل المقترح من قبل الشركة الجزائرية س.ر.و.ر والتي تختص في دراسة البنية التحتية الى دراسة جسر طوله 33.4 م حيث يتكون من 6 روافد متباعدة 1.50 م مصنوعة من الخرسانة سابقة الإجهاد. ويستند على مسندين من الخرسانة المسلحة. مع وضع التصميم ببرنامج الساب 2000 .
واخير الهدف من هذا المشروع هو تحقيق هيكل يسمح لنا بعبور الوادي .

الكلمات المفتاحية

جسر دو روافد. خرسانة مسبقة الاجهاد. البلاطة. سطح الجسر. متكات. الدعماجهزة.

Abstract

The aim of this work is to study a post-tensioned pre-stressed concrete girder bridge of 33.4 m. It should be emphasized here that this study was proposed by the Algerian Infrastructure Study (SEROR).

The structure consists of a single span of 33.4m of 6 beams spaced 1.50m in pre-stressed concrete with slabs of a thickness of 25 cm.

For the study of the latter was modeled in 3D by the software SAP2000.

The aim of this project is the realization of a structure that allows the crossing of Oued Ghazouana.

Keywords:

Girder bridge, pre-stressed concrete, slabs, apron, abutment, supporting device

Table des matières

Remerciements.....	I
Résumé.....	II
الملخص.....	II
Abstract.....	II
Table des matières.....	III
Liste des figures.....	IV
Liste des tableaux.....	V
Introduction générale.....	VI

Chapitre 1: présentation et caractéristiques des matériaux du projet

1.Introduction	1
2. Présentation de l'ouvrage	1
3. Les données fonctionnelles	1
3.1. Tracé en plan	1
4. Les profilés de l'ouvrage	1
4.1. Profil en long.....	1
4.2. Profil en travers	1
5. Caractéristiques du site (Données Géotechniques)	2
6. Étude topographique	3
7. Choix de l'ouvrage	3
8. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	4
8.1. Le béton	4
8.1.1 Résistance à la compression	4
8.1.2 Résistance à la traction	4
8.1.3. Déformations longitudinales instantanée.....	5
8.1.4. Diagramme Contrainte – Déformation.....	5
8.1.5. Contrainte limite de service.....	6
8.1.6. Coefficient de dilatation thermique.....	6
8.1.7. Module de déformation transversale du béton.....	6
8.1.8. Coefficient de poisson.....	6
8.1.9. Caractéristiques de calcul	6
8.2. Les aciers	7

Chapitre 2: Etude de tablier

1. Introduction	8
2.Caractéristique géométrique de tablier	8
3.Les poutres	8
3.1. Prédimensionnement des poutres.....	8
4.Caractéristiques géométriques de la poutre	12
5.Charges et surcharges	19
5.1. La charge permanente	19
5.1.1. La charge des poutres	19
5.1.2. La charge de la dalle.....	19
5.1.3. Revêtement de la chaussée	20
5.1.4. Corniches	20
5.1.5. Garde-corps	20
5.1.6. Entretoise	20
5.1.7. La glissière de sécurité.....	20
5.1.8. Les trottoirs	20
5.2. Calcul des surcharges.....	20
5.2.1. La classe de pont.....	21
5.2.2. Système de charge A(L)	21
5.2.3. Système de charges B	22
5.2.4. Système de charge militaire.....	25
5.2.5. Système Mc120	25
5.2.6. Système de surcharges exceptionnelles.....	26
5.2.7 Surcharges exceptionnelle D240.....	26
5.2.8. Charge exceptionnelle D280	26
5.2.9. Surcharges sur les trottoirs.....	27
5.2.10. Charge du vent.....	28
5.2.11. Effort de freinage	28
5.2.12. Gradient thermique.....	28

Table des matières

6.Modalisation	29
6.1. Présentation du logiciel	29
6.2. Modélisation par logiciel.....	29
6.3. Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU)	31
6.4. Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELS)	32
6.5. Moments fléchissant dans les poutres.....	32
6.5.1. Effort tranchants à l'état limite ultime (ELU)	35
6.5.2. Effort tranchants à l'état limite ultime (ELS).....	35
6.6. Efforts tranchants dans les poutres.....	36
6.6.1. Efforts tranchants due au poids propre	36

Chapitre 3 : Etude de précontraint

1. Introduction	38
1.1. Précontrainte par pré-tension	38
1.2. Précontrainte par post-tension.....	38
1.3. Comparaison des deux procédés.....	39
1.4. CALCUL DE LA PRECONTRAINT.....	39
1.4.1. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES.....	40
1.4.2. VERIFICATION A L'ELS	41
2. Positionnement des câbles	46
3.Pertes de précontrainte	50
3.1. Pertes instantanées	50
3.2. Pertes différées.....	51
3.3. Calcul des pertes de précontrainte.....	52
3.3.1. Pertes instantanées	52
3.3.2. Pertes différées	53
4.Ferraillage de la poutre.....	54
4.1. Armatures longitudinales.....	54
4.2. Armature de peau.....	55
5.Vérification de l'effort tranchant.....	56
5.1 Détermination des ferrailages transversale.....	57

Chapitre 4 : Etude de l'hourdis

1.Introduction.....	59
2.Moment fléchissant	59
3.Efforts tranchants.....	60
4. Détermination des ferrailages.....	60
4.1. Ferrailage dans la travée.....	60
4.2. Ferrailage dans l'appui.....	61
5. RESISTANCE AUX EFFORTS TRANCHANTS.....	62
6.Vérification au poinçonnement.....	.63
7.Etude de la prédalle.....	64
7.1. Dimensionnement.....	64
7.2. Descentes des charges.....	64
7.3. Détermination des moments.....	64
7.4. Détermination du ferrailage.....	64
8. Etude de L'entretoise	65
8.1. Dimensionnement.....	65
8.2. Calcul des réactions des poutres.....	65
8.3. Calcul de Ferrailage.....	66
8.4. RESISTANCE AUX EFFORTS TRANCHANTS66

Chapitre 5 : Etude de l'Appareils d'appui

1. Introduction	67
1.1. Les appareils d'appui.....	67
1.2. Dimensionnement en plan (a-b).....	69
1.3. Variation linéaire du tablier	69
1.4. Total des variations linéaires.....	70
1.5. Epaisseur nette de l'élastomère	70
2.Répartition des efforts horizontaux	71
3.Evaluation du point fixe	72
4.Efforts horizontaux dans les appuis.....	73

Table des matières

4.1. Variation linéaire du tablier	73
4.2. Force de freinage	74
4.3. Séisme	74
4.4. Combinaisons sismiques.....	78
4.5. Variation linéaire du tablier	78
Chapitre 6: Infrastructure	
1.Introduction	81
2.La culée	81
2.1. Pré dimensionnement de la culée	81
3.Vérification de la stabilité de la culée	83
4.Etude de la culé sur les différentes combinaisons d'actions	86
5. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée.....	89
5.1. Mur garde grève.....	89
5.2. La dalle de transition.....	91
5.3. Le CORBEAU.....	93
5.4. Mur de front.....	94
5.6. Mur en retour.....	97
6.La semelle	102
6.1Pré-dimensionnement.....	102
6..2Ferrailage de la semelle	103
7.Etude de pieu de la culée sous charge verticale par la méthode préssiométrique.	104
7.1. Calcule de la force portante ultime	104
7.2. Ferrailage de pieu	105
Conclusion générale	107
Bibliographie.....	108

Figure 1.1 : Profil en travers	2
Figure 1.2 : diagramme contrainte – déformation	5
Figure 2.1 : la poutre.....	8
Figure2. 2 : Dimensions de la poutre médiane	13
Figure2.3 : Démentions de la section médiane+ hourdis	14
Figure2.4 : Dimensions de la poutre en travée	15
Figure2. 5 : Dimensions de la poutre hourdis en travée + hourdis	17
Figure2.6 : Dimensions de la poutre à l’about.....	17
Figure2.7 : Dimensions de la poutre + hourdis à l’about.....	18
Figure2.8 :Le système Bc.....	23
Figure2.9 : Le système Br.....	24
Figure 2.10 : Le système Bt.....	24
Figure2.11 : Système Mc120.....	26
Figure2.12 : Charge exceptionnelle D280.....	27
Figure 2.13 : Modélisation en 3D du tablier avec les poutres et les déférent section.....	30
Figure 2.14 : Diagramme de moment fléchissant [KN.m] de la poutre de rive.....	32
Figure 2.15 : Diagramme de moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire1 ...	33
Figure 2.16 : Diagramme demoment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire2 ...	33
Figure 2.17 : Diagramme du moment de la poutre de rive due à A(L).....	33
Figure 2.18 : Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 1 due à A(L).....	34
Figure 2.19 : Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 2 due à A(L).....	34
Figure2. 20 : Diagramme de l’effort tranchant [KN.m] de la poutre de rive.....	36
Figure 2.21 : Diagramme de l’effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1.....	36
Figure 2.22 : Diagramme de l’effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2.....	36
Figure 3.1 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P1.....	42
Figure 3.2 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2.....	42

Liste des figures

Figure 3.3 : Digramme de la combinaison fréquente de P1	43.
Figure3.4 : Digramme de la combinaison fréquente de P2.....	44
Figure 3.5 : Diagramme de la combinaison rare de P1.....	45
Figure 3.6 : Diagramme de la combinaison rare de P2.....	45
Figure 3.7 : Câbles de l'about.....	46
Figure3.8 : Les câble d'about sur chantier.....	47
Figure3.9 : Tracé des câbles.....	49
Figure3.10 : réelle des trois câbles	49
Figure3.11 : Principe des pertes par recul d'encrage.....	51
Figure3.12 : Diagramme des contraintes sous P2 (combinaison rare)	54
Figure3.13 : Détail de ferrailage sur chantier.....	55
Figure3.14 : Détail de ferrailage sur chantier.....	56
Figure3.15 : ferrailage passif de la poutre.....	58
Figure4.1 : Moment longitudinal maximum.....	59
Figure 4.2 : Ferrailage de la dalle.....	62
Figure4.3 : La transmission de la charge « Br »	63
Figure4.4 : Dimensionnent L'entretoise.....	65
Figure5.1 : Appareils d'appui posée dans un pont.....	67
Figure5.2 : constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté.....	68
Figure5.3 : vue d'une presse au démoulage (photo SNAC).....	68
Figure5.4 : la position du point fixe.....	73
Figure 6.1 : dimensionnement de la culée.....	83
Figure6.2 : les efforts agissant sur le mur garde de grève	89
Figure6.3 : les efforts agissant sur le mur garde de grève.....	90
Figure6.4 : dalle de transition.....	91
Figure6.5 : mur en retour.....	97
Figure6.6 : les efforts agissant sur le long de mur partie 1.....	98
Figure6.7 : les efforts agissant sur le long de mur partie 2	99
Figure6.8 : les efforts agissant sur le long de mur partie 3	100

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Formation de marne schisteuse grise	3
Tableau 1.2 : Ponts à plusieurs travées	3
Tableau 1.3 : représentation des résistance la compression	4
Tableau 1.4 : représentation des résistance la traction	4
Tableau2.1 : Calcul des données géométriques de la poutre médiane	14
Tableau2.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane	14
Tableau2.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane+ hourdis	15
Tableau 2.4: Calcul des données géométriques de la poutre en travée.....	16
Tableau2.5 : Caractéristiques géométriques de la poutre en travée.....	16
Tableau 2.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis en travée.....	17
Tableau2. 7: Calcul des données géométriques de la poutre à l'about.....	18
Tableau2.8 : Caractéristiques géométriques de la poutre a l'about.....	18
Tableau 2.9 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about+ hourdis à l'about.....	19
Tableau2.10 : La classe de pont.....	21
Tableau2.11 : Les valeurs du coefficient de dégressivité transversale de la charge a_1	22
Tableau2.12 : Les valeurs de v_0	22
Tableau2.13 : Les valeurs de coefficients b_c	23
Tableau2.14 : Les coefficients de système B_t	24
Tableau2.15 : Représentation des coefficients des systèmes est leur résultat final.....	25
Tableau2.16 : Les valeurs de gradient thermique.....	29
Tableau2.17 : Coefficients des combinaisons d'actions.....	31
Tableau 2.18 : Tableau récapitulatif des moments à l'ELU.....	31
Tableau 2.19: Tableau récapitulatif des moments à l'ELS.....	32
Tableau 2.20 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant.....	34
Tableau2.21 : Tableau récapitulatif des efforts de tranchant à l'ELU.....	35
Tableau2. 22 : Tableau récapitulatif des efforts de tranchant à l'ELS.....	35
Tableau2.23 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.....	37
Tableau3.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane+ hourdis.....	39
Tableau3.2 : Récapitulatif des résultats de précontrainte.....	41
Tableau3.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule.....	41
Tableau 3.4 : Combinaison quasi-permanente de P_1	41

Liste des tableaux

Tableau3.5 : Combinaison quasi-permanente de P2.....	42
Tableau3.6 : Combinaison fréquente P1.....	43
Tableau 3.7: Combinaison fréquente P2.....	44
Tableau3.8 : Combinaison rare de P1.....	44
Tableau 3.9 : combinaison rare de P2.....	45
Tableau 3.10: Tableau récapitulatif du tracé des câbles.....	49
Tableau3.11 : Pertes de précontrainte dues au frottement.....	52
Tableau3.12 : Pertes de précontrainte dûes au recul d'encrage.....	53
Tableau 3.13 : Pertes de précontrainte dûes au raccourcissement du béton.....	53
Tableau 3.14 : Pertes de précontraintes dues au retrait du béton	53
Tableau 3.15 : Pertes de précontrainte dues au fluage du béton.....	53
Tableau 3.16 : Pertes de précontrainte dues à la relaxation des aciers.....	53
Tableau3.17 : Pertes instantanées, différées et leurs pourcentages.....	54
Tableau 4.1 : les moments fléchissant max dans l'hourdis.....	59
Tableau4.2 : Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU.....	60
Tableau4.3 : Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELU.....	61
Tableau4.4 : Choix de ferrailage de l'hourdis et vérifications.....	62
Tableau 4.5 : Détermination du ferrailage.....	64
Tableau4.6 : Moment max de l'entretoise.....	65
Tableau5.1 : Récapitulatif des déplacements.....	73
Tableau5.2 : Récapitulatif des rigidités.....	73
Tableau5.3 : Répartition de variation linéaire du tablier.....	74
Tableau 5.4 : répartition de la force de freinage.....	74
Tableau 5.5 : Les classes du pont.....	74
Tableau 5.6 : Coefficient d'accélération des zones.....	75
Tableau 5.7 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	76
Tableau 5.8 : Les forces longitudinal.....	76
Tableau5.9 : les forces transversales.....	76
Tableau 5.10 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante verticale.....	77
Tableau5.11 : Les forces verticales.....	77

Liste des tableaux

Tableau25.12 : Combinaisons sismiques	78
Tableau5.13 : Calcul de Hs.....	78
Tableau 5.14 : Variation linéaire du tablier.....	78
Tableau5.15 : variation linéaire + freinage.....	78
Tableau6.1 : La décente des charges de la culée.....	84
Tableau6.2 : Calcul en construction avec remblais.....	85
Tableau 6.3 : les efforts sollicitant la culée a l'E.L. U.....	86
Tableau6.4 : les efforts sollicitant la culée a l'E.L. S.....	87
Tableau6.5 : les efforts sollicitant la culée ont Combinaison fondamentale accidentelle...88	
Tableau6.6 : le ferrailage du mur garde grève (cas fondamentale).....	90
Tableau6.7 : le ferrailage du mur garde grève (cas accidentelle).....	91
Tableau6.8 : ferrailage de la dalle a l'ELU.....	92
Tableau 6.9 : Les efforts sollicitant à la culée à l'ELU.....	95
Tableau6. 10 : Les efforts sollicitant à la culée à l'ELS.....	96
Tableau6.11 : les contraintes agissant sur le long de mur	98
Tableau6.12 : ferrailage du mur en retour à l'ELU (partie 1).....	99
Tableau 6. 13 : de ferrailage de mur en retour à l'ELU (partie 2)	100
Tableau 6.14 :de ferrailage de mur partie 3.....	101
Tableau 6.15 : de ferrailage de mur dans le cas accidentel.....	102
Tableau 6.16 : les sollicitations au niveau de la semelle.....	103

Introduction générale

Un pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre ou maritime. On distingue plusieurs types de ponts tels que : le pont routier qui permet la circulation des véhicules, le viaduc qui permet de franchir une brèche à grand hauteur, l'aqueduc, les passerelles et aussi les ponts ferroviaires.

À titre d'exemple la ville de Tlemcen et dans le cadre de la réalisation de la rocade côtière entre Marsa ben M'hidi et ghazaouet la direction des travaux publics de la wilaya de Tlemcen propose la réalisation d'un ouvrage d'art.

Il faut disposer de toutes les données nécessaires à l'étude telles que :

- Les données naturelles : qui concernent le sol, les rivières à franchir, leurs hydrologies et tous les éléments de son environnement.
- Les données fonctionnelles de l'ouvrage : qui sont fixées par le maître de l'ouvrage, c'est un ensemble de caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

Le souci principal de l'ingénieur est comment concevoir un pont, en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres.

Chapitre 1 :

Présentation et Caractéristiques des matériaux du projet

Chapitre 1 : Présentation et Caractéristiques des Matériaux du Projet

1.Introduction :

L'objectif d'une conception d'un pont est de rechercher la solution la plus économique respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées tout en prenant compte de la durabilité et la qualité architecturale. Afin d'étudier un projet, nous devons définir les grandes lignes dont la présentation sommaire de l'ouvrage, les données fonctionnelles et les données naturelles.

2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet de la présente étude est un ouvrage d'art qui est prévu pour le franchissement d'oued Ghazouana selon une travée de 33,4 mètres.

Ce projet situé dans la partie sud-ouest de la ville de Ghazaouet, à environ 5 km .il a pour coordonnées Lambert approximative $x=108246$, $y = 117619,1247$ et deux élévations moyennes d'environ 36 mètres à partir du niveau de la mer.

3. Les données fonctionnelles :

3.1. Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée ; il est dessiné sur un plan de situation. En plan, l'ouvrage étudié est un pont droit et d'une longueur de 33,4m

4. Les profils de l'ouvrage :

4.1. Profil en long :

Le profil en long est la ligne définissant en élévation le tracé en plan, il doit être élaboré en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles et du type d'ouvrage de franchissement envisagé. Le profil en long de l'axe de roulement présente une pente longitudinale de 1,796 %, l'ouvrage étriller est composé d'une seule travée de 33.4 m, reposent sur deux piles-culées.

4.2. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. La largeur totale de l'ouvrage est de 10.00 m, avec deux trottoirs de 1.20 m chacun. Le tablier présente un devers de 2.5%

- La largeur totale de l'ouvrage : 10.00 m
- Largeur roulable : $L_r = 7,60$ m.
- Nombre de voies de circulation : $N = 2$ voies.
- La pente : 2,5 % en toit.
- Largeur de trottoir : $L = 1,20$ m.

Chapitre 1 : Présentation et Caractéristiques des Matériaux du Projet

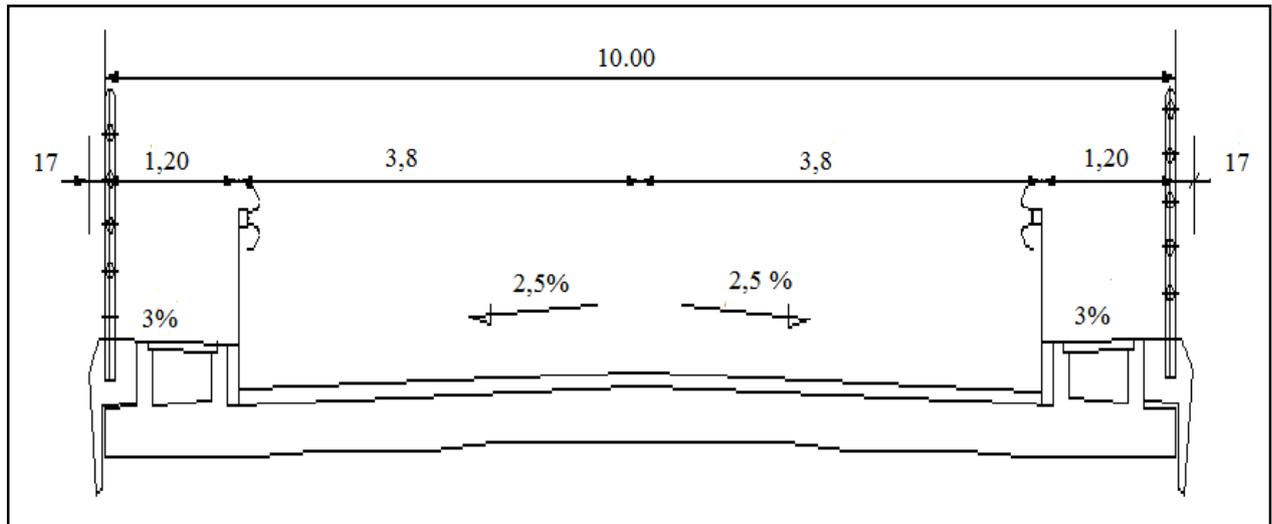


Figure 1.1 : Profil en travers

5. Caractéristiques du site (Rapport Géotechniques) :

L'étude d'un ouvrage est conditionnée par un certain nombre de données concernant le site et son environnement obtenu par le rapport Géotechnique

- Sol : Le projet du Pk 0+47 au Pk 0+80 est composé en sous-sol par des formations qui proviennent géologiquement des anciennes accumulations des oueds est des cabas faite de galants de différentes tailles noyés dans une matrice sablo-argileuse qui ne peut pas servir comme assise pour ce genre d'ouvrage ,néanmoins que les sondages SP9 ,SP10 réalisés dans le terrain de l'ouvrage en proximité, permettant d'outre passé cette formation afin d'atteindre un substratum de marne schisteuse grisâtre très compacte

Sondage	Sp10	Sp10	Sp9	Interprétation
Profondeur	23.75- 24.0	27.00-27.30	23.15- 23.45	
Poid volumique humide yh t/m ³			1.98 2.21	Très compacte
Teneur en eau naturelle w % Degré de saturation sr %			11 84	
Granulométrie	% Argile		5	Le sol a une texture sableuse, limono-argileuse
	% Limon		13	
	% Sable		57	
	% Gravier		25	
Limite d'aterberg Ip W %			11 33	Plasticité faible
Compression simple Rc	170	135		Roche de faible

Chapitre 1 : Présentation et Caractéristiques des Matériaux du Projet

(Kg/cm ²)					Résistance
Odomètre	Pression de consolidation Pc (bars)			0.075	Sous-consolidé
	Ct			0.07	Peu compressible
	Cg			0.1	Très gonflante
% CaCo3		24		15	Marne sableuse

Tableau 1.1 : Formation de marne schisteuse grise

- Vent : la région est soumise à des vents considérables.
- Séisme : Tenir en compte les recommandations du RPA99, version 2003, qui stipule que la région de Ghazaouet, wilaya de Tlemcen se trouve du point de vue sismique dans la zone I.

6. Étude topographique :

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

La zone d'implantation de pont est caractérisée par un relief accidenté, dont la plus haute cote est de 279,37 alors la plus basse est de 278,22.

7. Choix de l'ouvrage :

La portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de ce dernier avec quelques aspects architecturaux, économiques et durables, ces aspects sont :

- ✓ Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements tels que le B.A.E.L, B.P.E.L, R.P.O.A.
- ✓ La durée de la réalisation.
- ✓ Intégration de la structure dans son environnement : puisque nous sommes loin de l'agglomération nous allons essayer de prendre un ouvrage simple et économique.
- ✓ La capacité technique et économique des bureaux d'études et des entreprises.

Le tableau ci-dessous présente les types des ponts en fonction de notre portée :

La portée (m)	< 20m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 300m	> 300m
Les solutions Probables	Pont dalle en béton armé ou en béton précontraint	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Pont dalle à encorbellement ✓ Pont mixte a poutres métalliques ✓ Pont a poutres en béton précontraint 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Pont en béton précontraint Construit encorbellement ✓ Pont a poutre continue en acier ✓ Pont a hauban 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Pont suspendu ✓ Pont hauban

Tableau 1.2 : Ponts à plusieurs travées

Chapitre 1 : Présentation et Caractéristiques des Matériaux du Projet

Donne ce projet on a un pont compose une seule travée avec des portées allant jusqu'à 33,4 mètres donc nous avons dans l'intervalle de 20 à 50 m.

On choisit le troisième type c'est-à-dire le choix de pont à poutre en béton précontraint.

8. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. Nous présenterons les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de l'ouvrage ainsi que leurs caractéristiques.(1)

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec notre calcul.

8.1. Le béton :

Le béton est le matériau le plus utilisé au monde ; il prend la deuxième place après l'eau du côté consommation par les habitants, par définition le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction.

Il est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée « f_{c28} », et une masse volumique $\rho = \gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$, le béton est dosé à 400 kg/m de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

8.1.1 Résistance à la compression :

Selon les règles de BAEL et BPEL Pour un béton âgé de « j » jours ≤ 28 jours, on utilise la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} * f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,406+0,95j} * f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

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

Les éléments	Les poutre et tablier	Béton de propreté
La résistance (Mpa)	35	20

Tableau 1.3 : représentation des résistance la compression

8.1.2. Résistance à la traction :

Concernant la résistance à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06. f_{cj} \quad \text{Selon les règles du BAEL et BPEL}$$

f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm^2)

Les éléments	Les poutre et tablier	Les appuis
La résistance (Mpa)	2,7	2,4

Tableau 1.4 : représentation des résistance la traction

Chapitre 1 : Présentation et Caractéristiques des Matériaux du Projet

8.1.3. Déformations longitudinales instantanées :

A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton noté E_{ij} (courte durée <24 heures) : une valeur conventionnelle égale à :

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

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} (longue durée <24 heures) : est donné par :

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

8.1.4 Diagramme Contrainte – Déformation :

Le diagramme caractéristique contrainte-déformation du béton a l'allure schématisée sur la figure dite " parabole - rectangle".

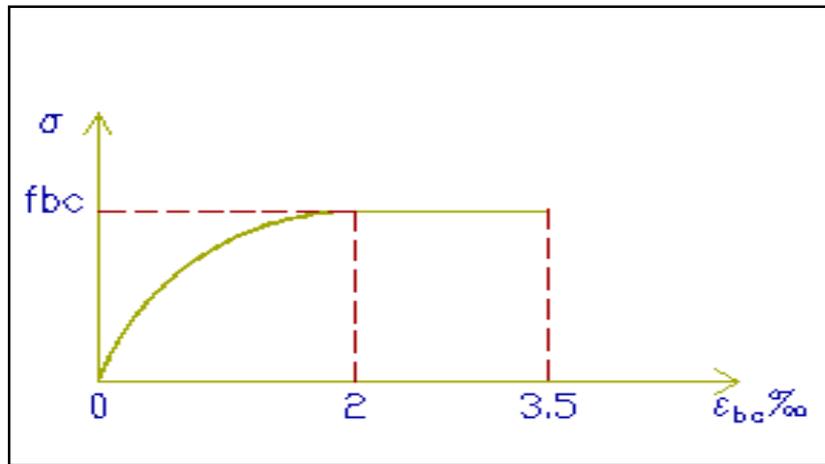


Figure 1.2 : Diagramme Contrainte – Déformation

Selon les règles du BAEL et BPEL par l'expression suivante : Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2\%$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions.

$\theta=1$	$t < 24h$
$\theta=0,9$	$h \leq t \leq 24h$
$\theta=0,85$	$t < 1h$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité qui est prend les valeurs suivantes :

$\gamma_b =$	1,5 ouvrage en service
	1,15 en cours de construction

Chapitre 1 : Présentation et Caractéristiques des Matériaux du Projet

8.1.5. Contrainte limite de service

La contrainte limite de service est égal à :

0,5. f_{c28} : ouvrage en service.

0,6. f_{c28} : ouvrage en cours de construction.

8.1.6. Coefficient de dilatation thermique

À défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique est pris égal à 10^{-5} par degré C.

8.1.7. Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale du béton par les règles B.P.E.L est donné par la formule suivante :

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

ν : Coefficient de poisson.

8.1.8. 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

Selon les règles du BAEL et BPEL on prend :

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré

$\nu = 0$ pour un béton fissuré

8.2. Les aciers :

Les aciers utilisés sont de deux types :

Aciers actifs : pour la précontrainte de l'ouvrage.

Aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

✓ Aciers actifs :

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

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

-Les aciers de précontraints ont été classé par catégories : fils, barres, torons.

Nombre de câbles :	12T15.
Force de rupture garantie :	$f_{prg} = 1770$ MPa.
Force élastique garantie :	$f_{peg} = 1538$ MPa.
Section utile d'un câble :	$A_P = 1800$ mm ² .
Diamètre de la gaine :	$\phi_g = 80$ mm.
Coefficient de frottement (gaine – câble) :	$\phi = 2.10^{-3}$ m ⁻¹ .
Relaxation à 1000 heures :	$\phi_{1000} = 2.5$ %.
Relaxation à 3000 heures :	$\phi_{3000} = 3$ %.
Module d'élasticité :	$E_p = 1.9 \cdot 10^5$ MPa.

Recul d'ancrage au relâchement du vérin : $g = 6$ mm.

Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire : $f = 0.18$ rd⁻¹.

Chapitre 1 : Présentation et Caractéristiques des Matériaux du Projet

✓ **Aciers passifs :**

Les aciers utilisés sont des armatures courantes de haute adhérence de classe FeE400 avec une limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa, et une contrainte de rupture $f_r = 480$ MPa.

a-La limite élastique :

Dans le calcul à l'ELU : on introduit un coefficient de sécurité γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle.

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ et

$\gamma_s = 1,5$ pour une situation durable.

b-Contrainte limite de traction (ELS) :

Des vérifications sont parfois nécessaires

Fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$

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

c-L'aptitude de l'armature à restée solidaire au béton :

Cette aptitude est caractérisée par les coefficients d'adhérence dits de fissuration et de scellement désignés respectivement par η et Ψ .

Coefficients de fissuration : $\eta = 1$ ronds lisses

$\eta = 1.6$ barres haute adhérence ou fils haute adhérence de diamètre supérieur ou égal à 6mm

$\eta = 1.3$ fils haute adhérence de diamètre inférieur à 6mm

Coefficients de scellement : et $\Psi = 1$ ronds lisses et $\Psi = 1.5$ barres haute adhérence ou de fils haute adhérence

d-Module de d'élasticité des armatures :

Le module d'élasticité des armature "Ep" des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\,000$ MPa pour les barres.

$E_p = 190\,000$ MPa pour les torons.

Chapitre 2 :

Etude de tablier

1. Introduction :

La conception du tablier d'un pont est une phase primordiale dans l'étude. Le présent chapitre traitera la conception générale du tablier en choisissant les sections transversales convenables et en se basant sur le guide de conception de SETRA. (2)

2. Caractéristique géométrique de tablier :

✓ Longueur des travées

Le pont comporte une seule travée de 33,40m.

✓ Largeur des voies

La largeur d'une voie est de 3,8m ; la largeur rouable étant 2x3,80m avec deux trottoirs de 1,2 m chacun. Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 10.00 m.

3. Les poutres :

La poutre est un élément tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième. Elle comporte une table de compression, un large talon constituant la fibre supérieure et inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

Ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, dans notre ouvrage les poutres utilisées sont en béton précontraint.

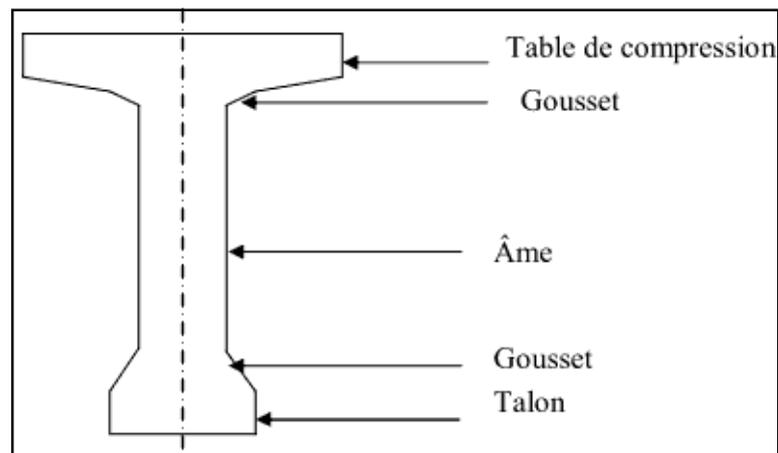


Figure 2. 1 : la poutre

3.1. Prédimensionnement des poutres :

• Hauteur de la poutre

La hauteur des poutres est un paramètre très important car si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, elle risque de présenter une trop grande prise au vent ; dans le cas contraire la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton. C'est pourquoi, on considère généralement que la hauteur totale des poutres est donnée dans l'intervalle 15 et 20 D'après le guide S.E.T.R.A.

$$\frac{l}{20} \text{ et } \frac{l}{15}$$

Avec : l = la portée réelle de la poutre = 33,4 m

h_t : la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis).

$$L/20 < h_t < L/15$$

$$1,67 < h_t < 2,22$$

On fixe $h_t = 1.75 \text{ m}$.

$$h_p = h_t - h_h$$

Avec :

h_p : hauteur de la poutre

h_h : hauteur de l'hourdis

Donc :

$$h_p = 1,75 - 0,25 = 1,50 \text{ m}$$

- **Espacement entre axe des poutres**

Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres section en I la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, L'espacement entre axes des poutres est situé entre 1.5m et 2.5m

$$1.5 \leq E \leq 2.5 \text{ m}$$

Dans notre cas on prend $E = 1.5 \text{ m}$.

- **Nombre de poutres**

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = \frac{L_a}{E} + 1$$

Avec :

L_a : est la distance entre appuis de rive $L_a = 7,6 \text{ m}$

N : nombre des poutres

E : espacement entre axe des poutres

Donc : $N = 6$ poutre

- **Largeur de la table de compression**

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur de la table de compression doit vérifier la relation suivant

$$0,6h_t < b \leq 0,8h_t \quad \longrightarrow \quad b = 1,20 \text{ m}$$

$$b = 120 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la table de compression**

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

$$0,10 \text{ m} \leq e \leq 0,15 \text{ m}$$

On prendra $e = 0.12 \text{ m}$.

• Epaisseur de l'âme

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par prescriptions réglementaires : si comme c'est l'usage, des câbles de précontrainte sont relevés dans l'âme, sa largeur doit être au moins égale à trois fois le diamètre du conduit ; il importe d'autre part de connaître à l'avance les conditions de la mise en place du béton. Lorsque les poutres sont fabriquées dans des coffrages métalliques permettant la vibration externe, il est possible de donner aux âmes une épaisseur réduite, de l'ordre de 21 à 30 cm. On adopte une épaisseur de 30 cm. Elle doit être telle que :

□ la couverture réglementaire soit respectée : $e \geq 3,5D$

Avec

D : diamètre extérieur d'une gaine.

Soit : $D=8 \text{ cm} \leftrightarrow e \geq 26,25 \text{ cm}$

-La mise en œuvre du béton soit facile, les plus gros granulats (2,5 cm) doivent passer entre les câbles et les étriers, en général $e \geq 18 \text{ cm}$

-La résistance de l'effort tranchant soit assurée, à partir de cette condition il est difficile, d'estimer la valeur de e, néanmoins nous vérifions après calcul la résistance à l'effort tranchant.

En fin, nous prendrons $e=0,60 \text{ cm}$ en section d'about et $e=0,38 \text{ cm}$ en section médiane et l'intermédiaire $e = 0,52$.

• Talon

Le talon d'une poutre constitue la fibre inférieure de cette dernière ; son dimensionnement se fait à la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

✓ Largeur du talon

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$b_{tT} \geq 1 L^2 / k_t h_t^2$$

Avec :

L : largeur du tablier

L : portée de la travée

ht : hauteur total du tablier

K : coefficient sans dimension $1100 \leq K \leq 1300$ on prend : $K=1250$

$$b_{tT} = 10 * 33,4^2 / 1250 * 1,75^2$$

$$b_{tT} = 2,91 \text{ m}$$

Largeur d'un talon : $b_t \geq 2,91 / 6 = 0,60 \text{ m}$

$$b_t = 0,60 \text{ m}$$

✓ Epaisseur du talon

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur du talon est tirée l'inégalité suivante : $10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$

On prend : $e_t = 15 \text{ cm}$

- **Gousset**

C'est l'angle reliant la table de compression et le talon avec l'âme pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de loger les armatures d'acier et les câbles précontraint.

Cet angle est fixé entre : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$.

- ✓ **Largeur du gousset de la table de compression :**

Médiane :	$\alpha_1 = 45^\circ$	$e_1 = 10 \text{ cm}$
	$\alpha_2 = 79,05^\circ$	$e_2 = 31 \text{ cm}$
A l'intermédiaire :	$\alpha_1 = 45^\circ$	$e_1 = 3 \text{ cm}$
	$\alpha_2 = 79,05^\circ$	$e_2 = 31 \text{ cm}$
A l'appui :	$\alpha_1 = 79,05^\circ$	$e_1 = 30 \text{ cm}$

- ✓ **Largeur du gousset du talon**

Médiane :	$\alpha = 56,98^\circ$	$e_0 = 13 \text{ cm}$
A l'intermédiaire :	$\alpha = 56,98^\circ$	$e_0 = 6 \text{ cm}$

- **Épaisseur de l'hourdis :**

L'hourdis assure la continuité de surface du tablier. L'épaisseur est donnée en fonction des entre axe des poutres compris entre 25 cm et 30 cm on prend : $h_d = 25 \text{ cm}$

- **Entretoise**

Les entretoises faisant fonction de poutre transversale assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

- ✓ **Les entretoises d'about :**

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et les encastrent à la torsion sur appuis

Avec une épaisseur constante et une hauteur sensiblement constante sauf au voisinage immédiat des poutres.

Les entretoises sur culée sont indispensables pour assurer un bon terme des joints de chaussées d'extrémité

D'après les documents SETRA :

L'épaisseur

L'épaisseur de l'entretoise est de l'ordre de 25 à 30 cm ; On prend 30 cm

La hauteur

La hauteur de l'entretoise doit être supérieure ou égale à la hauteur de la poutre réduite par la largeur.

$H_e \geq h_p - 0,6 = 0,9 \text{ m}$ mais on prend $H_e = 1 \text{ m}$

Le nombre de l'entretoise

Dans ce projet on a $N = 2$

- **Equipements :**

- ✓ **Trottoirs**

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant, en général par simple surélévation, de la circulation automobile. Ils longent les bords du tablier encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont et comme il est conçu pour relier une route nationale la largeur des trottoirs sera donc $L_T = 1.20 \text{ m}$.

✓ Corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage. En plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse. En Algérie, on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

✓ Garde-corps :

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique (surtout en milieu urbain).

Leur conception doit actuellement, respecter les prescriptions du Fascicule 61, Titre II du CPC, reprise par la norme expérimentale XP P 98.405. La hauteur h minimale est égale à :

$$H_{\min} = \min (1,20 ; 0,95 \text{ m} + 0,005H \pm 0,05\text{m})$$

ou H : la hauteur en mètre du trottoir au-dessus du sol ou de l'eau

$$h_{\min} = \min (1,20 ; 0,95 \text{ m} + 0,005 \times 6,61 \pm 0,05\text{m})$$

$$H_{\min} = \min (1,20 ; 1,00\text{m})$$

$$H_{\min} = 1,00 \text{ m}$$

Pour les ponts sur lesquels la circulation de piétons est normalement interdite, la hauteur minimale du garde -corps est 0,90 m.

Du rampant jusqu'à 0,60 m de hauteur, les vides entre trottoir et garde- corps ainsi qu'entre les éléments du garde-corps doivent être de dimension telle qu'on ne puisse y faire pénétrer un cylindre de plus de 15 cm de diamètre (sécurité des enfants).

✓ Glissière de sécurité

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les protégeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont ; généralement c'est les glissières souples qui sont employées dont les dimensions sont normalisées.

4.Caractéristiques géométriques de la poutre :

Comme la section de la poutre n'est pas constante tout au long de la travée, nous considérons donc trois sections à étudier. (3)

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.
- B_i : section brute.
- Z_i : distance du centre de gravité de la section (i) à la base de la poutre.
- I : moment d'inertie de la section i par rapport à la base de la poutre.

Chapitre 2 : Etude de Tablier

- S_i : moment statique de la section $S_i = B_i \times Z_i$
- V' : distance du C.D.G de la section totale à la fibre inférieure $V' = \sum S / \sum B$
- V : distance du C.D.G de la section totale à la fibre supérieure $V = h - V'$
- I_0 : Moment d'inertie propre de la section considérée.

Pour une section triangulaire $I_0 = bh^3 / 36$

Pour une section rectangulaire $I_0 = bh^3 / 12$

- I_G : moment d'inertie par rapport au C.D.G de la section totale $I_G = I - B \times V'^2$
- W_i : module d'inertie de la section par rapport à la fibre supérieure.
- W_s : module d'inertie de la section par rapport à la fibre inférieure.
- i : rayon de giration de la section. $i = i_g^2 / B$
- : coefficient de rendement de la section. $\rho = i_g / B \times V \times V'$

□ : $I = I_0 + z^2 \times B(\text{section})$

Avec:

$$S = B \times Z$$

$$I_G = I - B \times V'^2$$

La section médiane

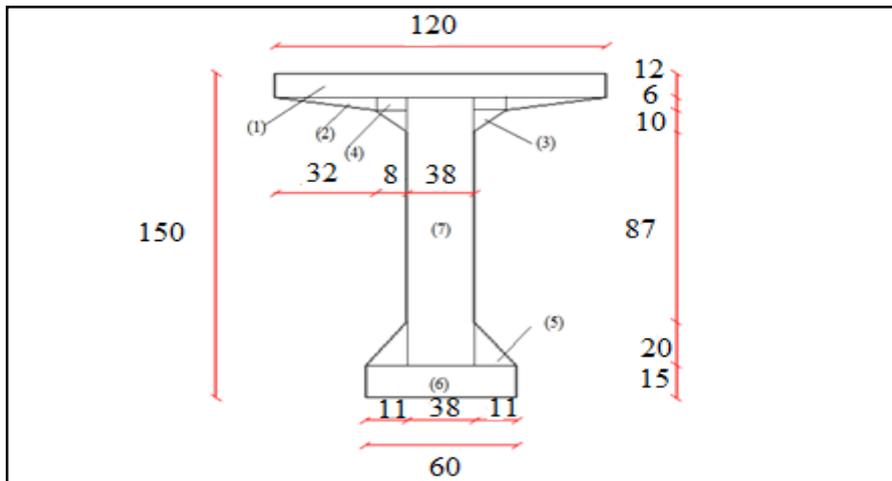


Figure 2.2 : Dimensions de la poutre médiane

Chapitre 2 : Etude de Tablier

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Dimension (cm)	120 x 12	$((32 \times 6)/2) \times 2$	$((8 \times 10)/2) \times 2$	$(8 \times 6) \times 2$	$((11 \times 20)/2) \times 2$	60 x 15	38 x 123
B (cm ²)	1440	192	80	96	220	900	4674
Z (cm)	144	137	129,66	136	21,66	7,5	77
I ₀ (cm ⁴)	17280	384	444,44	288	4888,89	16875	5892745,5
I (cm ⁴)	29877120	3604032	1345381,688	1775904	108103,122	67500	33604891,5

Tableau2.1 : Calcul des données géométriques de la poutre médiane

B(cm ²)	V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	ρ(%)
7602	82,68	67,32	18415794,11	43,52

Tableau2.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane

La section médiane+ hourdis

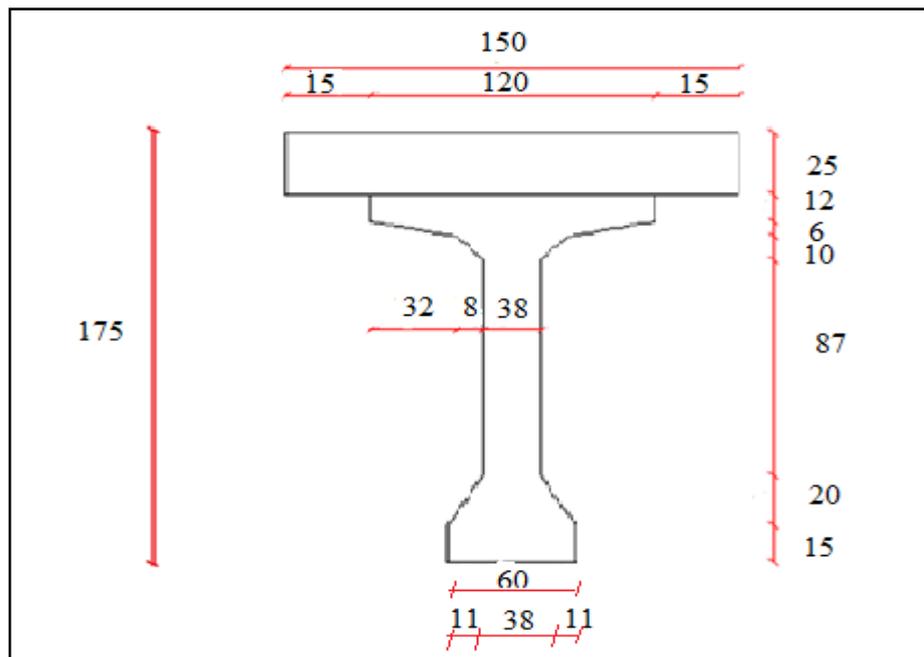


Figure2.3 : Dimensions de la section médiane+ hourdis

Chapitre 2 : Etude de Tablier

$$V' = \frac{\Sigma S/\text{axe}}{\Sigma B} = \frac{1237908,36}{11352} = 109,05 \text{ cm}$$

Telle que : $S = B \times Z$

$$V = h - v' = 175 - 109,05 = 65,95 \text{ cm}$$

$$IG = I-B \times V'^2 = 28857399,71 \text{ cm}^4$$

$$\rho = IG / (B \times V \times V') = 28857399,71 / (11102 \times 61,4 \times 113,60) = 0,44 = 44\%$$

B(cm ²)	V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	P(%)
11352	109,05	65,95	27809257,37	44

Tableau2.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane+ hourdis

La section en travée

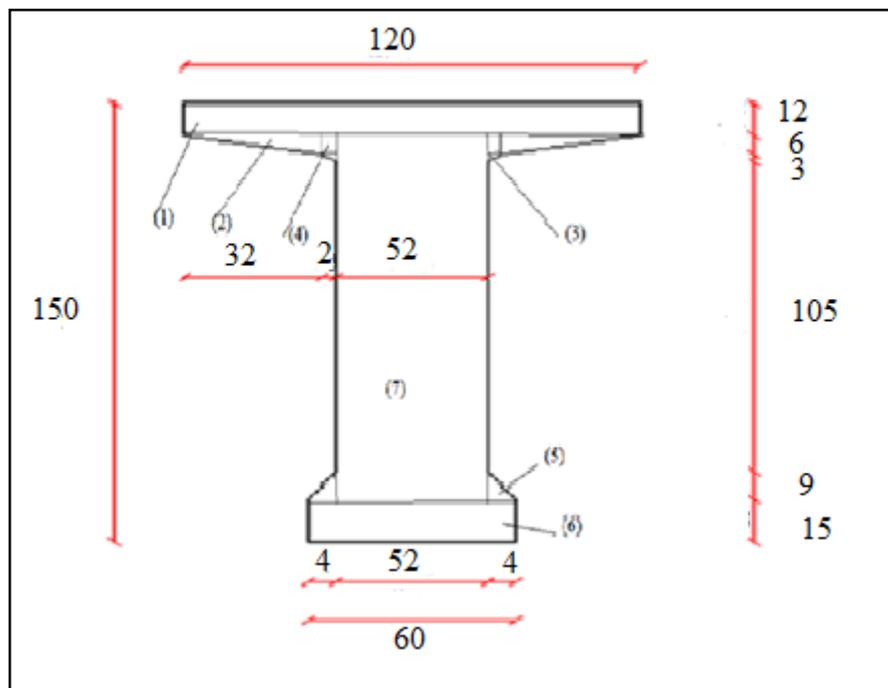


Figure2.4 : Dimensions de la poutre en travée

Chapitre 2 : Etude de Tablier

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Dimension (cm)	120 x 12	((32x6)/2)x2	((2x3)/2) x2	(2x6)x2	((4x9)/2) x2	60 x15	52 x123
B (cm ²)	1440	192	6	24	36	900	6396
Z (cm)	144	137	129,66	136	21,66	7,5	77
I (cm ⁴)	17280	384	3	72	162	16875	8063757
I (cm ⁴)	29877120	3604032	100873,29	443976	17051,60	67500	45985641

Tableau 2.4: Calcul des données géométriques de la poutre en travée

$$V' = \frac{\Sigma S/\text{axe}}{\Sigma B} = \frac{737727,72}{8994} = 82,024\text{cm}$$

Telle que : S = B x Z

$$V = h - v' = 67,98\text{cm}$$

$$IG = I - B \times V'^2 = 19585132,27\text{cm}^4$$

$$\rho = IG / (B \times V \times V') = 0,39 = 39\%$$

B(cm ²)	V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	ρ(%)
8994	82,126	67,98	19585132,27	39

Tableau2.5 : Caractéristiques géométriques de la poutre en travée

Caractéristiques géométriques de la section en travée + hourdis

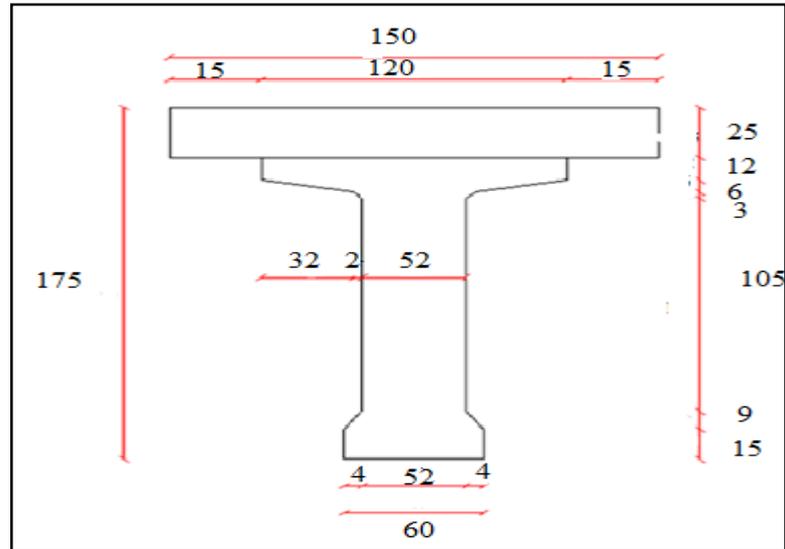


Figure 2.5: Dimensions de la poutre hourdis en travée + hourdis

$$V' = \frac{\Sigma S/\text{axe}}{\Sigma B} = \frac{1347102,72}{12744} = 105,705\text{cm}$$

Telle que : $S = B \times Z$

$$V = h - v' = 69,29 \text{ cm}$$

$$IG = I-B \times V'^2 = 36919260,54 \text{ cm}^4$$

$$\rho = IG / (B \times V \times V') = 0,40 = 40\%$$

B(cm ²)	V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	ρ(%)
12744	105,705	69,29	436919260,54	40

Tableau 2.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis en travée

Caractéristiques géométriques de la section à l'about

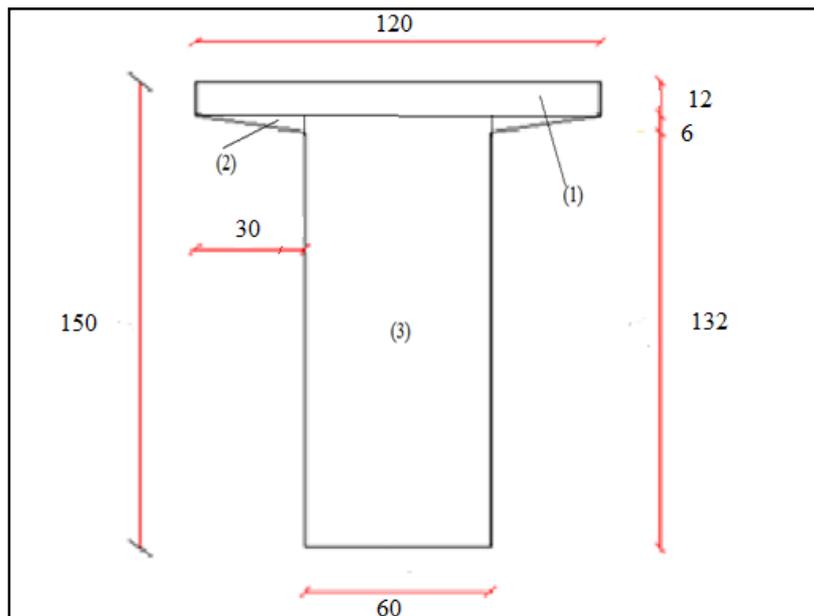


Figure 2.6 : Dimensions de la poutre à l'about

Chapitre 2 : Etude de Tablier

Section	(1)	(2)	(3)
Dimension (cm)	120 x 12	(30 x 6 / 2) x 2	60 x 132
B(cm ²)	1440	180	7920
Z (cm)	144	274	68,5
I ₀ (cm ⁴)	17280	360	3833280
I (cm ⁴)	29877120	13514040	37162688,5

Tableau2. 7 : Calcul des données géométriques de la poutre à l'about

$$V' = \frac{\sum S/\text{axe}}{\sum B} = \frac{799200}{9540} = 83,77\text{cm}$$

Telle que : S = B x Z

$$V = h - v' = 66,23\text{ cm}$$

$$IG = I - B \times V'^2 = 80553848,5 - 66946119,07 = 13607729,43\text{cm}^4$$

$$\rho = IG / (B \times V \times V') = 0,25 = 25\%$$

B(cm ²)	V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	ρ (%)
9540	83,77	66,23	13607729,43	32

Tableau2.8 : Caractéristiques géométriques de la poutre a l'about

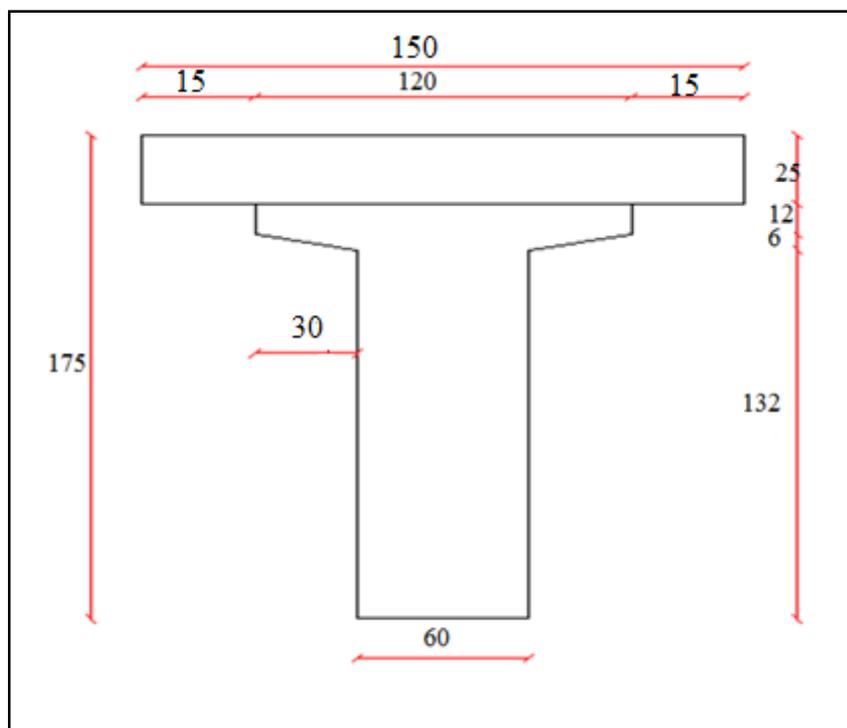


Figure2.7 : Dimensions de la poutre + hourdis à l'about

$$V' = \frac{\Sigma S/\text{axe}}{\Sigma B} = \frac{1408575}{13260} = 106,22\text{cm}$$

Telle que : $S = B \times Z$

$$V = h - v' = 68,77 \text{ cm}$$

$$IG = I-B \times V'^2 = 30164150,32\text{cm}^4$$

$$\rho = IG / (B \times V \times V') = 0,31 = 31\%$$

B(cm ²)	V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	ρ(%)
13260	68,77	68,77	30164150,32	31

Tableau 2.9 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about+ hourdis à l'about

5.Charges et surcharges :

Le calcul d'un pont, comme de toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau de stabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution. Pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. (2)

Les actions appliquées sur un pont sont de deux types :

- Les actions hors trafic pouvant être soit permanentes (poids propre des éléments porteurs (poutre, caisson...) ou non porteurs de type trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps...) ou bien variables type charges climatiques (vent et température) en plus de l'action sismique.
- Les actions dues au trafic consistent dans des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charge A, B, militaires et les convois exceptionnels), ainsi que les actions accidentelles dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

5.1. La charge permanente :

Elles comprennent le poids propre de l'ouvrage (génère automatiquement)

5.1.1. La charge des poutres :

$$G1 = [(S_1 L_1 + S_2 L_2 + S_3 L_3)] \times \gamma_b \times N$$

Avec N= nombre de poutre

$$G1 = [(0,8994 \times 6,12) + (0,7602 \times 18,62) + (0,51 \times 1,27)] \times 2,5 \times 6$$

$$G1 = 304,64 \text{ t}$$

5.1.2. La charge de la dalle :

e d: l'épaisseur de la dalle est : 25cm.

Ld : la largeur de la dalle est 10.00 m

γ_b : Le poids volumique du béton 2,5t/m³

L : 33,4

$$G2 = e d \times L d \times \gamma_b = 208,75\text{t}$$

5.1.3. Revêtement de la chaussée :

er : épaisseur du revêtement 0,085m

Lr: la largeur de la chaussée 7,6 m

pr: masse volumique de revêtement 2.2t/m³

L : 33,4

$$G_3 = er \times lr \times L \times pr$$

$$G_3 = 47,47 \text{ t}$$

5.1.4. Corniches :

L=33,40m

$\gamma_c = 1,12 \text{ t/m}^3$

$$g_4 = 2 \times L \times \gamma_c = 74,82 \text{ t}$$

5.1.5. Garde-corps :

Le poids de garde-corps est = 0.1t/m³

L=33,4

$$g_5 = 2 \times L \times \gamma_g = g = 6,68 \text{ t}$$

5.1.6. Entretoise :

b : largeur de l'entretoise. b=0,3

h : hauteur d'entretoise. h= 1m

$$\gamma_e = 2,5 \text{ t/m}^3$$

N = 2

$$G_6 = 2 \times (1 \times 0,30) \times (10 - (6 \times 0,6)) \times 2,5 = 9,6 \text{ t/ml}$$

$$G_6 = 9,6 \times 33,4 = 320,64 \text{ t}$$

5.1.7. La glissière de sécurité :

Le poids de la glissière de sécurité est = 0.06t/ml.

$$G_7 = 0,06 \times 2 \times 33,4 = 4,008 \text{ t}$$

5.1.8. Les trottoirs :

Le poids de trottoirs 0,5 t/ml.

$$G_8 = 2 \times 0,5 \times 33,4 = 33,44 \text{ t}$$

Donc la charge permanente totale 1072,098 t par travée.

5.2. Calcul des surcharges (Les charges d'exploitation) :

D'après le fascicule 61 du document technique réglementaire (D.T.R), les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes : trois types : sont pris en compte dans les calculs.

- les charges de type A sont des charges uniformément réparties sur

La voie chargée

C'est à dire la Surcharge A (L).

-les charges de type B sont :

✓ Système BC.

✓ Système Bt.

✓ Système Br.

Et le troisième type les concerne :

- ✓ Surcharge militaire MC120.
- ✓ Charge exceptionnelle D240.
- ✓ Surcharges sur trottoirs.
- ✓ Surcharges dues au vent et au séisme.
- ✓ Efforts de freinage.

5.2.1. La classe de pont :

D'après le fascicule 61 : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, Titre II, On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable les suivantes

<u>La classe</u>	<u>La largeur roulable</u>
(1)	$L_r \geq 7 \text{ m}$
(2)	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
(3)	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$

Tableau 2.10 : La classe de pont

Le pont supporte une chaussée de largeur roulable égale à 7,6 m.

Nombre de voies $n = 2$

Chaque voie de 3,8 m

Donc : le pont classé donne la première classe

5.2.2. Système de charge A(L) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont ≤ 200 doivent rester à une charge A(1) Uniforme exprimée en (Kg / m²) est donnée en fonction de la longueur surchargée.

L(m) par la formule suivante :

$$A(1) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

$$A(L) = \max \left[230 + \frac{36000}{L+12}, 400 - 200 \frac{L}{1000} \right]$$

La valeur obtenue est multipliée par les coefficients a_1 et a_2 .

Pour notre projet $L=33,4 \text{ m}$.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad \text{Kg/m}^2$$

$$A(L) = 1022,95 \text{ Kg/m}^2$$

Les coefficients a_1 et a_2 dépendent de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Le coefficient de dégressivité transversale de la charge a_1 est obtenu à partir du tableau en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 4
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Tableau2.11 : Les valeurs du coefficient de dégressivité transversale de la charge a_1

A partir de tableau : $a_1 = 1$

$$a_2 = V_0 / V$$

V: la largeur d'une voie

V_0 : valeur donnée par le tableau suivant

Classe de pont	Première classe	Deuxième classe	Troisième classe
V_0	3,5m	3m	2,75m

Tableau2.12 : Les valeurs de v_0

Donc on implique que : $a_2 = 3,5 / 3,80$

$$a_2 = 0,92$$

C'est à dire : $A(l)_{finale} = 0,92 \times 1 \times 1022,95 = 942,19 \text{ kg/m}^3 = 0,942 \text{ t/m}^2$

$$A(l) = 0,92 \times 7,6 = 7,15 \text{ t / ml}$$

5.2.3. Système de charges B

Les charges de type B sont :

- ✓ Le système Bc se compose de camions types (30t)
- ✓ Le système Br se compose d'une roue isolée (10t)
- ✓ Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (16t)

➤ Système Bc :

Le convoi Bc se compose d'un ou au maximum de deux camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égale au nombre de voies. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux.

Aussi, on peut disposer de 2 files de camions dans le sens longitudinal et en fonction du nombre de voies (1 voie), d'une seule file de camion dans le sens transversal.

Les caractéristiques du convoi Bc sont présentées dans la figure ci-après.

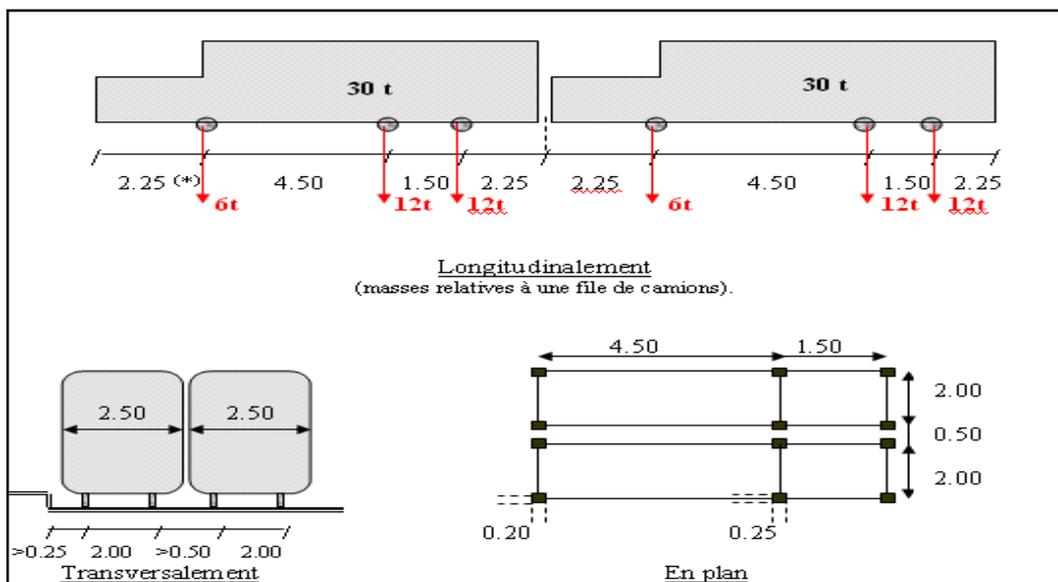


Figure2.8 :Le système Bc.

$B_c = 300 \times 2 \times 2 = 1200 \text{ KN}$ (on place 2 camion donne les 2 sens)

Le système Bc multipliée par le coefficients bc qui dépendent de la classe du pont et du nombre de files considérées

Valeurs de bc	Nombre de files considères	1	2	3	4	>4
Classe du pont	1 ^{ère}	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 ^{ème}	1	1	-	-	-
	3 ^{ème}	1	0,8	-	-	-

Tableau2.13 : Les valeurs de coefficients bc

Donc $bc = 1,1$

$S = bc \times 1200 = 1200 \times 1,1 = 1320 \text{ KN}$

$S = 132 \text{ t}$

$B_c = S \times \delta_{bc}$

$B_c = 143.88 \text{ t}$

➤ Système Br :

C' est une roue isolée disposée normalement a l' axe longitudinal de la chaussée. Les caractéristiques de cette roue sont présentées dans la figure ci-dessous :

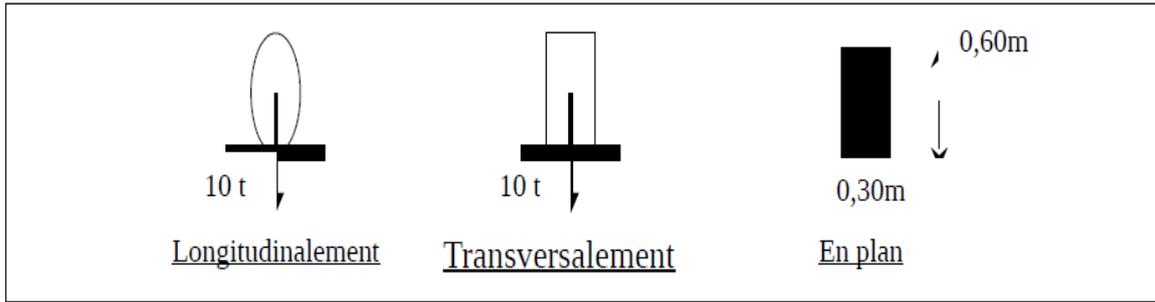


Figure 2.9 : Le système Br

Le rectangle de la roue peut être placé n'importe où sur la largeur rouable de manière à produire l'effet le plus défavorable.

$br = 10t \text{ par roue} = 100KN$

$S = 10 \times \delta br$

$Br = 10,5 t$

➤ **Système Bt**

Se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (16t)

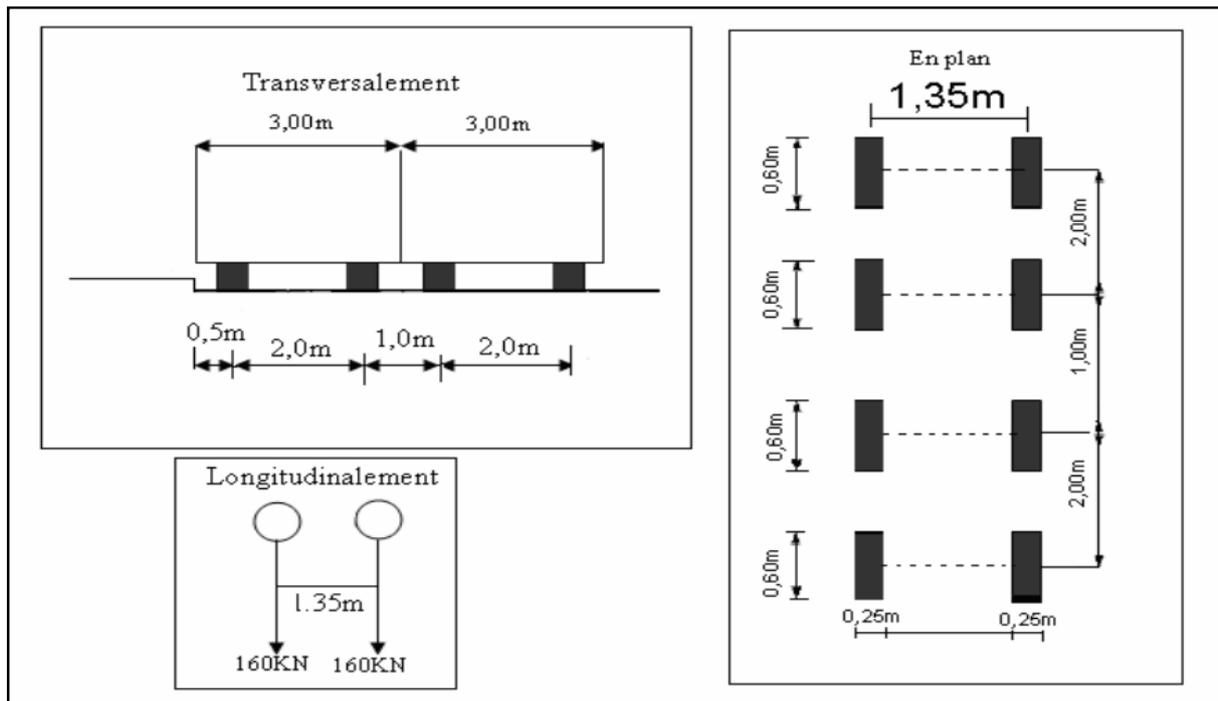


Figure 2.10 : Le système Bt

La valeur des charges du système Bt sont frappé par le coefficient bt obtenu à partir le tableau suivant :

Classe de pont	1 ^{er} classe	2 ^{eme} classe
bt	1	0,9

Tableau 2.14 : Les coefficients de système Bt

$$b_t = 1$$

$$B_t = b_t \times B$$

Le poids d'un essieu tandem est de 32 t

$$\text{Donc : } b_t = 32 \times 2 = 64 \text{ t} = 640 \text{ kN}$$

$$S = b_t \times \delta_{bt}$$

$$B_t = 68,77 \text{ t}$$

• Les coefficients de majoration dynamiques

Les charges du système B sont des surcharges roulantes et par conséquent doivent être multipliées par un coefficient de majoration pour effet dynamique. Il est déterminé à partir de la formule :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 \times (G/S))$$

Avec :

- ✓ L = étant la distance entre les portées de rive
- ✓ G, le poids total des charge permanente de section du tablier de longueur 'L' et de toute la largeur y compris les superstructures éventuelles.
- ✓ S, le poids total des essieux du système B qui est possible de disposer sur la longueur L majeure du coefficient bc

Ainsi on obtient les résultats suivants :

Les système est leur coefficients en (ton)	Bc	δ_{Bc}	Br	δ_{Br}	Bt KN	δ_{Bt}
	132	1,09	10	1,05	64	1,07
Surcharge finaleKN	143,88		10,5		68,77	

Tableau2.15 : Représentation des coefficients des systèmes et leur résultat final

5.2.4. Système de charge militaire

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, il y a lieu de prendre en compte les effets des véhicules types décrits ci-après susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que ceux des systèmes A et B. Les convois militaires sont composés de deux classes M120 et M80. Chaque classe se compose de deux systèmes distincts (4):

- Système Mc : représenté par des chenilles.
- Système Me : composé d'un groupe de deux essieux.

Dans notre ouvrage, selon les hypothèses de calcul on ne tiendra compte que des surcharges militaires Mc120.

5.2.5. Système Mc120

Un véhicule type de système Mc120 comporte 2 chenilles et répond aux caractéristiques suivantes (fig.) :

- Masse totale : 110 t.
- Longueur de chenilles : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1 m.
- L'entraxe : 3.30 m.

La surface d'impact de chaque chenille est un rectangle uniformément chargé de 6.10×1.00m

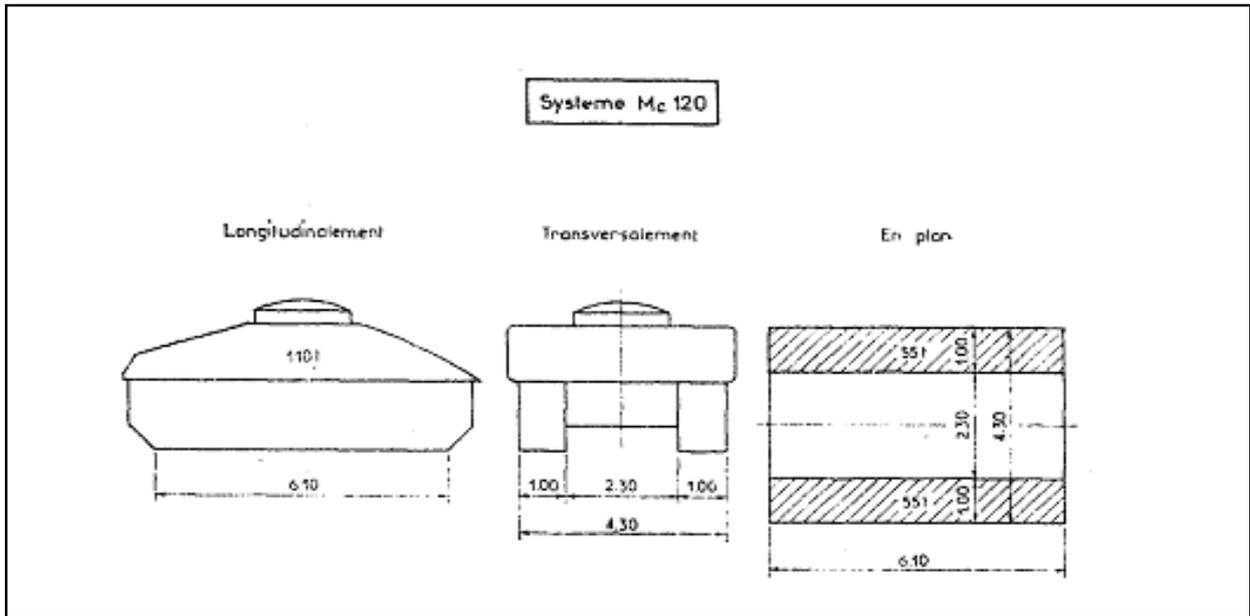


Figure2.11 : Système Mc120

$$M_{C120} = \delta \times 110$$

$$M_{C120} = 1,08 \times 110 = 119,88 \text{ t}$$

5.2.6. Système de surcharges exceptionnelles

Les ponts doivent être calculés pour être susceptibles de supporter les efforts dus aux surcharges des convois exceptionnels qui s'avèrent parfois plus défavorables que les charges A et B. D'après les hypothèses de calcul, on s'intéressera au convoi D240

5.2.7 Surcharges exceptionnelle D240

Il comporte une remorque à 3 éléments dont chacun se compose de 4 lignes, d'un poids total de 240 t. Elle s'étale sur une surface uniformément chargée de 18.60 m de longueur et de 3.2 m de largeur.

$$D240 = \frac{2400}{18,6 \times 3,2} = 40,32 \text{ t}$$

5.2.8. Charge exceptionnelle D280

Il comporte deux remorques supportant chacune 1400 kn ; dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle chargé de 3,30m de large et de 11m de long.

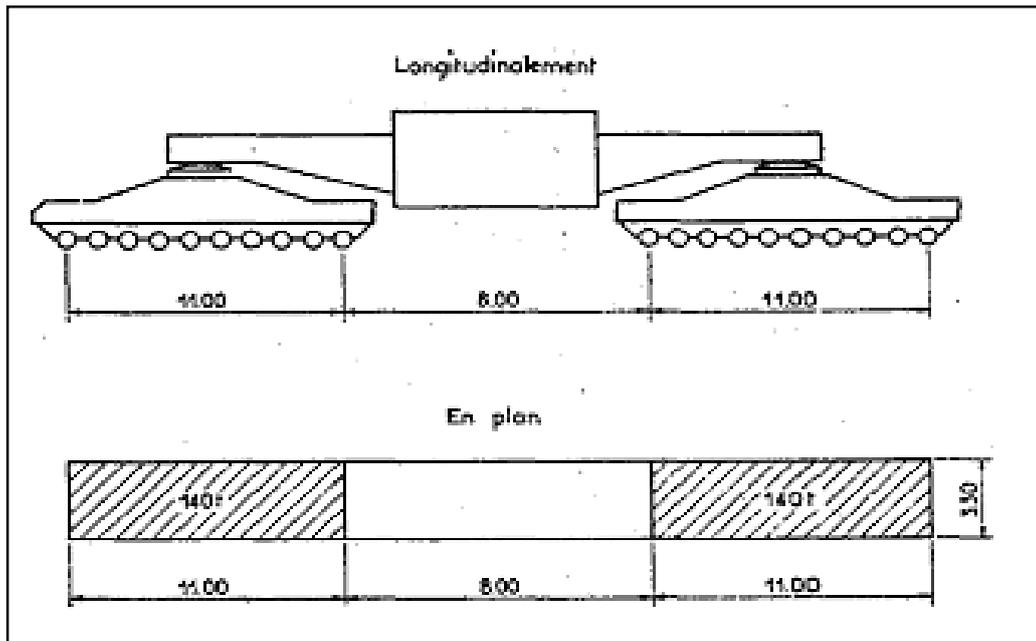


Figure 2.12 : Charge exceptionnelle D280

$$S = 1\,400 \times 2 = 2\,800 \text{ KN} = 280 \text{ t}$$

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à $\delta = 1,14$

$$D280 = S \times \delta$$

$$D280 = 39,12 \text{ t}$$

5.2.9. Surcharges sur les trottoirs

Il y a deux types de charges appliquées aux trottoirs :

- Charges locales :

Elles servent à la justification des éléments du tablier, on a :

Une charge uniforme de 450 kg/m^2 supportée par les trottoirs de tout l'ouvrage, disposée en longueur ou en largeur pour produire l'effet max ; elles sont utilisées avec le système B ou militaire.

- Charges générales

Servent à la justification des poutres principales, elles sont :

- Appliquées sur les trottoirs une charge uniformément répartie de 150 kg/m^2 de façon à produire l'effet maximum.
- Dans le sens de la largeur, les deux trottoirs sont chargés simultanément.
- Dans le sens de la longueur, pas forcément pour produire l'effet maximum.
- On charge les trottoirs sur les mêmes longueurs pour le système A.

Dans notre cas, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m^2 .

Un seul trottoir chargé : $P_{tr} = 0.15 \times L_{tr} = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ kn/ml}$

Les deux trottoirs chargés : $P_{ts} = 2 \times (1,5 \times L_{tr}) = 2 \times (1,5 \times 1,2) = 3,6 \text{ kn/ml}$

Avec : L_{tr} : largeur de trottoir.

5.2.10. Charge du vent

Les efforts engendrés par le vent sont introduits dans les calculs comme une pression horizontale (3).

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression de :

2000 N/m^2 pour les ouvrages en service.

1250^2 pour les ouvrages en cours de construction.

5.2.11. Effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appui (4).

✓ **Effort de freinage :**

Due à A1

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière [4]

$$F(AL) = \frac{S \text{ Al finale}}{20 + 0.0035 * S}$$

S : surface chargée = $7,6 \times 33,40 = 253,84 \text{ m}^2$

$F(AL) = 11,45 \text{ t}$

Due à Bc

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majoration pour effets dynamiques de même pour les coefficients b_c ils ne sont pas applicables aux systèmes de charges Bc pour l'évaluation des efforts de freinage $F(BC) = 30 \text{ t}$ (4).

5.2.12. Gradient thermique

Le gradient thermique est un phénomène résultant d'une inégalité de la température des deux faces supérieure et inférieure du tablier.

Le gradient thermique peut être de signe quelconque. Le signe conventionnel admis par le programme est positif si la face supérieure du tablier est plus chaude que sa face inférieure, négative dans le cas contraire (1).

	Gradient en phase de construction (C°)	Gradient en phase de service (C°)
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier en béton)	±12	±7

Tableau2.16 : Les valeurs de gradient thermique

- **Force centrifuge**

Comme notre ouvrage ne présente aucune courbe, la force centrifuge est nulle

6.Modélisation :

Le calcul d'un pont, comme de toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau de stabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution. Pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

Les actions appliquées sur un pont sont de deux types :

- ✓ Les actions hors trafic pouvant être soit permanentes [poids propre des éléments porteurs (poutre, caisson...) ou non porteurs de type trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps...] ou bien variables type charges climatiques (vent et température) en plus de l'action sismique.
- ✓ Les actions dues au trafic consistent dans des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charge A, B, militaires et les convois exceptionnels), ainsi que les actions accidentelles dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

6.1. Présentation du logiciel :

Le calcul des éléments résistants des ponts peut être effectué par des méthodes manuelles comme la méthode de Guyon – Massonnet ou par l'utilisation de l'outil informatique et notamment la méthode des éléments finis. Dans cette étude, on a utilisé le logiciel **SAP200**

Le SAP 200 version 14 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil.

Il permet en même environnement la saisie graphique des structures d'ouvrage de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

6.2. Modélisation par logiciel :

La modélisation représente la partie importante dans l'étude d'une structure ; son objet est l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

La modélisation contient :

- ✓ La définition de la structure.
- ✓ La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- ✓ La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...).
- ✓ La définition des conditions d'appuis.
- ✓ Le choix de la méthodologie de calcul.
- ✓ La définition des cas de charges et des combinaisons de calcul.
- ✓ La vérification des résultats.
- ✓ Le lancement des calculs et enfin
- ✓ L'interprétation des résultats.

a) Modélisation du tablier :

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec une seule travée de 33,4 on modélisera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 6 poutres de section variable Pour la section d'about 0,58 m, 6,81m pour la deuxième section et 18,62 m pour la troisième section.).

On utilise l'option (bridge wizard) qui consiste à utiliser des modèles de pont prédéfinis avec un choix d'éléments de type (Shell).

b) Conditions d'appuis :

Nous avons considéré des appuis simples au niveau de la première culée et des appuis doubles au niveau de la deuxième culée

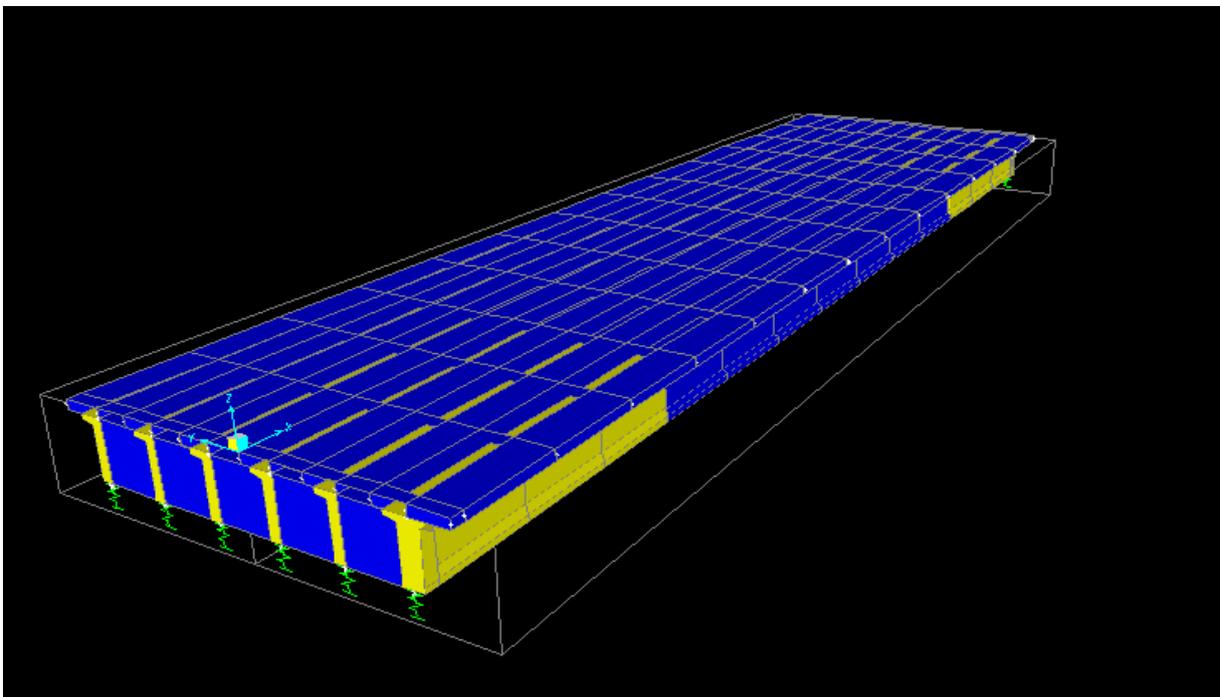


Figure 2.13 : Modélisation en 3D du tablier avec les poutres et les différentes sections

- **Valeur des moments fléchissant réels :**

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions selon BPEL :

Action	ELU	ELS
1 Charge permanent	1,35	1
2 Surcharge A(l)	1,6	1,2
3 Surcharge Bc	1,6	1,2
4 Surcharge Bt	1,6	1,2
5 Surcharge Mc₁₂₀	1,35	1
6 Surcharge de trottoir	1,5	1

Tablau2.17 : Coefficients des combinaisons d'actions

Les résultats des moments fléchissant d'après l'application des coefficients des combinaisons d'action (voir tableau) sont présentés dans les tableaux suivants :

6.3. Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU) :

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
ELU1=1,35G+1,5Q+1,6A(l)	5005,5025	4951,14	4923,68
ELU2=1,35G+1,5Q+1,6Bc(excentré)	4835,25	4902,61	4946,77
ELU3=1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	4986,67	4918,55	4786,45
ELU4=1,35G+1,5Q+1,35Mc120(centré)	4484,14	4465,22	4416,67
ELU5=1,35G+1,5Q+1,35Mc120(excentré)	4870,70	4635,54	4418,07

Tableau 2.18 : Tableau récapitulatif des moments à l'ELU

6.4. Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELS) :

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
ELS1=G+Q+1,2A(l)	3718,62	3678,83	3658,47
ELS2=G+Q+1,2Bc(excentré)	3590,93	3642,26	3675,80
ELS3=G+Q+1,2Bc(centré)	3704,50	3654,21	3555,56
ELS4=G+Q+1,2Mc120(centré)	3417,73	3413,94	3377,40
ELS5=G+Q+Mc120(excentré)	3761,34	3565,34	3378,64

Tableau 2.19 : Tableau récapitulatif des moments à l'ELS

6.5. Moments fléchissant dans les poutres :

✓ **Moments fléchissant due au poids propre (Dead) :**

Suite à la modélisation du tablier avec logiciel SAP2000, On a trouvé les résultats présentées sous forme du diagramme suivant :

• **Poutre de rive**

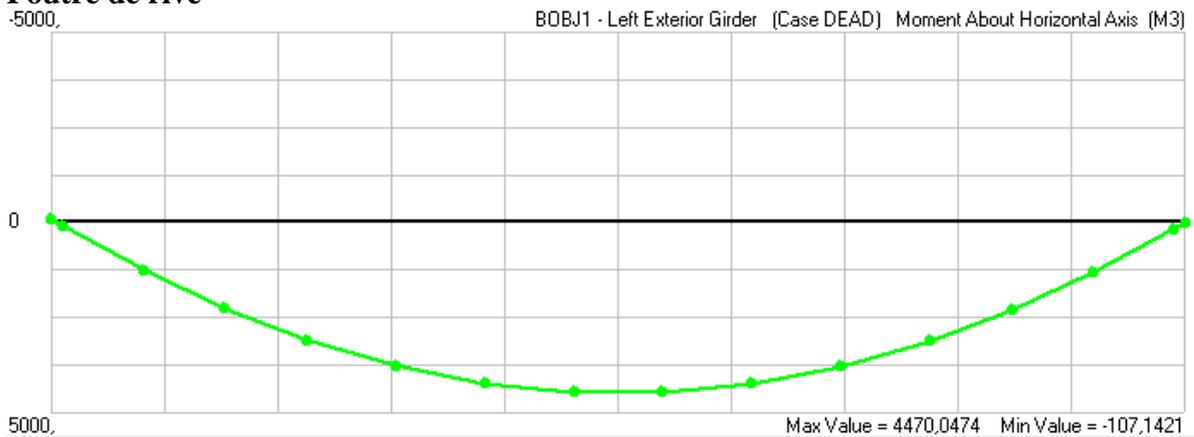


Figure 2.14 : Diagramme du moment fléchissant [kn.m] de la poutre de rive

• **Poutre intermédiaire 1**

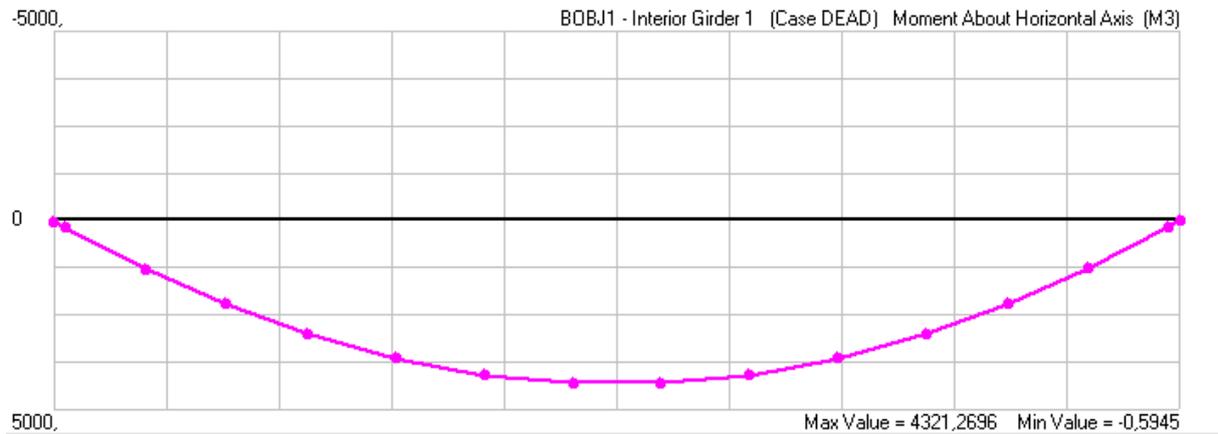


Figure 2.15 : Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1

- **Poutre intermédiaire 2**

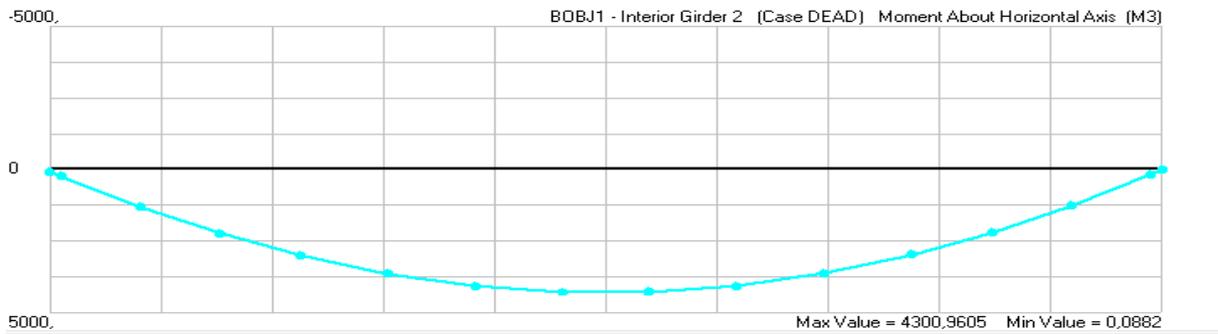


Figure 2. 16 : Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2

- ✓ **Moments fléchissant due à la surcharge A(l) :**

- **Poutre de rive**

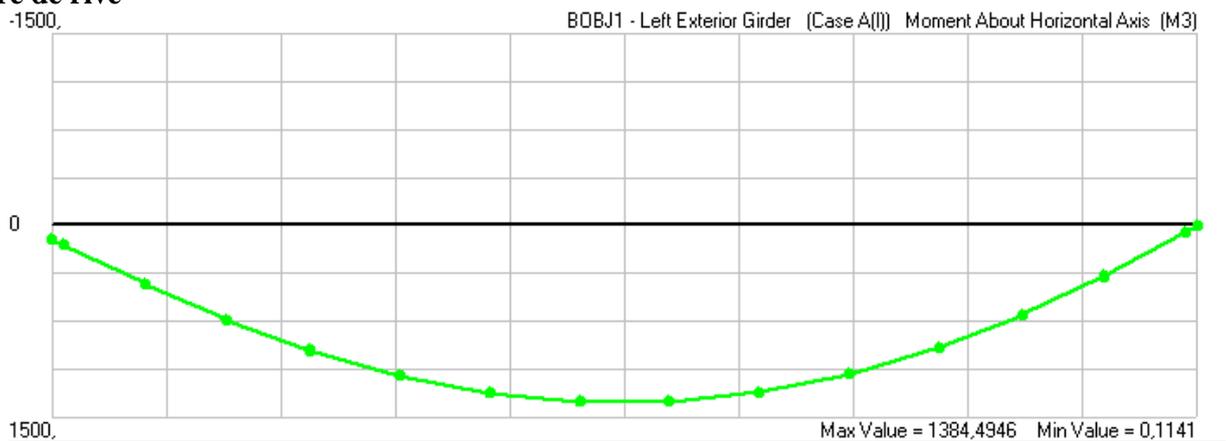


Figure 2.17 : Diagramme du moment de la poutre de rive due à A(L)

- **Poutre intermédiaire 1**

Chapitre 2 : Etude de Tablier

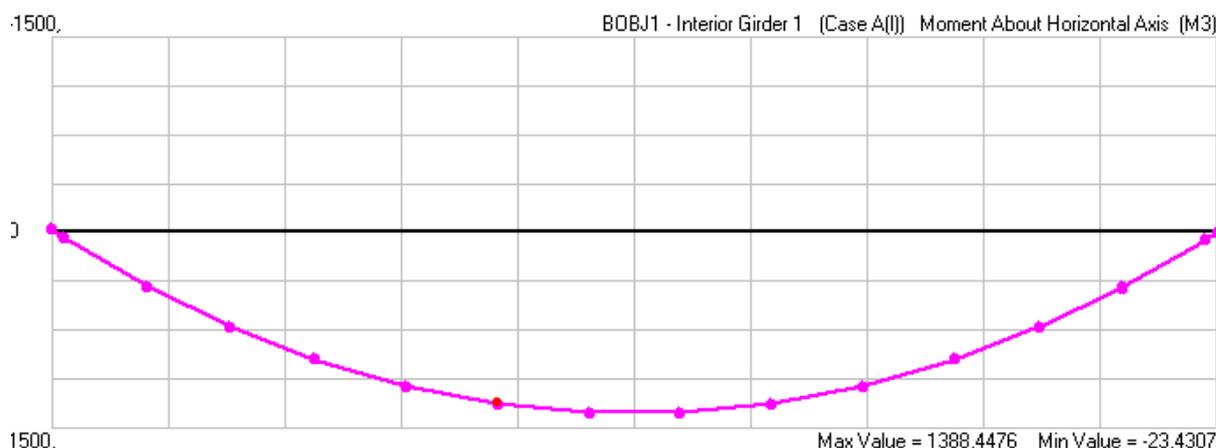


Figure 2.18 : Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 1 due à A(L)

• **Poutre intermédiaire 2**

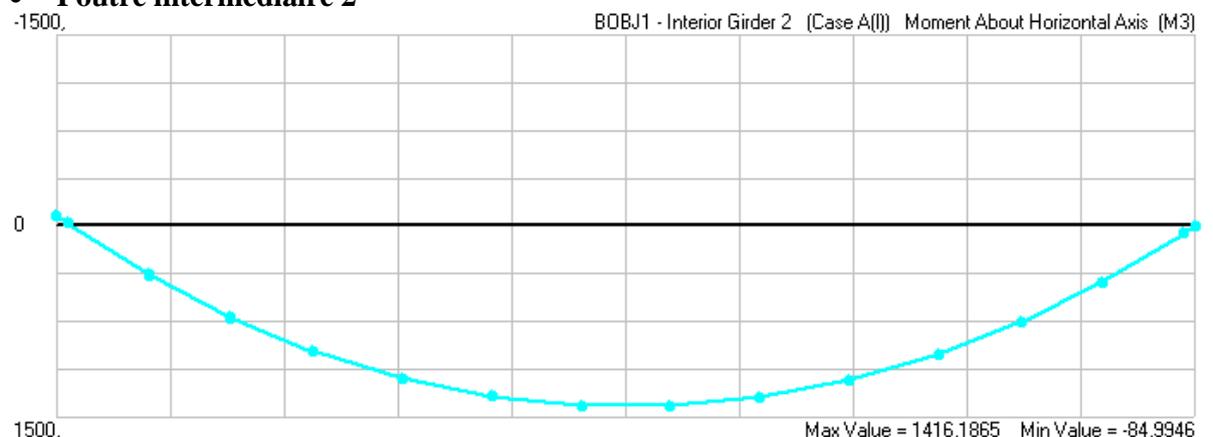


Figure 2.19 : Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 2 due à A(L)

Nous avons résumé tous les résultats dans les tableaux suivants :

Cas de charge	Charges permanente	Surcharge A(I)	Surcharge Bc		Surcharge Mc120	
			Centré	excentré	Centré	Excentré
Moments de la poutre de rives [KN.m]	2500,86	734,88	632,20	719,72	480,76	767,10
Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	2433,43	751,78	722,14	732,10	531,87	658,04
Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]	2424,89	766,31	785,68	677,42	537,25	532,46

Tableau 2.20 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant

6.5.1. Effort tranchants à l'état limite ultime (ELU) :

Combinaison d'action	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
ELU1=1,35G+1,5Q+1,6A(I)	1106,37	1003,95	991,09
ELU2=1,35G+1,5Q+1,6Bc(excentré)	1028,16	1023,35	1073,47
ELU3=1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	1222,74	1045,03	946,31
ELU4=1,35G+1,5Q+1,35Mc120(centré)	1027,41	941,49	931,91
ELU5=1,35G+1,5Q+1,35Mc120(excentré)	1302,83	989,89	929,33

Tableau2.21 : Tableau récapitulatif des efforts de tranchant à l'ELU

6.5.2. Effort tranchants à l'état limite ultime (ELS) :

Combinaison d'action	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
ELS1=G+Q+1,2A(I)	821,32	745,94	736,51
ELS2=G+Q+1,2Bc(excentré)	762,65	760,50	800
ELS3=G+Q+1,2Bc(centré)	908,58	776,75	702,93
ELU4=G+Q+1,2Mc120(centré)	777,77	729,57	729,402
ELU5=G+Q+1,2Mc120(excentré)	1022,5	762,60	

Tableau2. 22 : Tableau récapitulatif des efforts de tranchant à l'ELS

6.6. Efforts tranchants dans les poutres :

6.6.1. Efforts tranchants due au poids propre :

• Poutre de rive :

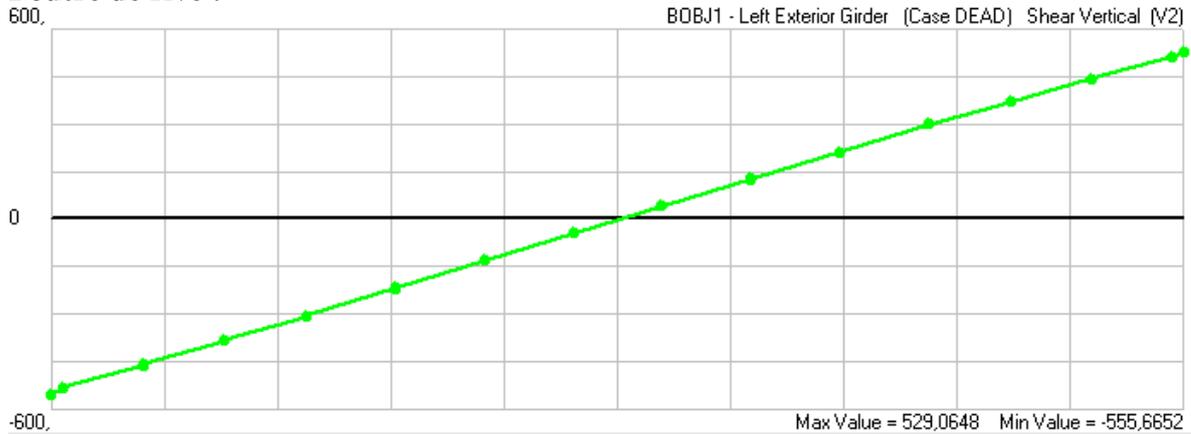


Figure2. 20 : Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre de rive

• Poutre intermédiaire 1

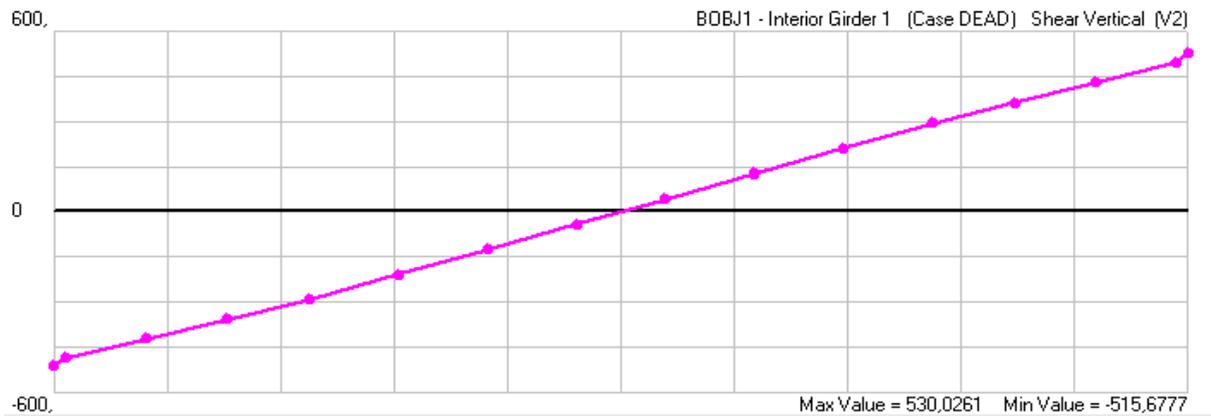


Figure 2.21 : Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1

• Poutre intermédiaire 2 ;

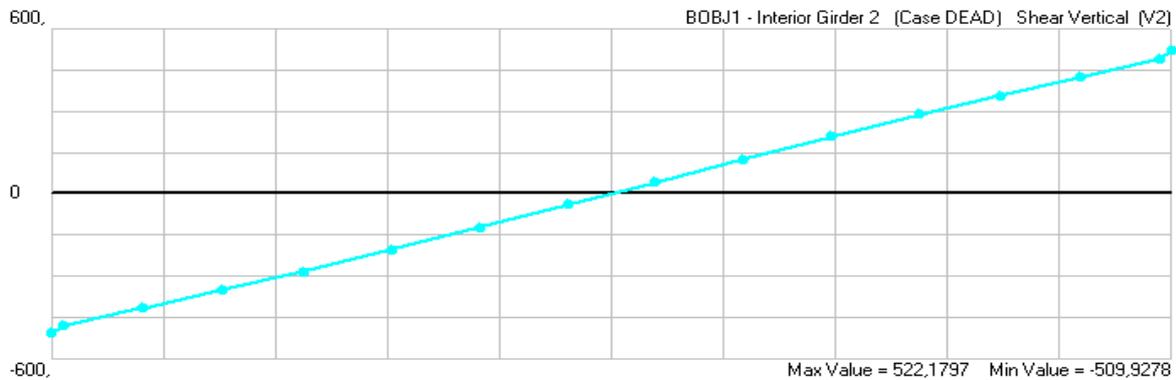


Figure 2.22 : Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2

Chapitre 2 : Etude de Tablier

Nous avons résumé tous les résultats dans les tableaux suivants :

Cas de charge	Charges permanente	Surcharge A(l)	Surcharge Bc		Surcharge Mc120	
			Centré	excentré	Centré	Excentré
Moments de la poutre de rives [KN.m]	494,30	138,56	105,63	192,65	83,64	287,65
Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	479,532	153,28	165,41	178,95	120,40	155,31
Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]	475,30	160,19	203,25	132,206	138,1	135,03

Tableau2.23 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

Chapitre 3 :

Etude de précontraint

1. Introduction :

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction.

La fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du comportement différé du béton ont permis à **Eugène Freyssinet** de mettre au point le béton précontraint, dans lequel les efforts de compression permanents sont obtenus à l'aide d'armatures en acier fortement tendues.

Par rapport au béton armé classique, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée, là où le béton armé se serait écroulé sous son propre poids.

On distingue deux modes de précontrainte :

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

Dans notre cas, nous utilisons la précontrainte par post-tension pour les poutres.

1.1. Précontrainte par pré-tension :

Les armatures de précontrainte (fils ou torons) sont tendues avant bétonnage (dans des bancs de précontrainte de plus de 100 m de longueur) à l'aide de vérins entre deux massifs d'ancrage. Le béton frais est mis au contact des armatures. Lorsqu'il a acquis une résistance suffisante (la montée en résistance peut être accélérée par étuvage), on libère la tension des fils, qui se transmet au béton par adhérence et engendre par réaction sa mise en compression (les fils détendus veulent reprendre leur longueur initiale, mais leur adhérence au béton empêche ce raccourcissement et l'effort qu'il a fallu exercer pour les tendre se transmet au béton).

Cette technique est uniquement appliquée à la PREFABRICATION.

Elle permet de réaliser des poutrelles, des poteaux, des poutres, des dalles alvéolées, des prédalles.... (7)

1.2. Précontrainte par post-tension :

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- intérieure au béton,
- extérieure au béton.

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

- des conduits (les plus utilisés sont des "gainés") sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage,
- les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage,
- des armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages,

- le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures),
- les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion. (7)

1.3. Comparaison des deux procédés :

Une comparaison entre les deux procédés (post-tension et pré-tension) permet de constater les observations suivantes :

✓ *Pré-tension*

- 1) L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.
- 2) La nécessité des installations très lourdes ce qui limite, par voie de conséquence, le choix des formes.
- 3) La simplicité de la réalisation du procédé.
- 4) Une bonne collaboration du béton et des armatures.
- 5) La difficulté de réalisation des tracés courbes d'armatures.
- 6) L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.

✓ *Post-tension*

- 1) Ne demande aucune installation fixe puisque ; c'est sur la pièce elle-même que s'appuie le vérin de précontrainte.
- 2) Elle permet le choix des différentes formes.
- 3) La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage.
- 4) La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte.

A côté de ces procédés classiques, il existe des procédés spéciaux qui sont réservés à certains ouvrages ou qui font appel à d'autres principes pour la mise en *tension* :

- Précontrainte par enroulement
- Précontrainte par compression externe
- Mise en tension par dilatation thermique
- Mise en tension par expansion du béton

1.4. CALCUL DE LA PRECONTRAINTÉ

Selon le B.P.E.L on a deux forces de précontrainte P1 qui représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) et P2 qui représente la section sur critique (cas où le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur minimale de précontrainte est le maximum de P1 et P2

Telle que La classe de vérification de précontrainte est la classe II.

Donc d'après les calculs des caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre médiane+ hourdis

B(cm ²)	V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	P(%)
11347	114.84	60,4	28857399,71	38

Tableau3.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane+ hourdis

Avec des gaines de 8 cm

et L'enrobage $D_i = 1,5 \text{ } \varnothing \text{ gaine} \longrightarrow D_i = 0,12 \text{ m}$

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée (les poutres de rive c'est-à-dire les poutres 1et 6) l'ELS :

$$M_{\max} = 3761,3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moment sous poids propre (G)

$$M_{\min} = \text{Moment sous poids propre (G)} = 2500,86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

a) Section sous critique :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \times Ht} + Bx \sigma_{ti}$$

Tell que :

σ_{ti} Contrainte de traction sur la fibre inférieure = $-f_{t28} = -2,7 \text{ M Pa}$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 3761,3 - 2500,86 = 1260,44 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Ht : hauteur de la poutre.

ρ : rendement géométrique.

B : section de la poutre.

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \times Ht} + Bx (\sigma_{ti})$$

$$P_1 = \frac{1,26}{0,38 \times 1,50} + 1,1347 \times (-2,7) = -0,85 \text{ MN}$$

b) Section sur critique :

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \times BxVx\sigma_{ti}}{\rho \times V' + (v - Di)}$$

$$P_2 = 3,33 \text{ MN}$$

$$P_{\min} = \max(p_1, p_2) = 3,33 \text{ MN}$$

Donc la section est sûr critique

- **Excentricité**

$$e_0 = -(V' - d')$$

$$d' = Ht - 0,9Ht = 1,50 - 0,9(1,50) = 0,15 \text{ m}$$

$$e_0 = -(0,82 - 0,15) = -0,67$$

1.4.1. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES :

On estime les pertes de précontrainte à 30 %, et après cette perte la valeur de précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{P_{\min}}{0,98 - 1,2 \times (0,30 \times \frac{p_0}{p_0})} = 5,37 \text{ MN}$$

$$\text{Avec : } \Delta p = 0,30 \text{ } p_0 = 1,61$$

- **Détermination du nombre des câbles :**

$$N = \frac{p_0}{p}$$

P : précontrainte développée pour un câble

$$P = \sigma_p \times A_p$$

$$\sigma_p = \min(0,8 f_{prg}; 0,9 f_{peg}) = \min(1416; 1384,2) = 1384,2 \text{ M Pa}$$

$$P = 1384,2 \times 1800 \times 10^{-6} = 2,49 \text{ MN}$$

$$N = \frac{5,37}{2,49} = 2,15$$

Chapitre 3 : Etude de précontrainte

Donc : on prend 3 câbles de 12T15, avant le coulage de l'hourdis général, les câbles de l'about doivent être tirés à 100 %.

La nouvelle valeur de la précontrainte :

$$P_0 = n P = 3 \times 2,49 = 7,47 \text{ MN}$$

Précontrainte Pmin (MN)	L'excentricité e (m)	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P (MN)
2,33	-0,65	3 câble (12T15)	7,47

Tableau3.2 : Récapitulatif des résultats de précontrainte

1.4.2. VERIFICATION A L'ELS :

Calcule les contraintes caractéristiques :

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P_0 = 1,02 \times 5,37 - 0,8 \times 1,61 = 4,18 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P_0 = 0,98 \times 5,37 - 1,2 \times 1,61 = 3,33 \text{ MN}$$

On prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule :

B (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	IG (cm ⁴)	P (%)
6797	82,92	67,07	15821134,77	41,18

Tableau3.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule

Donc il faut vérifier que : Fibre supérieure : $\sigma_{st} = 1,5 f_{t28} = 4,05 \text{ Mpa}$

Fibre inférieure : $\sigma_{ci} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$

$$M_{\min} = M_{pp} = 2,50 \text{ MN.m}$$

$$M_q = \Delta M = 1,26 \text{ MN.m}$$

a) Combinaison quasi-permanente

Quasi-permanente : P+G

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de première famille est dimensionner pour reprendre l'effet de précontrainte et l'effet de poids propre, elle est mise en tension sur les poutres seules assez rapidement après le bétonnage des poutres.

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

$$e_0 = -(V' - d') = -(0,8268 - 0,12) = -0,70 \text{ m}$$

$$\frac{P}{B} - \frac{p x e x v}{IG} + \frac{M_{\min} x v}{IG} > \sigma_{ti} = -4,05 \text{ Mpa}$$

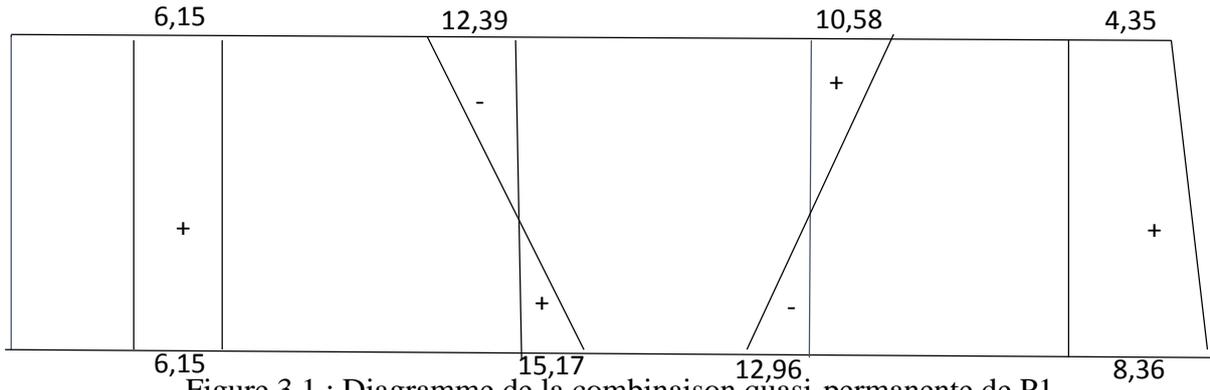
$$\frac{P}{B} + \frac{p x e x v'}{IG} - \frac{M_{\min} x v'}{IG} < \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa}$$

$$P_1 = 4,18 \text{ MN}$$

P1			
P1 / B	P1 x e x v / IG	Mmin x v / IG	Résultat
6,15	12,39	10,58	4,35
P1 / B	P1 x e x v' / IG	Mmin x v' / IG	Résultat
6,15	15,17	12,96	8,36

Tableau 3.4 : .Combinaison quasi-permanente de P1

Chapitre 3 : Etude de précontrainte



Sous P1 :

4,35 > -4,05 M Pa condition vérifiée.
8,36 < 21 M Pa condition vérifiée.

P2=3,33 MN

P2			
P 2/B	P2 xe xV/IG	M _{min} xV/IG	Résultat
4,90	9,87	10,58	5,62
P 2/B	P2 xe xV'/IG	M _{min} xV'/IG	Résulta
4,90	12,08	12,95	4,03

Tableau3.5 : Combinaison quasi-permanente de P2

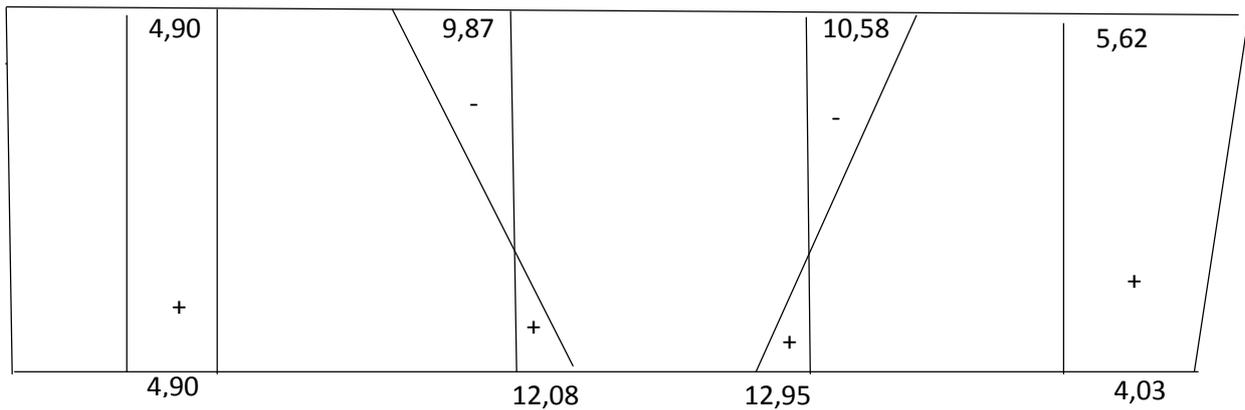


Figure 3.2 : Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2

Sous P2 :

5,62 > -4,05 M Pa condition vérifiée
4,03 < 21 M Pa condition vérifiée

Chapitre 3 : Etude de précontrainte

b) Combinaison fréquente

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de deuxième famille est dimensionnée pour reprendre les actions supplémentaires (superstructure et actions variables), elle est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une certaine résistance.

Fréquente : P+G+0,72Q

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis.

$$e_0 = -(V' - d') = -0,67 \text{ m}$$

– Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P}{B} - \frac{pxexv'}{IG} + \frac{M_{min} xV}{IG} + \frac{0,72xMQxV}{IG} > \sigma_{ti} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{B} + \frac{pxexv'}{IG} - \frac{M_{min} xv'}{IG} - \frac{0,72xMQxV'}{IG} < \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa}$$

P1=4,18 MN

P1				
P 1/B	P1 xe xV/IG	M _{min} xV/IG	0,72MqxV/IG	Résultat
3,68	5,86	5,23	1,89	4,95
P 1/B	P1 xe xV'/IG	M _{min} xV'/IG	0,72MqxV'/IG	Résulta
3,68	11,14	9,95	3,58	1,29

Tableau 3.6 : Combinaison fréquente P1

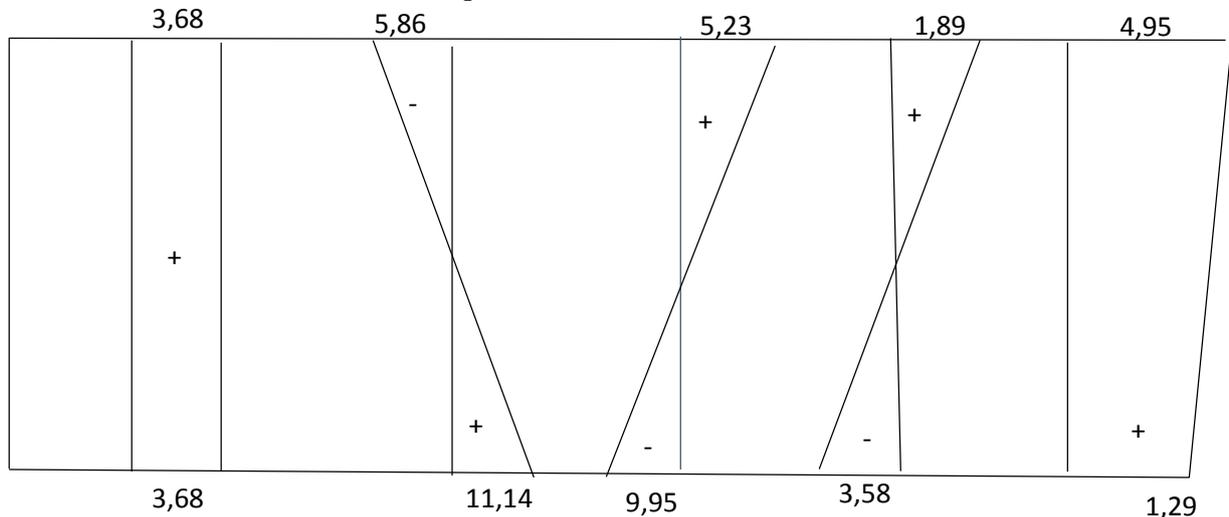


Figure 3.3 : Digramme de la combinaison fréquente de P1

Sous P1 :

4,95 > -4,05 M Pa condition vérifiée

1,29 < 21 M Pa condition vérifiée

Chapitre 3 : Etude de précontrainte

P2=3,33 MN

P2				
P2 /B	P2 xe xV/IG	M _{min} xV/IG	0,72MqxV/IG	Résultat
2,93	4,67	5,23	1,83	5,32
P2 /B	P2 xe xV'/IG	M _{min} xV'/IG	0,72MqxV'/IG	Résulta
2,93	8,87	9,95	3,58	-1,73

Tableau3.7 : Combinaison fréquente P2

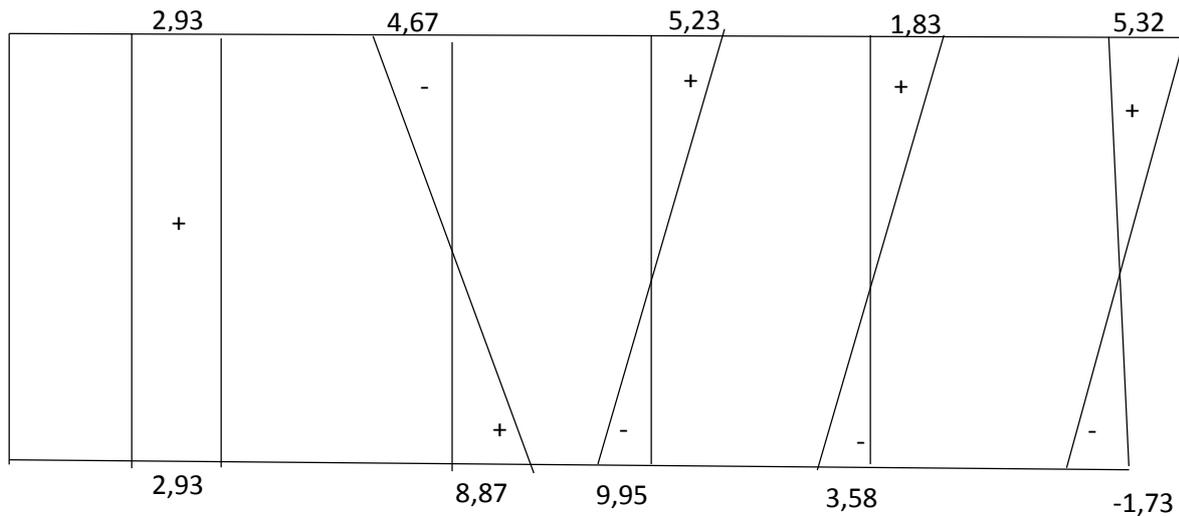


Figure3.4 : Digramme de la combinaison fréquente de P2

Sous P2 :

5,32 > -4,05 M Pa condition vérifiée

-1,73 < 21 M Pa condition vérifiée

c) Combinaison rare ;

Rare : P+G+1,2Q

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P}{B} - \frac{pxexv'}{IG} + \frac{M_{min} xV}{IG} + \frac{1,2xMQxV}{IG} > \sigma_{ti} = -4,05 \text{ M Pa}$$

$$\frac{P}{B} + \frac{pxexv'}{IG} - \frac{M_{min} xv'}{IG} - \frac{1,2xMQxV'}{IG} < \sigma_{ci} = 21 \text{ M Pa}$$

P1=4,18MN

P1				
P1 /B	P1 xe xV/IG	M _{min} xV/IG	1,2MqxV/IG	Résultat
6,15	12,39	10,58	6,40	10,74
P1 /B	P1 xe xV'/IG	M _{min} xV'/IG	1,2MqxV'/IG	Résultat
6,15	15,17	12,96	7,84	0,58

Tableau3.8 Combinaison rare de P

Chapitre 3 : Etude de précontrainte

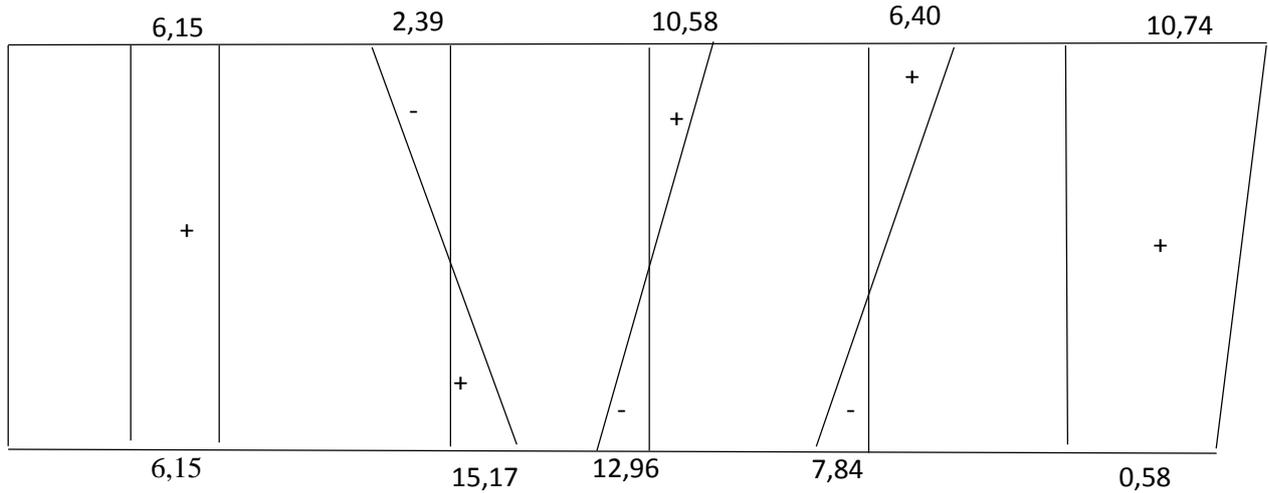


Figure3.5 : Diagramme de la combinaison rare de P1

Sous P1 :

$7,71 > -4,05$ Mpa condition vérifiée

$7,07 < 21$ Mpa condition vérifiée

P2=3,33 MN

P2				
P /B	P2 xe xV/IG	M _{min} xV/IG	1,2MqxV/IG	Résultat
4,90	9,87	10,58	6,4	12,01
P /B	P2 xe xV'/IG	M _{min} xV'/IG	1,2MqxV'/IG	Résultat
4,90	12,08	12,95	7,84	-3,81

Tableau 3.9 : combinaison rare de P2

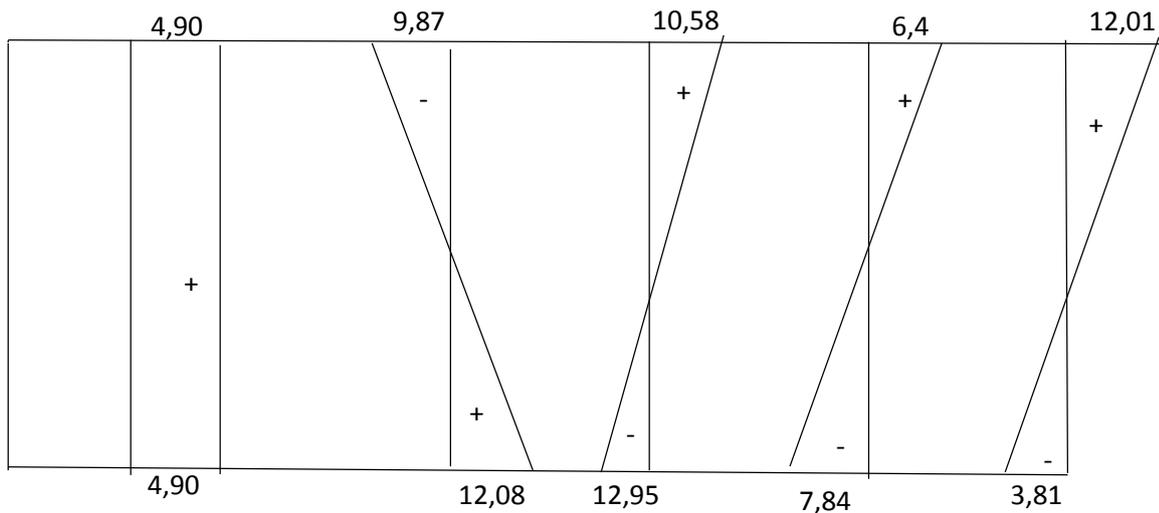


Figure3.6 : Diagramme de la combinaison rare de P2

Chapitre 3 : Etude de précontrainte

Sous P2 :

$12,01 > -4,05 \text{ M Pa}$ condition vérifiée

$-3,81 < 21 \text{ M Pa}$ condition vérifié.

2. Positionnement des câbles :

Deux câbles sont en intrados ; on dispose ces derniers de telle sorte que leur centre de gravité se rapproche du centre de gravité de la section pour obtenir un moment de précontrainte nul (ou faible).

Pour la disposition des câbles à l'about, on suit les conditions suivantes (d'après le document SETRA) (8) :

$d \geq 16.5 \text{ cm}$; $d' \geq 16.5 \text{ cm}$; $a \geq 28 \text{ cm}$.

$M_{\Delta} \rightarrow (P_1 + P_2) \cdot v' = P_2(a + d) + P_1 \cdot d$

Avec : $P_1 = P_2 = P_0 \rightarrow d = (2v' - a) / 2 = 65 \text{ cm} \rightarrow d' = 35 \text{ cm}$.

d et d' sont supérieures à 16.5 donc condition vérifiée.

On a la hauteur des poutre 150 cm

Donc : $a = 150 - (65 + 35) = 50 \text{ cm}$.

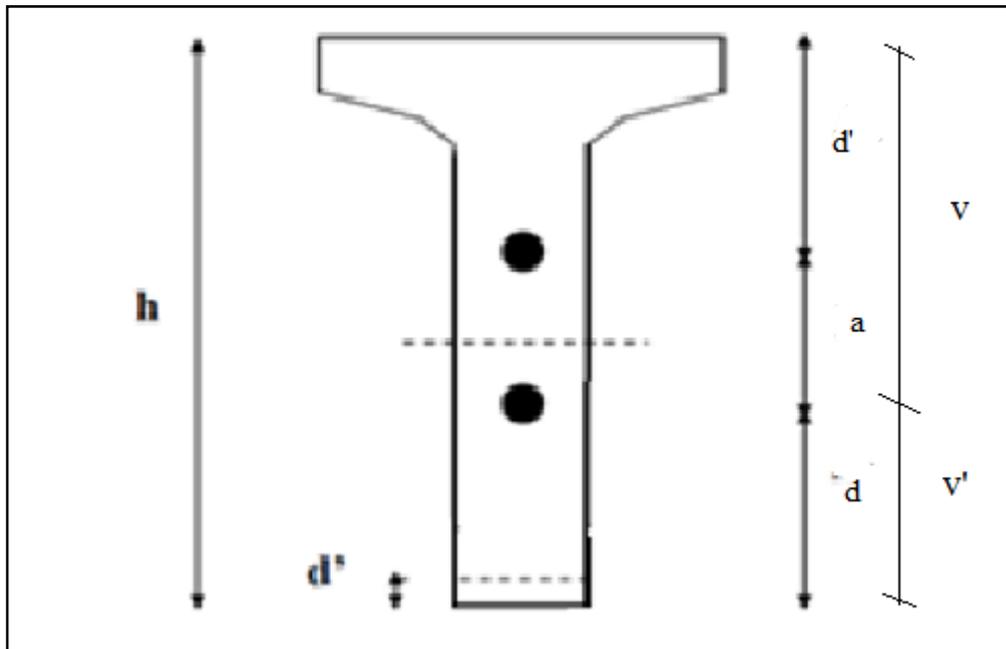


Figure 3.7: Câbles de l'about

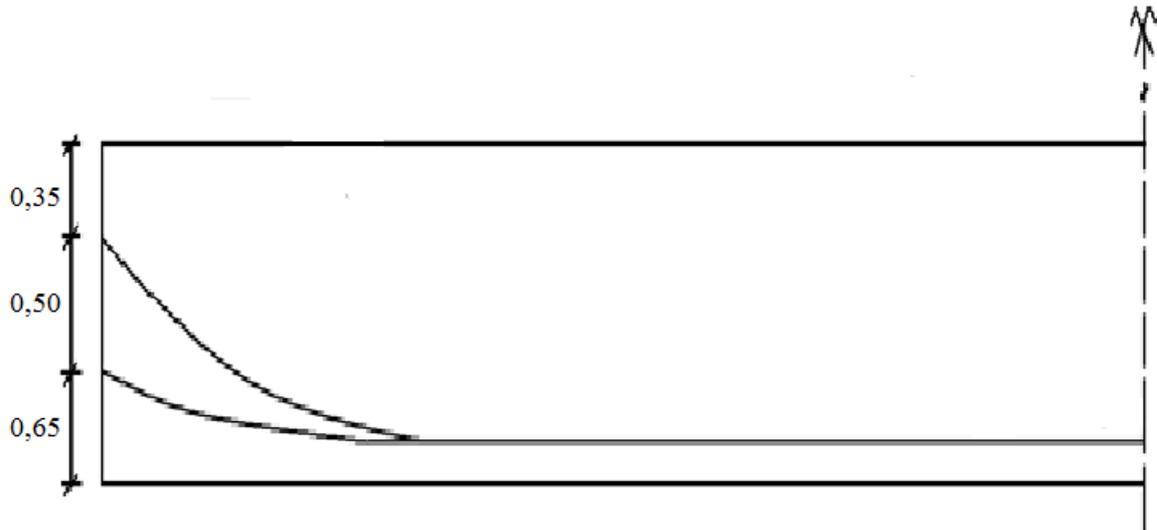


Figure 3.7 : Câbles de l'about



Figure3.8 : Les câble d'about sur chantier

a) Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage obéit à la loi suivante : $\text{Arcsin} \{(V_M - \bar{v})/P\} \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \{(V_M + \bar{v})/P\}$

Avec :

Pour la poutre intermédiaire : $V_M = 56.12 \text{ t.}$

$V_m = 25.29 \text{ t.}$

Chapitre 3 : Etude de précontrainte

Pour la poutre de rive : $V_M = 37.27 \text{ t}$.

$$V_m = 33.54 \text{ t}.$$

L'effort tranchant limite \bar{V} que peut supporter la section d'about est donné par la relation suivante : $\bar{V} = x b n (0.8 H)$;

Avec : $b n$: largeur de la section d'about donnée par la relation $b n = b_0 - n \cdot k \cdot \phi$ tel que : $b_0 = 0.44 \text{ m}$; $k = 0.5$; $n=1$ nombre de gaines par fil.

$H = 1.75 \text{ m}$: hauteur de la poutre plus l'hourdis.

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} * \sigma_x)} : \quad \text{Contrainte tangentielle limite à l'ELS.}$$

Avec : $f_{tj} = f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$; $\sigma_x = \Psi / B n$; $\Psi = 0.8.n \cdot P_0 = 407.8 \text{ t}$

$$\rightarrow \bar{\tau} = 2.48 \text{ MPa} \rightarrow 119 \text{ t}.$$

Donc pour : La poutre intermédiaire : $-9.84^\circ \leq \alpha \leq 24.37^\circ$

La poutre de rive : $-10.76^\circ \leq \alpha \leq 23.38^\circ$

La limite de l'angle de relevage est approximativement la même pour les deux poutres ; par commodité on adopte les mêmes angles pour toutes les poutres. Ils sont fixés comme suit :

$$\alpha_1 = 10^\circ \text{ et } \alpha_2 = 16^\circ.$$

b) Trace du câble émergeant sur la fibre supérieure de la poutre :

La zone de relevage entraîne une diminution de l'intensité de la précontrainte au même temps qu'une diminution de la valeur absolue de l'excentricité 'e' (par relevage du C.D.G de l'ensemble des câbles) d'où une diminution progressive du moment de précontrainte pour s'annuler sur les appuis.

Zone de relevage est : $1/4 \leq l_0 \leq 1/3 \quad 33,4/4 \leq l_0 \leq 33,4/3$

$$8,35 \leq l_0 \leq 11,13 \Rightarrow l_0 = 8,35$$

A l'extrados $\alpha = 24,15^\circ$ telle que $\tan \alpha_3 = 0,45$

Détermination des équations et des distances de chaque câble :

$$B_i = \frac{2(e_i - d_i - 100 \tan \alpha_i)}{\tan \alpha_i}, \quad a_i = \frac{\tan \alpha_i}{2b_i}$$

$$B_1 = \frac{2(65 - 0,12 - 100 \tan 10)}{\tan 10} = 543,08 \text{ cm}, \quad a_1 = 1,6 \cdot 10^{-4}$$

$$B_2 = \frac{2(115 - 0,12 - 100 \tan 16)}{\tan 16} = 601,27 \text{ cm}, \quad a_2 = 2,3 \cdot 10^{-4}$$

Le câble présente une partie parabolique EG et une partie rectiligne GC pour que l'effort de précontrainte crée à l'encrage se transmettre convenablement au câble.

Le câble sera placé à 3,5 m de l'appui et l'équation de la parabole du câble est : $y = ax^2$

$$EG = ab^2 \Rightarrow a = \frac{EG}{b^2}$$

$$\tan \alpha = \frac{dy}{dx} (b) = 2 \frac{EG}{\tan \alpha a} a b \Rightarrow b = 2 = GC$$

Chapitre 3 : Etude de précontrainte

EG=150-16-41= 93 cm.

$$B3=2 \frac{EG93}{0,45} = 413,33 \text{ cm} \quad \Rightarrow a3 = \frac{93}{413,33} = 5,44 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

N° Câble	e (cm)	d (cm)	α (deg)	$a \times 10^{-4}$	b(cm)	$y=ax^2$
1	65	12	10	1,6	543,08	$1,6 x^2$
2	115	12	16	2,3	601,27	$2,3 x^2$
3	150	16	24,15	5,44	4,13	$5,44 x^2$

Tableau 3.10 : Tableau récapitulatif du tracé des câbles

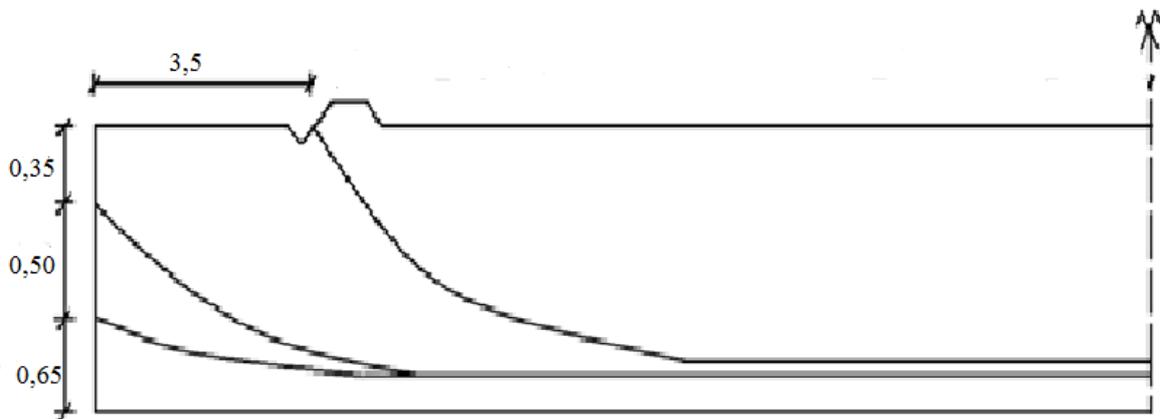


Figure3.9 : Tracé des câbles



Figure3.10 : réelle des trois câbles

3. Pertes de précontrainte :

Les contraintes de précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelées pertes de précontrainte.

On les classe en deux familles :

1) Les pertes instantanées : qui se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. Elles sont dues à :

- frottement du câble dans sa gaine
- tassement des organes d'ancrage (ou recul d'ancrage).
- non simultanée des mises en tension des différents câbles.

2) Les pertes différées : qui se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :

- Retrait et fluage du béton.
- Relaxation des aciers. (1)

3.1. Pertes instantanées :

➤ Pertes par frottement du câble sur la gaine :

Le Béton Précontraint aux Etats Limites donne la relation suivante (2) :

$$\Delta\sigma = \sigma_{p0} (f.\alpha + \phi x).$$

Avec :

α : angle de relevage du câble en radians.

x : longueur en courbe des câbles.

f : coefficient de frottement de câble dans les courbes = 0.18 rad⁻¹

ϕ : perte relative de tension par mètre = 2.10⁻³ m⁻¹

σ_{p0} : contrainte à l'ancrage = 1416 MPa.

➤ Pertes dues au recul de l'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et celui des Clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la mise en tension du vérin et des blocages des Clavettes [2].

L'intensité représente l'aire du triangle hachuré compris entre les diagrammes des tensions Avant et après ancrage (figure suivante).

$$D'où : \lambda = \sqrt{\frac{GE_p}{\sigma_{p0} (f.\theta/l + \phi)}} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma = 2\sigma_0 (f.\theta/l + \phi).$$

Avec :

g : Intensité du recul d'ancrage égal à 6 m m.

E_p : Module d'élasticité d'acier, $E_p = 1.9 \times 10^5$ M Pa.

l : Longueur horizontale du câble.

λ : Longueur sur laquelle se fait le recul d'ancrage.

Pour $x > \lambda \rightarrow \Delta\sigma(x) = 0$.

Pour $x < \lambda \rightarrow \Delta\sigma(x) = \frac{\Delta\sigma(\lambda - x)}{\lambda}$

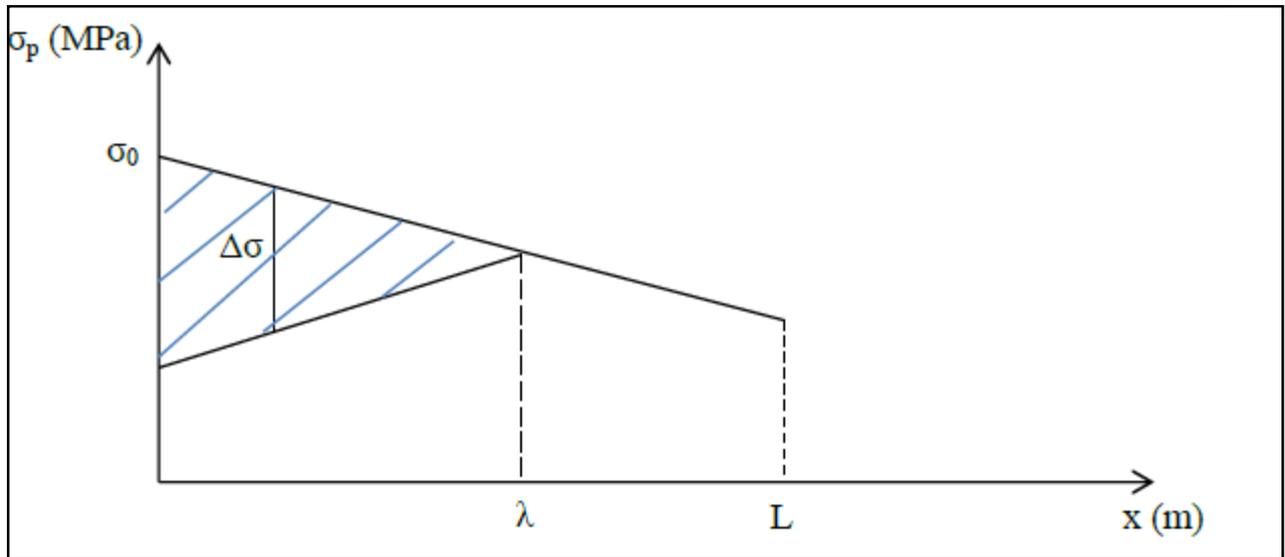


Figure 3.11 : Principe des pertes par recul d'encrage

➤ **Pertes par raccourcissement instantané du béton**

Le fait de tirer les câbles un par un entraîne une perte de tension dite par raccourcissement élastique du béton ; le câble n+1 fera perdre de la tension au câble n, ceci étant dû à la non simultanée des mises en tension.

La perte est donnée par la formule suivante (2) :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_b}$$

n : nombre de câbles.

E_b : module de Young instantané du béton, $E_b = 35981.72$ MPa.

σ_{bn} : contrainte au niveau du c.d.g des câbles sous l'effet des actions de longue durée

$$\sigma_{bn} = \frac{P}{B} + \frac{Pe}{I} V' - \frac{M}{I} V'$$

Avec :

e : excentricité du câble à la section considérée.

3.2. Pertes différées

➤ **Pertes dues au retrait du béton**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu pendant les premiers mois après le coulage du béton.

La perte finale due au retrait du béton est donnée par (2) :

$$\Delta\sigma_{\text{retrait}} = \epsilon_r \cdot E_p$$

Avec :

ϵ_r : retrait total du béton égal à $3 \cdot 10^{-4}$.

De 3 à 7 jours il y a une dissipation de 15% du retrait du béton ; à 60 jours il y a une dissipation de 50% du retrait de béton ; à l'infini on a une dissipation de 100% du retrait du béton.

➤ **Pertes dues au fluage :**

Le béton étant maintenu sous charge fixe indéfiniment appliquée, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement et de façon continue dans le temps : c'est le phénomène de fluage.

La perte de tension due au fluage est donnée par la formule suivante (2) :

$$\Delta \sigma_{\text{fluage}} = 2 \frac{EP}{Eb} \sigma_{bn}(x)$$

Avec :

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

E_b : module d'élasticité du béton égal à 35982 M Pa.

➤ **Pertes dues à la relaxation des aciers :**

La relaxation est un relâchement de tension de câble. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés dans le béton précontraint que pour des tensions supérieures de 30 à 40% de leur tension de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue les aciers à relaxation normale dits RN, et les aciers à très basse relaxation dits TBR.

On préconise toujours des aciers TBR malgré le surplus en coût que cela engendre ; ce dernier est vite compensé par l'économie sur la tension non perdue.

La perte de tension due à la relaxation est donnée par la relation suivante (2)

$$\Delta \sigma_p = 6\% \rho_{1000} \left[\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \cdot \sigma_{pi}$$

Avec :

$\mu_0 = 0.43$ pour les câbles TBR.

$\rho_{1000} = 2.5\%$ valeur de la relaxation à $t = 1000$ h.

σ_{pi} : contrainte normale dans le câble après toutes pertes instantanées.

$f_{prg} = 1770$ M Pa.

3.3. Calcul des pertes de précontrainte :

3.3.1. Pertes instantanées :

x (m)	Câble	α (rad)	$f^* \alpha^* + \sigma^* L$	$\Delta \sigma_f$ (M Pa)
8,35	1	0.1745	0,048	67,97
	2	0.2792	0,067	94,87
	3	0,448	0,097	137,35
16,7	1	0.1745	0,065	92,04
	2	0.2792	0,050	70,8
	3	0,448	0,11	161,48

Tableau3.11 : Pertes de précontrainte dues au frottement

Câble	X (m)	α (rad)	λ (m)	$\Delta\sigma_0$ (MPa)
1	0	0,175	16,53	152,60
	8,35			75,52
	16,7			0
2	0	0,279	15,16	150,39
	8,35			67,56
	16,7			0
3	0	0,448	13,05	163,13
	8,35			58,75
	16,7			0

Tableau3.12 : Pertes de précontrainte dues au recul d'encrage.

x (m)	P (t)	M (t.m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)
0	230.07	0	27,24	71.91
8,35	225,26	197,33	14.38	37,95
16,7	233.86	473.56	7,56	2.32

Tableau 3.13 : Pertes de précontrainte dues au raccourcissement du béton.

3.3.2. Pertes différées :

$\Delta\sigma_{\text{retrait}} = 57 \times (1-0,15)$

$\Delta\sigma_{\text{retrait}} = 57 \times (1-0,50)$

$\Delta\sigma_{\text{retrait}}$ à l'about (Mpa)	48,45
$\Delta\sigma_{\text{retrait}}$ à l'extrados (Mpa)	28,5

Tableau 3.14 : Pertes de précontraintes dues au retrait du béton

x (m)	0	8,35	16,7
$\Delta\sigma_{fl}$	287.67	151,81	9.29

Tableau 3.15 : Pertes de précontrainte dues au fluage du béton

$\Delta\sigma_{\text{inst}}$ (M Pa)	σ_{pi} (M Pa)	M	$\mu-\mu_0$	$\Delta\sigma$ (M Pa)
151,17	1264.83	0,718	0,280	0,57
343.06	1072,91	0,650	0,170	0,28
298,7	1117.3	0.631	0.201	0,32

Tableau 3.16 : Pertes de précontrainte dues à la relaxation des aciers

Chapitre 3 : Etude de précontrainte

La somme des pertes totales dues aux pertes instantanées et différées et représentée dans Le tableau :

avec : Pertes (%) = $\frac{\Sigma\Delta\sigma}{3X\sigma_{p0}}$

	0	8,35	16,7
$\Delta\sigma_{inst}$ (M Pa)	151,17	343,06	298,7
$\Delta\sigma_{diff}$ (M Pa)	345,24	209,09	47,40
$\Sigma\Delta\sigma$ (M Pa)	496,41	552,15	346,1
Le pourcentage des pertes (%)	11,69	13	8,14

Tableau3.17 : Pertes instantanées, différées et leurs pourcentages

Donc : le pourcentage des pertes inférieur à 30%. Alors, nous gardons 3 câbles 12T15.

4. Ferrailage de la poutre :

4.1. Armatures longitudinales :

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires, donc Il doit vérifier la condition suivante [9] :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}$$

Avec :

B_t : surface du béton tendu (cm).

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

f_{tj} : contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj} .

σ_{bt} : contrainte de traction réelle dans le béton

h_{bt} : correspond au lieu où la contrainte est nulle.

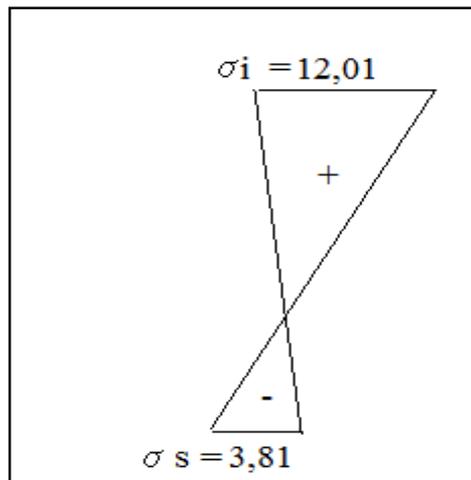


Figure3.12 : Diagramme des contraintes sous P2 (combinaison rare)

$$3,81 (1,5-y) = 12,01y \Rightarrow y = 0,361\text{m}$$

$$B_t = 3,81 \times 0,361 \times 0,5 = 0,688 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times B_t}{2} = 1,31 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0,688}{1000} + \frac{1,31 \times 2,7}{400 \times 3,81} = 30,08 \text{ cm}^2$$

On prend : 10 HA20 = 31,4 cm²

4.2. Armature de peau :

- **Sens longitudinal :**

Le but de ces armatures est essentiellement de limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel, et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre. Selon le B.P.E.L on doit disposer un minimum de 3 cm²/m.

On prend **9HA12 = 10.17 cm²/m**, avec espacement de 12 cm.

- **Sens transversal :**

On dispose 2cm²/m comme ferrailage.

On propose : cadre de **4HA14 = 6.16 cm²** avec espacement de 25 cm.

✓ **Détail de ferrailage sur chantier**

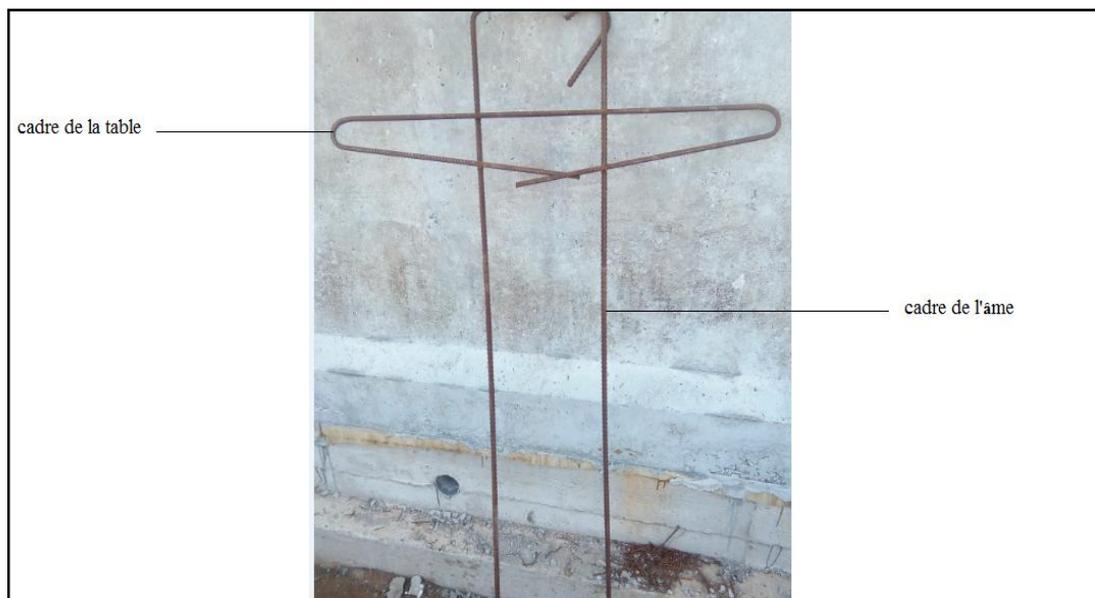


Figure3.13 : Détail de ferrailage sur chantier



Figure 3.14 : Détail de ferrailage sur chantier

5. Vérification de l'effort tranchant :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

✓ A l'E.L. S :

Il faut vérifier que : $\tau < \min(\tau_1; \tau_2)$

Tel que : $\tau = \frac{V_r}{b_n \cdot Z}$

Avec :

V_r : L'effort tranchant réduit.

I : Le moment d'inertie total de la section / à son Centre De Gravité.

S : moment statique de l'hourdis par rapport au plan de contrainte poutre-hourdis.

b_n : La largeur de la section à d'about.

$$b_n = b_0 - 1/2 * 0.08 = 0,6 - 0,5 * 0.08 = 0,56 \text{ m}$$

$$S = 0,56 \times 0,25 \times 0,125 = 0,018 \text{ m}^3$$

$$I = 0,1360772943 \text{ m}^4$$

$$V_{\text{max}} = 1,0225 \text{ MN}$$

$$Z = I/S = 7,56 \text{ m}$$

$$V_r = v - p \sin \alpha$$

- L'inclinaison de « α » :

$$Y = ax^2 \text{ on prendre } x = l/2 = 16,7 \text{ m}$$

Y = ordonnée de câble moyenne en about.

$$Y = y/x^2 = 1/(16,7)^2 = 3,58 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } \alpha = y' = 2ax = 2(3,58 \cdot 10^{-3})(16,7) = 6,85^\circ$$

$P(x=0) = 0.5 (1.02 P_0 - 0.8 \Delta p_i)$ dans la phase mise en tensions, d'après le B.P.E.L on considère 50% de la force de précontrainte et tenant compte des perte instantanées (σp_i) seulement.

$$\Delta p_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} \quad P_0 = \frac{151,17}{1416} \quad 7,47 = 0,79 \text{ MN}$$

$$P = 0.5 (1.02 (7,47) - 0.8 (0,79)) = 3,49 \text{ MN}$$

$$V_r = 1,0225 - 3,49 \sin 6,85 = 0,61 \text{ MN}$$

$$\tau = \frac{0,61}{0,56 \cdot 7,56} = 0,144 \text{ MN}$$

- Calcule (τ_1 ; τ_2):

$$\tau_1 = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)} \quad \text{avec : } \sigma_x \text{ contrainte normale longitudinale.}$$

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B} + \frac{(p \cdot e_p + M) y}{I}, \quad \text{Au niveau du centre de gravité G : } \sigma_x(0) = P/B$$

B : la section brute d'about (poutre + dalle)

P : la précontrainte en service (on considère les pertes instantanées et différées dans cette phase)

$$P = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta p$$

$$\Delta p = \frac{\Sigma \Delta \sigma}{\sigma_{p0}} P_0 = \frac{496,41}{1416} 7,47 = 2,62 \text{ M pa}$$

$$P = 0.98 (7,47) - 1.2 (2,62) = 4,18 \text{ M pa}$$

$$\sigma_x(0) = 4,18 / 1,3260 = 3,15 \text{ M pa}$$

$$\tau_1 = \sqrt{0.4 \times 2,7 \times (2,7 + \frac{2}{3} 3,15)} = 2,28 \text{ M pa}$$

$$\tau_2 = \sqrt{\frac{0.4 \times f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6 f_{cj} - \sigma_x)}$$

$$\tau_2 = \sqrt{\frac{0.4 \times 2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 3,15)} = 0,74 \text{ M pa}$$

Donc : $\tau \leq \text{Min} (\tau_1 ; \tau_2) = 0.74 \text{ M Pa} \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de la compression :**

La condition qui doit vérifier est : $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$

$3,15 < 0,4 (35) = 14 \text{ M pa} \rightarrow$ condition vérifiée.

✓ **A P'E.L. U :**

Il faut que $\tau_u < \frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{ru}}{b_n \cdot z}$$

$$V_u = 1,30283 \text{ MN}, P = 4,18 \text{ MN}$$

$$V_{ru} = V_u - P \sin \alpha = 1,302 - 4,18 \sin 6,85 = 0,80 \text{ MN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,19 \text{ MN/m}^2$$

$$0,19 \text{ M pa} < \frac{35}{4 \times 1,5} = 5,83 \text{ M pa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5.1 Détermination des ferrillages transversale :

$$\frac{A_t}{b_n \times St} \frac{f_e}{\gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}) \tan \beta_u$$

- **L'inclinaison des bielles :**

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x} = 0,12$$

$\beta_u = 3,42^\circ$ selon le BPEL on limite β_u a 30°

$$\frac{A_t}{0,56 \times St} \frac{500}{1,15} \geq (0,19 - \frac{2,7}{3}) 0,58$$

$$\frac{A_t}{St} \geq$$

Donc on adopte un ferrillage minimum :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,4 \frac{b n \gamma_s}{f_e} = 5,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C'est à dire : 4T16/ml, avec un espacement de 25 cm,

- **L'espacement maximum des cadres :**

$$S_t \leq \text{Min} (0,8h; 3b_0; 1) = S_t \leq \text{min} (1,2; 1,8; 1) = 1 \text{ m.}$$

Ferraillage passif de la poutre :

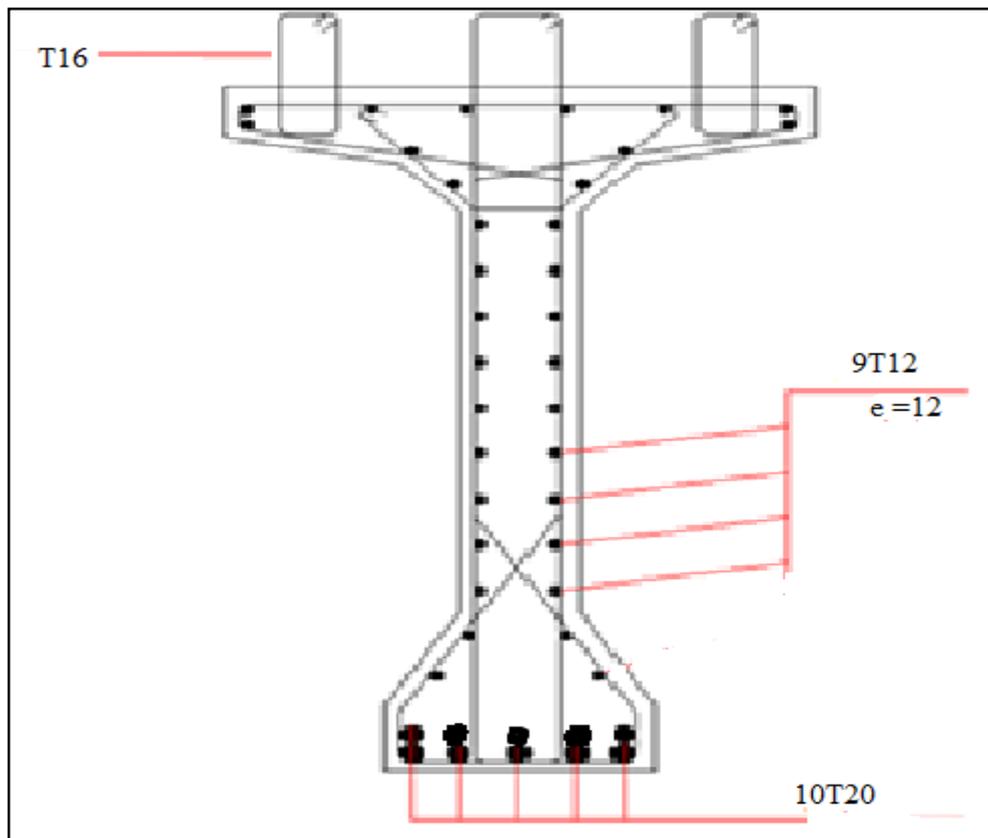


Figure3.15. Ferraillage passif de la poutre

Chapitre 4 :

Etude de L'hourdis

1.Introduction :

L'hourdis est réalisé par-dessus les poutres sur toute la largeur du tablier. Il est construit en béton armé

La longueur de ce dernier correspond à la portée des poutres, c'est-à-dire une longueur égale à $L_h = 33,4$ m.

La largeur de l'hourdis correspond à la somme de la largeur rouable plus celle des trottoirs $l_h = 10,00$ m.

L'hourdis assure la continuité de surface du tablier. L'épaisseur est donnée en fonction des entre axe des poutres compris entre 25 cm et 30 cm on prend : $h_d = 25$ cm

2.Moment fléchissant :

L'hourdis a été modélisé dans notre étude en élément Shell. La figure ci-dessus présente les valeurs des moments maximums obtenus dans le sens transversal en appuis

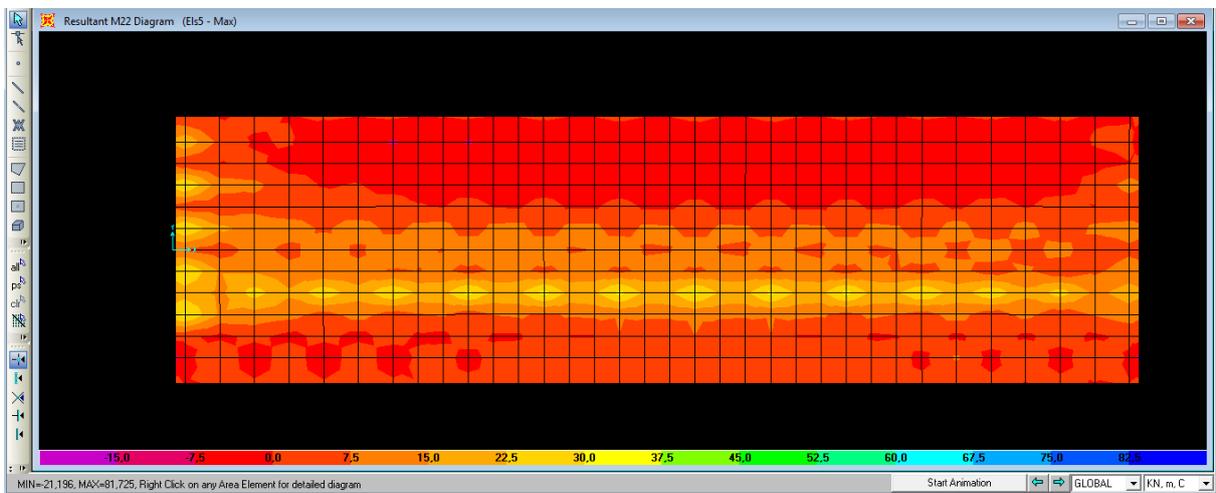


Figure 4.1 : Moment transversal maximum.

Le tableau présente les valeurs des moments maximums et minimum dans les deux sens longitudinal et transversal et pour les deux combinaisons ELU et ELS

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
Moment transversal en travée (M22 T)	79,87	69,50
Moment longitudinal en travée (M11 T)	88,69	70
Moment transversal en appui (M22 A)	-89,81	-78,45
Moment longitudinal en appui (M11 A)	-113,114	-90,67

Tableau 4.1 : les moments fléchissant max dans l'hourdis

3. Efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants trouvés sont les suivants :

Le sans Longitudinalement T= 600,40 KN

Le sans Transversalement T= 477,60 KN

4. Détermination des ferrailages :

Avec :

Béton dosé a 350kg/m³

Fc28 = 35MPa

Fissuration préjudiciable.

Acier a haute adhérence.

On calcule le ferrailage par un mètre linaire, pour cela on prend la largeur b = 1m

A l'ELU :

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

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\alpha = 1,25 - (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \alpha)$$

$$d = 0,9 \times h, \quad h = 0,25m \quad d = 0,225m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ M pa}$$

4.1. Ferrailage dans la travée :

	Sens transversal	Sens longitudinal
Mu (KN .m)	79,87 x 10⁻³	88,69 x 10⁻³
μ	0,07	0,08
α	0,10	0,12
Z(m)	0,21	0,22
As (cm ²)	10,64	11,88

Tableau4.2 : Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU

μ=0,07 < μR = 0.392 Section à simple armatures

4.2. Ferrailage dans l'appui :

	Sens transversal	Sens longitudinal
Mu (KN .m)	89,81 x 10⁻³	113,114 x 10⁻³
μ	0,09	0,11
α	0,11	0,15
Z(m)	0,214	0,211
As (cm ²)	12,04	15,38

Tableau4.3 : Ferrailage de l'hourdis en appui à l'ELU

μ < μ_R = 0.392 Section à simple armatures

A l'E.L. S :

✓ **Il faut que la condition suivant vérifier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d-x)}{I} < \sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; \eta 150)$$

Détermination de la position de l'axe neutre (y)

$$bx^2/2 - n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0)$$

n : coefficient d'équivalence =15

x : la position de l'axe neutre en mètre

✓ **Exemple de calcul de x, I :**

$$0,5x^2 - 15 \times 10,64 \times 10^{-4} \times (0,225 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,027$$

$$X = 0,011$$

I : moment d'inertie en (m⁴)

$$\eta = 1.6 \text{ HA}$$

$$I = \frac{b x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = (1 \times (0,011)^3) / 3 + 15 \times 0,001064 (0,225 - 0,011)^2$$

σ_{bc} dans le sens transversal en travée 1,04 < 21 condition vérifier

σ_{st} dans le sens transversal en travée 304,36 < 228 condition non vérifier

Donc On augmente la section d'armature

	Sens Longitudinal		Sens transversal		Les contraintes admissibles M pa	Verification
	En travée	En Appui	En travée	En appui		
Ms MN .m	70×10^{-3}	78,45 $\times 10^{-3}$	$69,50 \times 10^{-3}$	90,67 $\times 10^{-3}$		
σ_{st} Mpa	33,46	33,65	42,70	51,14	$\bar{\sigma}_{st} = 228,6$	c.v
σ_{bc} M pa	1,32	1,5	1,58	2,1	$\bar{\sigma}_{bc} = 21$	c.v
Ast	10T16	11T16	10T14	11T14		
Espacement						

Tableau4.4 : Choix de ferrailage de l'hourdis et vérifications

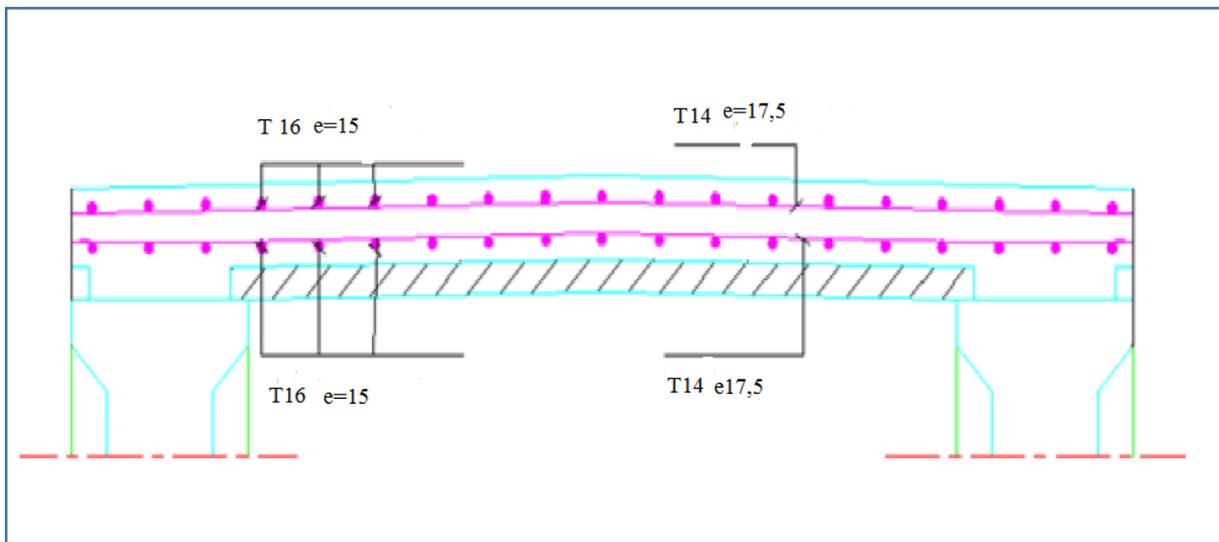


Figure4.2 : Ferrailage de la dalle

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$10,64 \text{ cm}^2 \geq 3,49 \text{ cm}^2$ condition vérifier

5. RESISTANCE AUX EFFORTS TRANCHANTS :

✓ **Effort tranchant transversal**

On adopte des armatures droites avec $\alpha=90^\circ$

$$T = 600,40 \text{ KN/ml}$$

Il faut que : $Z_u < Z_{adm}$

$$Z_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{0,6004}{1 \times 0,225} = 2,67 \text{ M pa}$$

$$Z_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,5 \text{ M pa}$$

$Z_u = 2,67 \text{ M Pa} < Z_{adm} = 3,5 \text{ M Pa}$ Condition vérifiée.

✓ **Effort tranchant longitudinale :**

$T = 477,60 \text{ KN/ml}$

$Z_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{0,47760}{1 \times 0,225} = 2,12 \text{ M pa}$

$Z_{adm} = \min (0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 3,5 \text{ M pa}$

$Z_u = 2,12 \text{ M Pa} < Z_{adm} = 3,5 \text{ M Pa}$ Condition vérifiée.

6. Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact petites par rapport aux dimensions de la dalle « Ref 20 » : sous l'action des forces localisées telle que le « Br », il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement (7).

Donc il faut que :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c,j}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale de la dalle.

$f_{c,j}$: Résistance caractéristique du béton à 28 jour.

h_r : Hauteur du revêtement

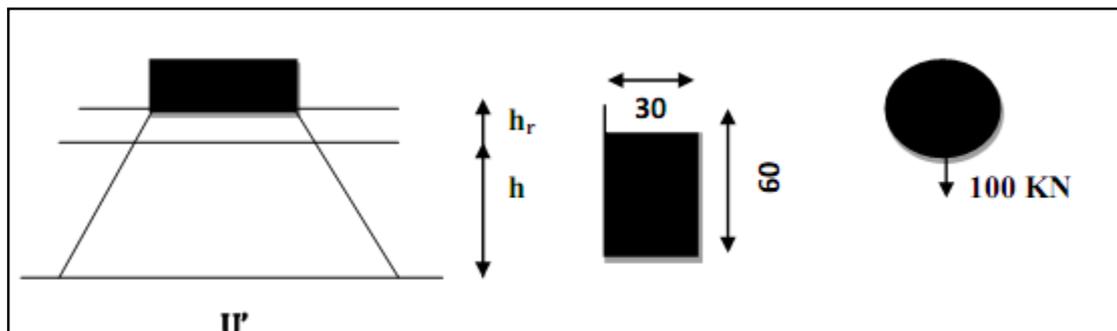


Figure4.4 : La transmission de la charge « Br »

$Q_u = 1,5 \text{ br } Q \rightarrow Q_u = 100 \text{ KN} = 10 \text{ t.}$

$U_c = 2(U' + V')$

Avec :

$U' = U + h + 2 h_r \rightarrow U' = 30 + 25 + 2 \times 8 = 71 \text{ cm.}$

$V' = V + h + 2 h_r \rightarrow V' = 60 + 25 + 2 \times 8 = 101 \text{ cm.}$

$U_c = 2(71 + 101) = 344 \text{ cm.}$

$Q_u = 10 \text{ t} < 0,045 \times 3,44 \times 0,25 \times (3500/1,5) = 90,3 \text{ t.}$

C'est à dire : la condition de non poinçonnement est vérifié.

Alors il n'y a pas de risque de poinçonnement.

7. Etude de la prédalle :

C'est une dalle préfabriquée servant de coffrage perdu pour la dalle (l'hourdis).

7.1. Dimensionnement :

On prend une section de : $(a \times b) = (0.60 \times 1.5)$.

On adopte comme épaisseur de la prédalle $e_p = 0.08$ m.

La longueur de la prédalle on propose : 1.5 m.

7.2. Descentes des charges :

✓ **Charges permanentes :**

Poids propre de la dalle : $G_1 = 0.25 \times 25 \times 1 = 6.25$ KN/ml

Poids propre de la prédalle : $G_2 = 0.08 \times 25 \times 1 = 2$ KN/ml

Donc la charge permanente $G = G_1 + G_2 = 8.25$ KN/ml

✓ **Charge d'exploitation :**

D'après le règlement B.A.E.L : $Q = 1$ KN/ml

7.3. Détermination des moments :

On suppose que la dalle est une poutre de 1 m de largeur appuyée sur les deux

$M_g = (G \times L^2) / 8 = 8.25 \times 0.6^2 / 8 = 0.371$ KN.m.

$M_q = (Q \times L^2) / 8 = 1 \times 0.6^2 / 8 = 0.045$ KN.m.

$M_u = 1.35 M_g + 1.5 M_q \leftrightarrow M_u = 0.56$ KN.m.

$M_s = M_g + M_q \leftrightarrow M_s = 0.41$ KN.m.

7.4. Détermination du ferrailage :

Mu(MN.m)	μ	α	Z(m)	Ast (cm ²)
$0.56 \cdot 10^{-3}$	0.00557828	0.006992407	0.224370683	0.074132716

Tableau 4.5 : Détermination du ferrailage

$\mu = 0.0055 < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures

La valeur de ferrailage est faible, donc on ferraille avec Amin

$$A_{\min} \geq 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} + 0,24 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

On adoptera un quadrillage de T12 et espacement de 25cm

8. Etude de L'entretoise :

Une entretoise est une pièce rigide qui en relie deux autres et les maintient dans un écartement fixe, donne le Domain des ouvrage d'art les entretoise assurant des charges entre les poutres et permettent de bloquer les poutres à la torsion sur les appuis, de plus leur rôle et indispensable pour lever de tablier, rendu nécessaire pour le chargement des appareils d'appuis.

8.1. Dimensionnement :

On propose une section de 0,1m de hauteur et 0,3m de largeur.

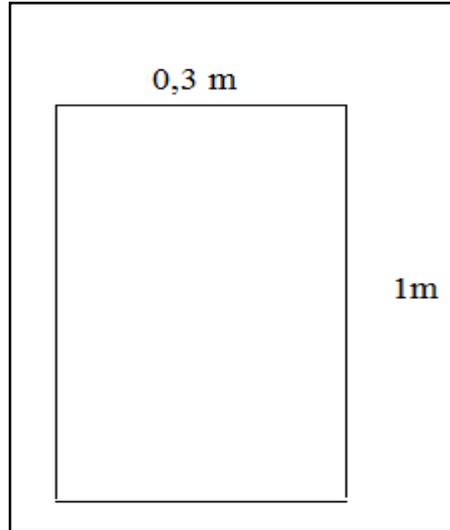


Figure4.5 : Dimensionnement L'entretoise

8.2. Calcul des réactions des poutres :

Les entretoises se calculent comme des poutres reposant sur appuis (vérins) chargées par les réactions des poutres.

$$R = \frac{G'}{2}$$

$$G' = g/n$$

G : charge permanent de travée

n : nombre de poutre

$$G' = 320,64 / 6 = 178,68 \text{ t}$$

$$R = 89,34 \text{ t}$$

Pour le calcul des moments fléchissant est les efforts de tranchant en utilise sap 2000 v14.2.2 on trouve des résultats représentés comme suit :

	Valeur
Moment maximum en travée (ELS)	12,61
Moment maximum en travée (ELU)	14,847
Moment maximum en appuis (ELS)	81,724
Moment maximum en appuis (ELU)	97,444

Tableau4.6 : Moment max de l'entretoise

8.3. Calcul de Ferrailage :

-En appuis :

D'après Les résultats du ferrailage seront calculés par le logiciel **SOCOTEC**, On trouve une section de 11,92cm² mais cette section ne vérifié pas dans l'E.L. S, donc on augmente la section jus 'qua on trouve une section de 22cm² (7T20).

-En travée :

La même chausse pour les travées on utilise le logiciel **SOCOTEC**, On trouve une section de 3cm² mais cette e section ne vérifié pas dans l'E.L. S, donc on augmente la section jus 'qua on trouve une section de 7,9cm² (7T12).

8.4. RESISTANCE AUX EFFORTS TRANCHANTS :

✓ Effort tranchant transversal

On adopte des armatures droites avec $\alpha=90^\circ$ (2).

$$T = 26,16 \text{ KN/ml}$$

Il faut que : $Z_u < Z_{adm}$

$$Z_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{0,02616}{0,3 \times 0,9} = 0,097 \quad \text{M pa}$$

$$Z_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_c 28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,5 \text{ M pa}$$

$Z_u = 0,097 \text{ M Pa} < Z_{adm} = 3,5 \text{ M Pa}$ Condition vérifié.

Chapitre 5 :

Etude de L' appareil d'appui

1. Introduction :

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable. (11)

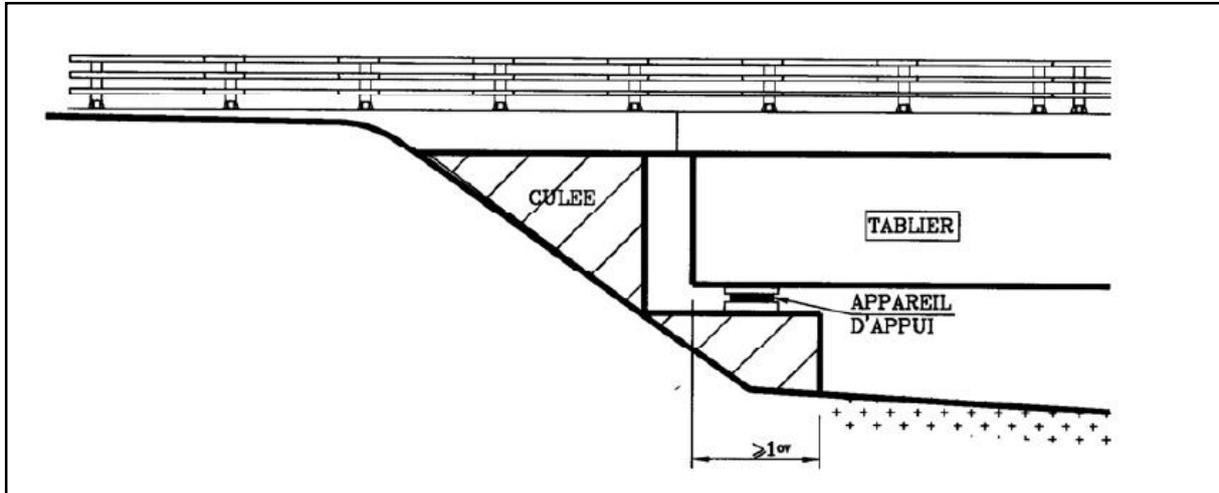


Figure5.1 : Appareils d'appui posée dans un pont

1.1. Les appareils d'appui :

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

Il existe essentiellement de quatre type :

Les articulations en béton

Les appareils d'appui en élastomère fretté

Les appareils d'appui spéciaux

Les appareils d'appui métallique

Dans notre ouvrage on a choisie appareils d'appuis en élastomère fretté cause de :

Facilité de mise en œuvre.

Facilité de réglage et de contrôle.

Leur coût est relativement modéré.

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, un poly- chloroprène de marque « Néoprène ») et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (non apparentes), la liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenue par vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, et l'épaisseur des feuilles d'élastomère est, en général, de 8, 10, 12 et 16 mm). Ces appareils d'appui sont fabriqués aux dimensions définies dans chaque projet particulier et doivent être conformes aux spécifications de la norme européenne EN1337.1/2/3.

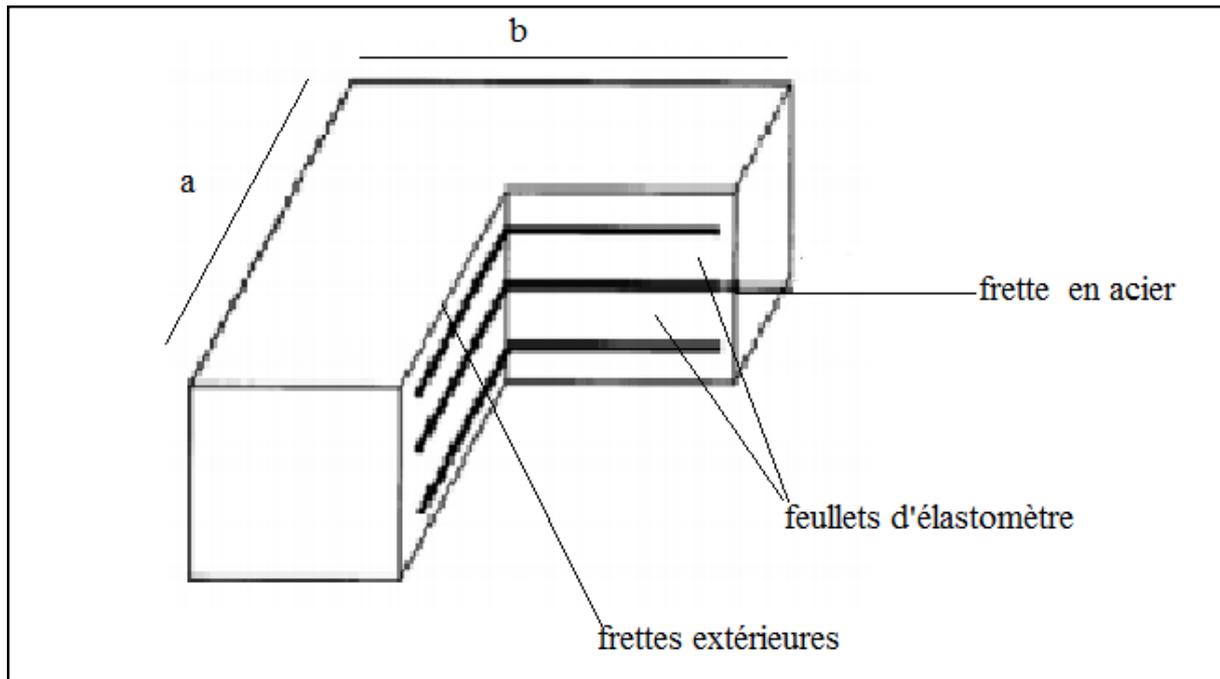


Figure5.2 : constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations au matériau brut malaxé avec différentes charges, inertes ou renforçant es. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir. L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage).



Figure5.3 : vue d'une presse au démoulage (photo SNAC)

En fonction des degrés de liberté qu'il autorise, un appareil d'appui en élastomère fretté est, pour le bloc élémentaire, un appareil d'appui mobile : outre les rotations sur appui, les déplacements sont permis dans deux directions.

On peut soit augmenter les possibilités de déplacement par l'ajout d'un plan de glissement, soit empêcher les distorsions par des platines métalliques constituant ainsi un appareil d'appui « Fixe », la désignation d'un appareil d'appui : **a. b. n. (t +e)**

1.2. Dimensionnement en plan (a-b) :

Le Dimensionnement de appareils d'appuis se fait selon le bulletin technique n°4 du S.E.T.A :

Réaction verticale à l'appui (calculé par le SAP2000) :

$N_{max} = 1200 \text{KN}$

$$a \times b > \frac{N_{max}}{\sigma_{moy}}$$

Avec :

a: Côte parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage.

b: Côte perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

N_{max} : réaction verticale maximale sur l'appui

σ_{moy} : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de 15000 KN/m^2

Le module de déformation transversale G est de $0,9 \text{MPa}$ pour les ponts routes.

On considère que $a < b$ et l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes $T = n \times t$

D'où n : est le nombre de feuillets élémentaires

t : épaisseur de feuillets.

$$\frac{1200,24}{1500} = 800,16 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de Freyssinet : $a \times b = 1200 > 800,16 \text{ cm}^2$

On choisit on choisit : $a = 30 \text{ cm}^2$ et $b = 40 \text{ cm}^2$

Donne ce moment on doit déterminer tous les déplacements possibles :

1.3. Variation linéaire du tablier :

Elle est due essentiellement au retrait, fluage et la température.

✓ Déplacement due au retrait :

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait total soient déjà effectuée. Soit

$$\Delta L_r = \frac{100-60}{100} \times \epsilon_r \times L$$

Avec : $\epsilon_r = 25 \times 10^{-5}$

$L = 33,4$

$$\Delta L_r = \frac{100-60}{100} \times 25 \times 10^{-5} \times 33,4$$

$\Delta L_r = -3,34 \text{ mm}$

✓ Déplacement due au fluage :

On suppose que 0 du fluage total s'est effectuée avant la pose des poutres.

On admet que fluage total est 2,5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_r = - \frac{100-40}{100} \times 2,5 \times \frac{\sigma_n}{E} \times L$$

Avec : $L = 33,4 \text{m}$

$E : 3,45 \times 10^5 \text{ t/m}^2$

$\sigma_n : 6500 \text{ t/m}^2$

Chapitre 5 : Etude de L'appareil d'appui

$$\Delta L_r = - \frac{100-40}{100} \times 2,5 \times \frac{6500}{3622,5} \times 33,4$$

$$\Delta L_r = - 8,10 \text{ mm}$$

✓ Déplacement due à la variation de la température :

Le coefficient thermique dans le R.P.O.A 0,4 :

$$\text{Longue durée : } \Delta l_t = \pm 25 \cdot 10^{-5} L \times 0,4 \quad \text{Pour } L=33,4 \quad \Delta l_t = \pm 3,34 \text{ mm}$$

$$\text{Courte durée : } \Delta l_t = \pm 35 \cdot 10^{-5} L \times 0,4 \quad \text{Pour } L=33,4 \quad \Delta l_t = \pm 0,46 \text{ mm}$$

1.4. Total des variations linéaires :

$$\Delta L \text{ min} = - 14,78 \text{ mm}$$

$$\text{Longue durée} \quad \Delta L \text{ max} = 3,34 \text{ mm}$$

$$\Delta L \text{ min} = - 11,9 \text{ mm}$$

$$\text{Courte durée} \quad \Delta L \text{ max} = 0,46 \text{ mm}$$

1.5. Epaisseur nette de l'élastomère :

La condition à vérifier est : $T \geq U / 0,5$

U1 = Déformation lente (retrait, fluage, température)

$$U1 = 3,34 \text{ mm.}$$

$$T \geq 3,34 / 0,5 = 6,68 \text{ m m.}$$

La condition de nom flambement dit que : $\frac{a}{10} < T < \frac{b}{5}$

$$30 < T < 60 \quad \longrightarrow \quad \text{on prendre } T = 48 \text{ mm}$$

On a $t = 12$ fixé par les normes

$$T = n \times t$$

Donc : $n = 4$ c'est à dire Constitué de 4 feuillets de 12 mm chacun.

$$e \geq \frac{a \times \sigma_m}{\sigma_e \times \beta}$$

Avec :

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes

Égale à 2200 Kg/cm (Acier E24-1 : $e < 3 \text{ mm}$ {SETRA Bulletin technique})

β : coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b) \times 2t} = \frac{1200}{168} = 7,14 \text{ cm}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times B} = \frac{120000}{30 \times 40} = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e \geq \frac{30 \times 100}{2200 \times 7,14} = 0,191 \text{ cm} \quad \sim \quad 2 \text{ mm}$$

On prendre : $e = 2,5 \text{ mm}$

Donc l'appareil d'appuis à choisir est en élastomère fretté avec La désignation de l'appareil d'appui : $a \times b ; n \times (t +e) : 30 \times 40 ; 4 \times (12+2,5)$

2. Répartition des efforts horizontaux :

➤ Efforts dus aux charges dynamiques :

Comme il a déjà été évoqué plus haut, lorsque les déplacements horizontaux sont importants, notamment sur les culées, le nombre de feuillets nécessaire à la reprise de ces déformations risque d'être incompatible avec la stabilité au flambement de l'appareil d'appui. Ces efforts horizontaux dus aux charges dynamiques (freinage, vent, séisme) sont Exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis. La répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis Les efforts horizontaux dus aux charges dynamiques (freinage, vent, séisme) sont Exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis. La répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis :

✓ Les charges de freinage :

Selon le paragraphe 6.7 de la norme NF EN 1337-2, les appareils d'appui glissants ne doivent pas participer à la reprise des efforts horizontaux de freinage. Ces efforts sont donc théoriquement repris intégralement par les appareils d'appui non glissants. Cette hypothèse est pessimiste car les appareils d'appui glissants participent effectivement à la reprise de ces efforts, mais dans une proportion non quantifiable.

On insiste sur le freinage des Camoin c'est-à-dire convoi Bc .

Chaque essieu de camion représente un effort de freinage égal à son poids. D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que : $F_{BC} = 300 \text{ KN}$.

✓ Effort dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression extrême de vent 3 KN/m^2 . L'effort du vent est : $H_v = f \cdot g \cdot h \cdot L$.

Avec :

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$f = 1/2$ en phase de chantier

$f = 2/3$ pour le reste.

h : hauteur de tablier

L : la longueur de tablier

$H_v = 8,7675t$ en phase de chantier.

$H_v = 11,69 t$ pour le reste.

3. Evaluation du point fixe :

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage. Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs. Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau suivante ; Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction vertical et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne :

$$X = \frac{\sum Ki - Xi}{\sum Ki}$$

K_i : la rigidité du $i^{\text{ème}}$ appuis ($K_i = 1/\delta_i$)

$$\delta_i = \delta_{i1} + \delta_{i2} = \frac{T_i}{n \times G \times A_i} + \frac{H_i}{3 \times E \times I}$$

Avec :

δ_{i1} : Déformation à l'élastomère. D^4

δ_{i2} : Déformation à l'appui.

T_i : épaisseur d'élastomère = 0.06m.

A_i : surface d'élastomère = 0.12 m².

G : module de cisaillement de l'appareil.

h : la hauteur de la pile.

n : nombre des appareils d'appuis par éléments porteurs.

I : moment d'inertie de la pile : $I = \frac{\pi X D^4}{64}$ mais dans ce projet on a seulement deux culées.

Donc I nul.

✓ **Chargement statique :**

Le module de déformation transversale G est de 0,9 M Pa pour les ponts routes

$$G = 90 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_{11} = \delta_{14} = \frac{0,06}{6 \times 90 \times 0,12} = 9,25 \cdot 10^{-4} \text{ t/m}$$

$\delta_{21} = 0$ (Déplacement nul).

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \frac{0,06}{12 \times 90 \times 0,12} = 9,25 \cdot 10^{-4} \text{ t/m}$$

✓ **Chargement dynamique :**

$$G = 120 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_{11} = \delta_{14} = \frac{0,06}{6 \times 120 \times 0,12} = 6,94 \cdot 10^{-4} \text{ t/m}$$

Chapitre 5 : Etude de L'appareil d'appui

$\delta_{21}=0$ (Déplacement nul).

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \frac{0,06}{12 \times 120 \times 0,12} = 6,94 \cdot 10^{-4} \text{ t/m}$$

Les résultats de déplacement et des rigidités sont résumées dans les tableaux suivants

Xi	$\delta_{1i} 10^{-4} \text{ m/t}$		$\delta_i 10^{-4} \text{ m/t}$	
	Lent	Inst	Lent	Inst
0	9,25	9,25	9,25	9,25
33,4	6,94	6,94	6,94	6,94

Tableau5.1 : Récapitulatif des déplacements

Xi	$K_i = 1/\delta_i \cdot 10^3$		$X_i K_i \cdot 10^3$		$H_i\% = K_i/\Sigma K_i$	
	Lent	Inst	Lent	Inst	Lent	Inst
0	0,108108108	0,108108108	0	0	42,8654664	42,8654664
33,4	0,144092219	0,144092219	4,212680115	4,812680115	57,1333666	57,1333666
Σ	0,252200327	0,252200327	4,212680115	4,812680115	100	100

Tableau5.2 : Récapitulatif des rigidités

D'où le centre élastique (point fixe) : $X = \frac{4,21}{0,25} = 16,7 \text{ m}$

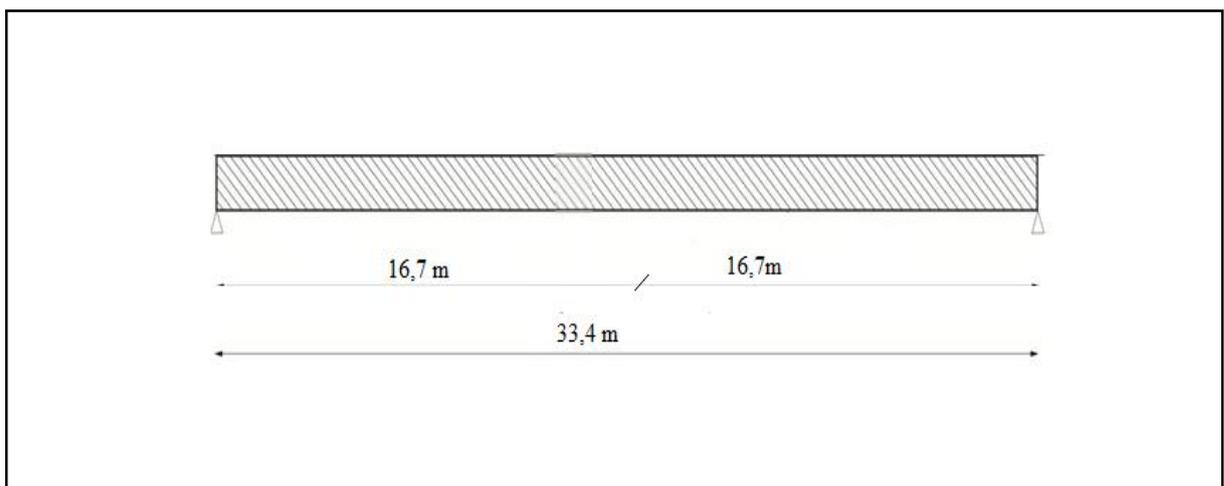


Figure5.4: la position du point fixe

4.Efforts horizontaux dans les appuis :

4.1. Variation linéaire du tablier :

Chapitre 5 : Etude de L'appareil d'appui

La valeur de la variation linéaire du tablier est donnée par la formule suivante :

-11,9 mm

$$\Delta L_i = \Delta L_t \cdot (x/L_t).$$

Avec :

$$\Delta L_t = \Delta L_{\min} = -11,9$$

L_t : la longueur totale du pont = 33,4 m.

$$H_{vc}(t) = n \cdot G \cdot A_i \cdot 1/T_i.$$

Avec :

$n = 6$ \longrightarrow appui 1 et 4.

Appui	1	2
ΔL_i	0,006	0,006
Hvc	5,76	3,84

Tableau 5.3 : Répartition de variation linéaire du tablier

4.2. Force de freinage :

La force de freinage est représentée la formule suivante :

$$H_f = H_f \frac{K_i}{\sum K_i} \text{ et } H_f = 300 \text{ kn}$$

Appui	1	2
Hf(t)	12,85	17,15

Tableau 5.4 : répartition de la force de freinage

4.3. Séisme :

a) Détermination des actions sismique :

L'action sismique est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA.

-Classe de l'ouvrage :

le tableau suivant représentée le classement des pont suivant les groupe :

Groupe de ponts	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau 5.5: Les classes du pont

Donc d'après le tableau notre pont est rangé en groupe 2 : pont important.

-Classification des zones sismiques :

Le territoire national est devisé en cinq zones de sismicité croissante :

Chapitre 5 : Etude de L'appareil d'appui

Zone 0 : négligeable.

Zone I : faible.

Zone II a : moyenne.

Zone II b : élevée.

Zone III : très élevée.

Notre ouvrage se situe à Tlemcen \longrightarrow zone I.

-Coefficient d'accélération des zones :

Groupe de pont	Zone sismique			
	1	2a	2b	3
1	0,15	0,25	0,3	0,4
2	0,12	0,2	0,25	0,3
3	0,1	0,15	0,2	0,25

Tableau5.6 : Coefficient d'accélération des zones

Groupe 2 et la zone 1 c'est à dire : Coefficient d'accélération A =0,12

b) Classification des sols :

A partir de rapport géotechnique mon ouvrage est implanté dans un sol meuble donc le site considéré dans cette étude est S3.

c) Analyse dynamique spectrale :

Le spectre de réponse élastique utilisé pour l'étude dynamique spectral du pont définit par deux composants, horizontale et verticale, elles sont définies comme suit :

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

M : la masse de tablier.

K : la rigidité

➤ Les composant horizontale

✓ Direction longitudinale

$$S_{ae}(T, \zeta) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} 552,5\eta - 1 \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta AgS \frac{T_2}{T} & T_2 < T < 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

G : accélération de la pesanteur.

S : Coefficient de site donné par le tableau.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Chapitre 5 : Etude de L'appareil d'appui

η : facteur de correction de l'amortissement : $(\eta = \sqrt{\frac{7}{2\zeta}})$

ζ : taux d'amortissement = 5%.

T1, T2 : période caractéristique associé à la catégorie de site donné par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,7
S	1	1,1	1,2	1,3

Tableau 5.7 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante horizontale

$M = 1072,098t$

$K = 504,167159 \text{ kn/m}$

$T = 0,92 \text{ s}$

$T1 = 0,2 \text{ s}$

$T2 = 0,5$ $0.5 < T < 3s$ Donc prendre 3^{ème} équation

$S = 1,2 \text{ s}$

$Sae (T, \zeta) = 2,5\eta AgS \frac{T2}{T} = 2,5 \times 1 \times 0,12 \times 9,81 \times 1,2 \times (0,5/0,92) = 1,9 \text{ m/s}^2$

$F1 = M \times Sae = 1072,098 \times 1,9 = 2036,98 \text{ t}$

Appuis	1	2
%	42,83	57,16
Fx	827,63	1164,34

Tableau5.8 : Les forces longitudinal

✓ **Direction transversal :**

Pour vérifier si le tablier est rigide la condition suivante :

$L/B < 5$ → $3,34 \text{ m}$ La condition vérifié

Appuis	1	2
Rigidité (KN/M)	2159,82721	2881,84438
Masse	536,049	1072,098
T(s)	1,3	1,7
Sae (m/s ²)	1,36	1,04
Fy	729,022	1114,98

Tableau5.9 : les forces transversales

Chapitre 5 : Etude de L'appareil d'appui

➤ Les composantes verticales

En général les périodes verticales sont nettement plus faibles que les périodes horizontales. On adopte en valeur moyenne de 0.5s.

Pour calculer les périodes on utilise la méthode de Rayleigh.

$$Sae^v(T) \text{ m/s}^2 \begin{cases} Ag\alpha \left(1 + \frac{T}{T_1} 2,5\eta - 1\right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta Ag\alpha & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta Ag\alpha \frac{T^2}{T} & T_2 < T < 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T^2}{T_2}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

G : accélération de la pesanteur (9.81m/s).

α : coef qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

$\alpha = 0.7$ pour les zones sismiques I IIa, IIb.

$\alpha = 1$ pour la zone sismique III

A : coef d'accélération de zone.

η : facteur de correction de l'amortissement : $\left(\eta = \sqrt{\frac{7}{2\zeta}} \right)$

ζ : taux d'amortissement = 5%.

T1, T2 : période caractéristique associé à la catégorie de site donné

T = 2/3 T1.

T = 0.7s.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,4
T3	1	1	1	1

Tableau 5.10 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante verticale

T = 0.7s

T1 = 0.2s 0.5 < T < 3s on prend la 3eme équation

T2 = 0.5s S = 1s

$$Sae^v(T) \text{ m/s}^2 = 2,5\eta AgS \frac{T^2}{T} = 2,5 \times 1 \times 0,12 \times 9,81 \times 0,7 \times (0,5/0,7) = 1,47$$

Appuis	1	2
Masse	536,49	1072,098
Sae	1,47	1,47
Fz	788,64	1575,98

Tableau 5.11 : Les forces verticales

4.4. Combinaisons sismiques :

La réponse dynamique est déterminée en combinant les actions sismiques comme suit :

Appuis	Fx	Fy	Fz	Fx+(0.3Fy)+(0.3Fz)	Fy+(0.3Fx)+(0.3Fz)	Fz+(0.3Fx)+(0.3Fy)
1	872,63	729,02	788,64	1327,93	990,81	1269,14
2	1164,3 4	1114,9 8	1575,9 8	1971,63	1937,05	2259,75

Tableau5.12: Combinaisons sismiques

Appuis	1	2
Hs(t)	132,793	193,705

Tableau5.13 : Calcul de Hs

Hs : effort sismique

4.5. Variation linéaire du tablier :

On doit vérifier que $\frac{\Delta Li}{Ti} < 0,5$ sachant $Ti = 0,06$ m.

Appui	1	2
$\frac{\Delta Li}{Ti}$	0,1	0,1

Tableau 5.14 : Variation linéaire du tablier

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Variation linéaire + freinage :**

La variation linéaire due au freinage est exprimée par :

$$\frac{\Delta Lf}{Ti} = \frac{Hf}{n G Ai}$$

Condition admissible qui doit être vérifiée est : $\frac{\Delta Li}{Ti} + \frac{\Delta lfi}{Ti} < 0,7$

$$\frac{\Delta lf1}{T1} = \frac{5,76}{6 \times 160 \times 0,12} = 0,05$$

$$\frac{\Delta lf2}{T2} = \frac{3,84}{6 \times 160 \times 0,12} = 0,033$$

Appui	1	2
$\frac{\Delta Lf}{Ti}$	0,05	0,033
$\frac{\Delta Li}{Ti} + \frac{\Delta lfi}{Ti}$	0,15	0,133

Tableau5.15 : variation linéaire + freinage

Chapitre 5 : Etude de L'appareil d'appui

➤ Vérification sous charge verticale :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15000 \text{ KN/m}^2$$

σ_m : Contrainte de compression sous N max.

$$N_{max} = 1200,24 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = \frac{1200}{0,12} = 10000 \text{ KN/m}^2 \leq 15000 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Z : Contrainte de cisaillement qui apparait au niveau du frettage

$$Z = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta} < 2800 \text{ KN/m}^2$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{0,3 \times 0,4}{2 \times 0,12(0,3+0,4)} = 7,14$$

$$Z = \frac{1,5 \times 10000}{7,14} = 2100,84 \text{ KN/m}^2 < 2800 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Sécurité au flambement :

On doit vérifier que : $\gamma_s \cdot p_u < p_c$.

Avec : γ_s : coefficient de forme = 3.

p_u : valeur maximale des charges verticales sous combinaison à l'état limite ultime.

p_c : la charge critique de l'appareil d'appui.

$p_c = 4GBS^2d/h$. B : aire nominale en plan de l'appui (B= a*b).

d : somme d'une épaisseur de frettes + l'astomètre.

G : module des cisaillements.

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

S : facteur de forme 6.12.

$$p_c = 4 \times 1,6 \times 0,12 \times 6,25^2 \times 0,015 / 0,06 = 7,5 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \cdot p_u = 3 \times 1,20 = 3,6 \text{ MN}$$

$$3,6 \text{ MN} < 7,5 \text{ MN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Limitation de la distorsion :

$$P = \frac{p_u}{p_c}$$

$$P = \frac{1,20}{7,5} = 0,16$$

Donc $P < 0,25$

On a $0,7 < \sigma_0 < 2$ et $\sigma_0 = C/T$

Avec :

C : petit côté pour un appui rectangulaire (c=0,3 m).

T : épaisseur total d'élastomère (hc=0,06 m).

$$\sigma_0 = 0,3 / 0,06 = 5$$

On prend $\sigma_0 = 2$

$$\sigma = D/T$$

D : déplacement max en tête de l'appareil d'appui. (0,00138 m)

$$\sigma = 0,023$$

Chapitre 5 : Etude de L'appareil d'appui

On doit vérifier que : $\delta < 0.7 + 4(\delta - 0.7)$.
 $0,023 < 5,9 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Condition de non glissement :**

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

$$\sigma_{\min} \geq 2000 \text{ KN/m} .$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{648,42}{0,3 \times 0,4} = 5403,5 \text{ KN/M}$$

$$\sigma_{\min} \geq 2000 \text{ KN/M} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

On doit vérifier que : $H < f \times N$.

Avec :

H : l'effort horizontal $H = 30t$

N : L'effort de compression vertical

$$N = 120,02 \text{ t}$$

f : Le coefficient de frottement $f = 0,1 + 0,6 / \sigma_{\min}$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 0,21$$

$$30t < 0,21 \times 120,02 = 25,20t \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre 6 :

L'infrastructure

1.Introduction :

Tout ouvrage comporte des éléments d'infrastructure et de superstructure, le tablier faisait office de séparation entre les deux, le préfixe « infra » indique que les éléments en questions se trouvent en dessous du tablier.

Ces éléments qui sont représentés en appuis dans le modèle RDM, servent à transmettre les charges au sol et faire la liaison avec le sol.

Donne mon projet on a seulement deux culée.

2.La culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- ✓ Sommier d'appui sur lequel repose le tablier.
- ✓ Mur garde grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- ✓ Deux murs latéraux du côté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique qui est la retenue latérale du remblai.
- ✓ Deux murs en retour qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- ✓ Dalle de transition : Elle est destinée à faire à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage et assure le confort des usagers.

2.1. Pré dimensionnement de la culée :

a) Mur de garde grève :

- ✓ Hauteur :

$$h = h_{\text{poutre}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$$

$$h = 1,50 + 0,30 + 0,20 = 2\text{m}$$

- ✓ Epaisseur du mur :

$$e = \max(0,30, h/8) \text{ m} = 30 \text{ cm.}$$

- ✓ Longueur du mur : la largeur de tablier + le joint : (10+0,4)

$$L = 10,4 \text{ m.}$$

b) Dalle de transition :

La dalle de transition a pour rôle de diminuer les déformations dues au tassement éventuel dans les remblais derrière la culée dont la longueur = à la longueur du remblai susceptible de tasser et dont l'épaisseur = 25 à 30 cm. Les barbacanes sont un drain qu'on dispose sur la face arrière de la culée

✓ La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule :

$$L = \min (6m ; \max (3m ; 0,6H))$$

H : hauteur du remblai qui est égal à 8,06 m .

$$L = 4,84m.$$

On prendre : **L=5m**

✓ L'épaisseur de la dalle varie entre 25 à 30cm.

On prendre **e=25cm**

La largeur : la largeur de chaussée +1m de chaque côté :

$$3,8 \times 2 = 8,6m + 1m = 8,6 m$$

c) Semelle

On prend :

✓ La longueur de la semelle $L = 11 m$.

✓ La largeur de la semelle $B = 6 m$.

La hauteur de la semelle $H=1,5$

d) Mur en retour

-**La pente** : 2/3

-**la largeur** : $M_1 = ((H-H_0)/p) + R$

Si $H < 5m$ $R \geq 5m$

Si $H > 5m$ $R \geq H/10$

Avec :

H : hauteur du mur en retour

H_0 : hauteur de la semelle = 1,5 m

Dans notre cas $H=8,06$

$H > 5m$ $R \geq 0,806$ on prendre $R=1m$

$$M_1 = 11 m$$

$$M_2 = (H-H_0) / 2$$

$$M_2 = 3,5m$$

Epaisseur :40cm

e) Mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée.

Son épaisseur (e) en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis, et l'about de la poutre

$$e = e_1 + e_2 + e_3 + e_4$$

Avec :

e1 : distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord (e1 = 35cm).

e2 : about de la poutre (e2 = 60cm)

e3 : épaisseur de joint de dilatation (e3 = 13cm)

e4 : épaisseur de mur garde grève (e4 = 25cm)

e = 1,33 m

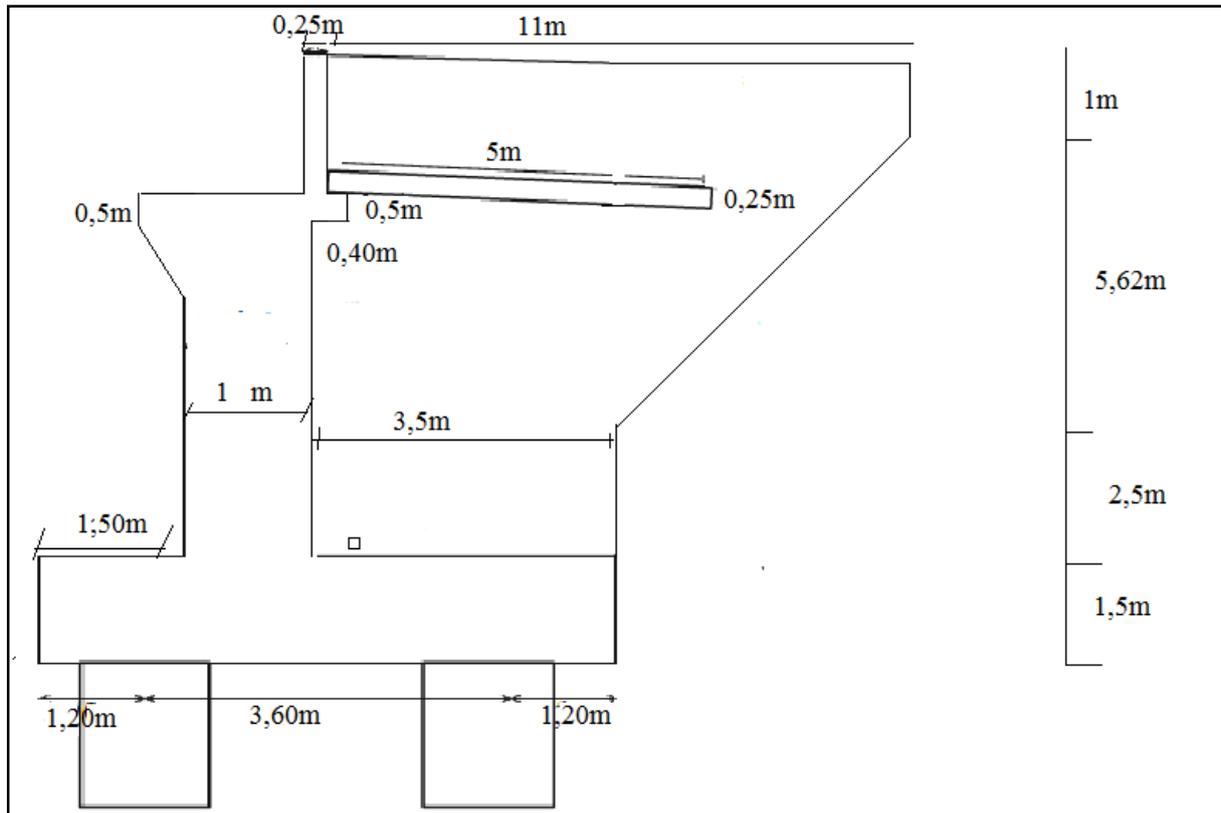


Figure 6.1 : dimensionnement de la culée

3. Vérification de la stabilité de la culée :

➤ **Sous la charge permanentes :**

	Eléments		Vi(t)		d/o	M/0
	Mur garde grève	1	0,30x2x10,4x2,5	15,6	2,35	36,66
	Mur de front	2	1x10,4x2,5x6,77	176,02	1,9	334,44

Culée	Corbeau	3	0,5 x0,4x2,5x10,4	5,2	2,65	13,78	
	Semelle	4	6x1,5x11x2,5	247,5	3	741,9	
	Mur en retour	5	3,5x9,12x0,8x2,5	63,84	4,15	264,94	
		6	(10,62x5x0,8x2,5)/2	53,1	9,44	501,26	
		7	1,2x10,62x0,8x2,5	25,49	11,21	285,74	
	Dalle de transition	8	0,25x5x2,5x8,6	26,88	4,9	131,71	
					613,63		
							2242,14

Tableau6.1 : La décente des charges de la culée

➤ **Calcul de l'excentricité Vi/0 :**

$$e = M/V = 2242,14 / 613,63 = 3,65 \text{ m}$$

$$e/B = e - B/2 = 3,62 - 6/2 = 0,62 \text{ m}$$

$$0,6\text{m} < B/6 = 1\text{m}$$

Donc la force située à l'intérieur de noyon central de la semelle

➤ **Calcul en construction avec remblais :**

✓ **Poussée des terres :**

$$P_h = 0,5 K_a h^2 \gamma L$$

Avec :

K_a : coefficient actif : 0,33

γ : Poids volumique du remblai, on prendre 1.8 t/m³.

h : hauteur de la culée = 10,62 m

L : longueur du mur de front – 2 fois épaisseur de mur en routeur = 6,37m

$\Psi = 30^\circ$ Angle de frottement.

$$K_a = \frac{1 - \sin \Psi}{1 + \sin \Psi} = 0,33$$

$$P_h = 0,5 \cdot 0,33 \cdot 10,60^2 \cdot 1,8 \cdot 6,37 = 213,38 \text{ t}$$

Son bras de levier est : $h/3 = 10,62/3 = 3,54 \text{ m}$

Chapitre 6 : L'Infrastructure

✓ **Poids des terres :**

$$P_t = 5 \times 6,37 \times 10,62 \times 1,86 = 629,14 \text{ t}$$

✓ **Surcharge de remblai :**

$$\sigma_h = K_a \cdot q \cdot s$$

$$\sigma_h = 0,33 \cdot 1,2 \cdot (10,60 \times 6,37) = 26,79 \text{ t}$$

$$\sigma_v = q \cdot s = 81,18 \text{ t}$$

Désignation	Vi(t)	Hi(t)	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	613,63		4,14	2540,43	
Poussée des terres		213,38	5,04		1075,44
Poids des terres arrière	629,14		4,25	2673,85	
Surcharge remblais h		26,79	6,81		182,44
Surcharge remblais v	81,18		4,25	345,0,2	
Réaction du tablier	1072,03		1,15	174,8	
	$\Sigma=2395,98$	$\Sigma=240,17$		$\Sigma=6792,13$	$\Sigma=1257,88$

Tableau 6.2 : Calcul en construction avec remblais

✓ **Vérification au renversement :**

$$F_R = \frac{\Sigma \text{ moment stabilisateur}}{\Sigma \text{ moment renversant}} \times \text{coefficient de frottement}$$

$$F_R = \frac{6792,13}{1257,88} \times 0,51 = 2,74 > 1,5 \quad \text{donc pas de risque de renversement}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{\Sigma \text{ Force stabilisateur}}{\Sigma \text{ Force renversant}}$$

$$F_R = \frac{2395,98}{240,17} = 9,98 > 2 \quad \text{donc pas de risque de glissement .}$$

4. Etude de la culée sur les différentes combinaisons d'actions :

➤ **Combinaison fondamentale à l'ELU :**

$$1.35G + 1.6A(l) + 1.6 Q + 1.6 Q_f + 0.9Q_{vl}$$

Désignation	Coef	V(t)	H(t)	d/0	Ms /0	Mr/01
Culée	1,35	528,4		4,14	2187,58	
Poussé des terres	1,35		288,06	5,04		1451,822
Poids des terres arrière	1,35	849,33		4,25	3609,65	
Réaction du tablier	1,35	69,58		1,15	80,017	
Surcharge A(l)	1,6	18,37		2,35	43,17	
Freinage	1,6		20,56	5,74		118,01
Variation linéaire	0,9		0,1	5,74		0,57
Surcharge remblai horizontal	1,5		40,19	6,81		273,70
Surcharge remblai verticale	1,5	121,77		4,25	517,53	
		Σ=1587,45	Σ=348,9		Σ=6437,95	Σ=1844,10

Tableau 6.3 : les efforts sollicitant la culée a l'E.L. U

✓ **Vérification au renversement :**

$$F_R = \frac{\Sigma \text{ moment stabilisateur}}{\Sigma \text{ moment renversant}} \times \text{coefficient de frottement}$$

$$F_R = \frac{6437,95}{1844,10} \times 0.51 = 1.78 > 1,5 \quad \text{donc pas de risque de renversement.}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{\Sigma \text{ Force stabilisateur}}{\Sigma \text{ Force renversant}}$$

$$F_R = \frac{1587,45}{348,9} \times 0,51 = 4,55 > 2 \text{ donc pas de risque de glissement :}$$

➤ **Combinaison fondamentale à l'ELS :**

$$G + Q + 1.2 A(l) + 1.2 Q_f + 0.6 Q_vl$$

Désignation	Coef	V(t)	H(t)	D/0	Ms/0	Mr/0
Culée	1	613,63		4,14	2540,43	
Poussé des terres	1		213,38	5,04		1075,44
Poids des terres arrière	1	629,14		4,25	2673,85	
Réaction du tablier	1	1072,03		1,15	1232,83	
Surcharge A(l)	1,2	13,78		2,35	32,38	
Freinage	1,2		15,42	5,74		88,51
Variation linéaire	0,6		0,06	5,74		0,344
Surcharge remblai horizontale	1		26,79	6,81		182,44
Surcharge remblai verticale	1	81,18		4,25	345,02	
		$\Sigma=2409,76$	$\Sigma=255,19$		$\Sigma=6824,51$	$\Sigma=1344,09$

Tableau.6.4 : les efforts sollicitant la culée a l'E.L. S

Chapitre 6 : L'Infrastructure

✓ **Vérification au renversement :**

$$F_R = \frac{6824,51}{1344,09} \times 0,51 = 2,55 > 1,5 \quad \text{donc pas de risque de renversement}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{2409,76}{259,19} = 9,30 > 2 \quad \text{donc pas de risque de glissement}$$

➤ **Combinaison fondamentale accidentelle :**

$$G + 0.6[A(l) + Q_{tr}] + 0.4 Q_{vl} + Q_s$$

Désignation	Coef	V	H	D	Ms/0	Mr/0
Culée	1	613,63		4,14	2540,42	
Poussé des terres	1		213,38	5,04		1075,44
Poids des terres arrière	1	626,14		4,25	2661,09	
Réaction du tablier	1	1072,03		1,15	1232,83	
Surcharge A(l)	0,6	6,89		2,35	16,19	
Séisme	1		132,793	5,48		727,71
Variation linéaire	0,5		0,05	5,74		0,29
Freinage	0,6	7,71		5,74	44,26	
Surcharge remblai horizontale	1		26,79	6,81		182,44
Surcharge remblai verticale	1	81,18		4,25	345,02	
		Σ=2407,58	Σ=373,01		Σ=6839,81	Σ=1985,88

Tableau.6.5 : les efforts sollicitant la culée ont Combinaison fondamentale accidentelle

✓ **Vérification au renversement :**

$$F_R = \frac{6839,81}{1985,88} \times 0,51 = 1,75 > 1,5 \quad \text{donc pas de risque de renversement}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{2407,58}{373,01} = 6,45 > 2 \quad \text{donc pas de risque de glissement}$$

5. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée :

5.1. : Mur garde grève :

Le mur est soumis à la poussée des terres engendrée par les remblais de la face arrière, force de freinage et son poids propre. Il est supposé encastré à la base.

On propose que La surcharge du remblai $q = 1,2 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_h = K_a \times \gamma \times h + K_a \times q$$

Avec :

L'angle de frottement $= 30^\circ$

$$K_a = 0,333$$

$$h = 0 \quad \sigma_h = 3,996 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 2 \text{ m} \quad \sigma_h = 16,54 \text{ kn/m}^2$$

$$F_1 = 3,996 \times 2 = 7,992 \text{ kn/m}^2$$

$$F_2 = (16,54 - 3,996) \times 2/2 = 12,54 \text{ kn/m}^2$$

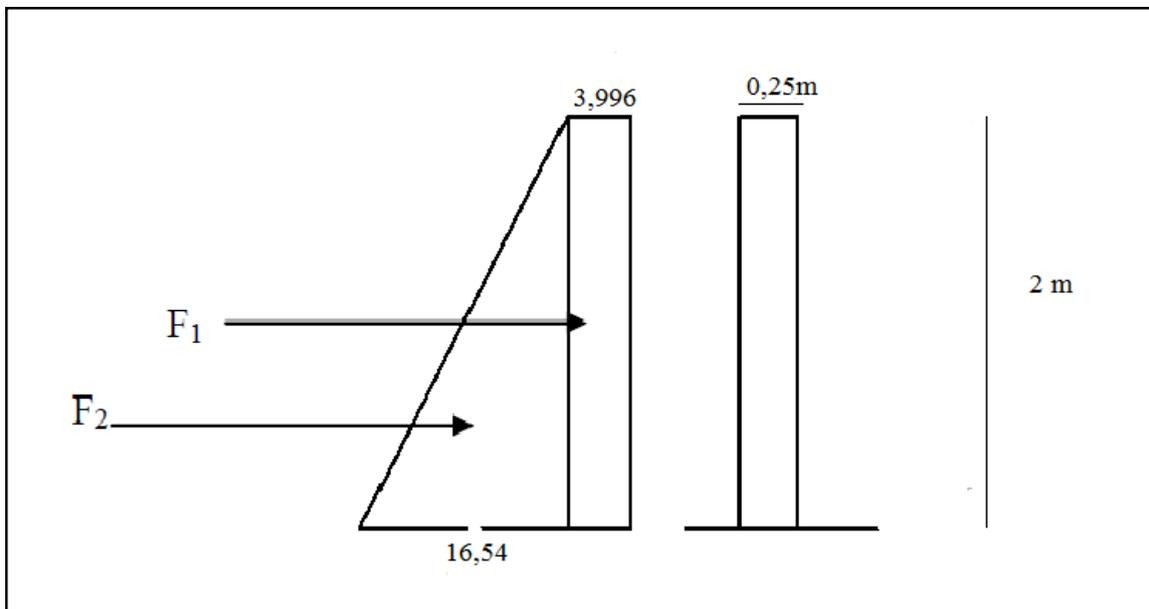


Figure 6.2 : les efforts agissant sur le mur garde de grève

✓ **Cas fondamentale :**

• **Moment d'encastrement :**

$$M = F_1 \times h/2 + F_2 \times h/3 = 16,35 \text{ KN /ml}$$

M(MN.m)	0,01635
μ	0,001
A	0,0012
Z(m)	0,18
Ast(cm ²)	2,6

Tableau6.6 : le ferrailage du mur garde grève (cas fondamentale)

$\mu=0.001 < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures

✓ **Cas accidentelle :**

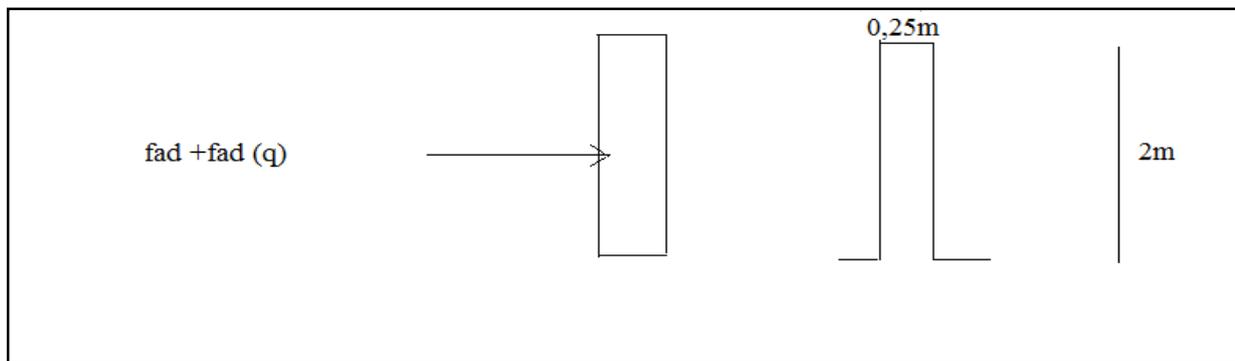


Figure6.3 : les efforts agissant sur le mur garde de grève

a) La poussée dynamique des terres :

$$F_{ad} = 1/2 \gamma (1 \pm K_v) H^2 \cdot K_{ad}$$

$K_h = A = 0,12$ (voire la partie sismique dans le chapitre de l'appareils d'appuis).

$$K_v = 0,3 \times K_h = 0,036$$

$$K_{ad} : \text{ l'inclinaison de la grante en cas de séisme} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right)}$$

Avec :

$$\Theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right) = 7,09$$

$$H = 2\text{m}$$

γ = généralement le poids volumique de remblai sélectionné 1,8 t/m³

ϕ = mblais angle de frottement interne du remblai sas cohésion : 30°

β = angle de surface du remblai sur horizontale variable suivant le type de remblais donne ce cas = 0°

Donc :

Kad= 0,41

Fad= 15,80 KN

b) La poussée due à la surcharge :

$$Fad(q) = \frac{q \times H}{\cos \beta} (1 \pm K_v) \cdot Kad = 10,19 \text{ KN}$$

$$Mu = (Fad + Fad(q)) \cdot H/2 = 25,99 \text{ KN.m}$$

Mu	0,02599
μ	0,0162
A	0,04
Z	0,18
Ast (cm ²)	4,1

Tableau6.7 : le ferrailage du mur garde grève (cas accidentelle)

$\mu = 0.00162 < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures

Ferrailage min d'après R.P.O.A

$$A_{min} = 0,6 \% B = 0,6 (0,25) \cdot 1 = 15 \text{ cm}^2$$

Ast < Amin on ferrailage R.P.O.A

Donc on a :

$$7 \text{ T16} = 14,07 \text{ cm}^2 \text{ partie tendue avec espacement de 15cm}$$

$$7 \text{ T16} = 14,07 \text{ cm}^2 \text{ partie comprimée avec espacement de 15cm}$$

Armature de répartition :

$$A = 25\% A_s = 3,52 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors partie tendue 4T12 et espacement 20cm

5.2. La dalle de transition :

Elle calculée comme une poutre reposant d'un coté sur le corbeau et de l'autre sur le remblai

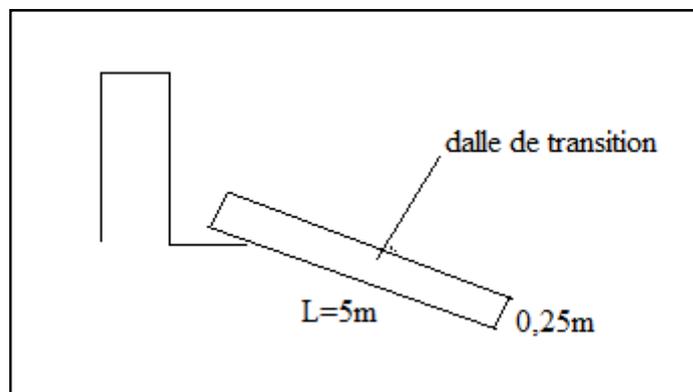


Figure6.4 : dalle de transition

✓ **Evaluation des charges :**

Chapitre 6 : L'Infrastructure

Poids propre de la dalle : $0,25 \times 1 \times 2,5 = 0,629 \text{ t/ml}$

Poids des terres : $1 \times (2-0,25) \times 1,86 = 3,255 \text{ t/ml}$ —————→ $\{\sum q = 5,26 \text{ t/ml}$

Surcharge des remblais : $1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/ml}$

Revêtement des chaussées : $0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml}$

✓ **Ferraillage de la dalle :**

ELU :

$$q_u = 1,35 (0,629 + 3,225 + 0,176) + 1,5(1,2) = 7,24 \text{ t/ml}$$

$$M_u = q l^2 / 8 = 7,24 \times 25 / 8 = 22,63 \text{ t.m}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 5,23 \text{ t/m}$$

$$M_s = 5,23 \times 25 / 8 = 16,34 \text{ t.m}$$

Mu(MN.m)	0,2263
μ	0,026
A	0,033
Z	0,22
Ast(cm ²)	29,29

Tableau 6.8 : ferraillage de la dalle a l'ELU

$$\mu = 0,026 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Section à simple armatures}$$

On prendra 7T25 (34,34 cm²) avec un espacement de 15 cm

✓ **Vérification a L'ELS :**

Détermination de l'axe neutre (x) :

$$b x^2 / 2 + n \times A_{sc} (x - d') - n \times A_{st} (d - x) = 0 \dots \dots \dots (*)$$

$$(*) \dots 0,5 x^2 + 515,1 * 10^{-4} - 115,9 * 10^{-4} = 0$$

$$\mathbf{X = 0,11}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * X}{I}$$

$$I = \frac{b * X^3}{3} + n * A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 11,25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 15,65 \text{ M pa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ M pa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms*(d-X)}{I} = 245,36 \text{ M pa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; \max(0,5 f_e, 110\sqrt{nf_{t28}}))$$

$$F_{t28=2,7}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66 ; 228,63) = 228,63 \text{ M pa}$$

$$\sigma_{bc} = 15,65 \text{ M pa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = 245,36 > \bar{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ M pa} \quad \text{condition nom vérifié}$$

On augmente la section d'armature on adopte $A_{st} = 39,25 \text{ cm}^2$ (8T25)

$$\sigma_{bc} = 13,65 \text{ M pa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = 140,36 > \bar{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ M pa} \quad \text{condition vérifié}$$

✓ Vérification des conditions de nom fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 3,3 \text{ cm} < A_{st} \quad \text{condition vérifier}$$

✓ Armature de répartition :

$$A = 25\% A_s = 25\% (34,34) = 8,59 \text{ cm}^2$$

On prendre : 6 T14 (9,84 cm²) avec un espacement de 15 cm

✓ Vérification de l'effort de tranchant :

$$V_u = q_u l / 2 = 18,1 \text{ t/ml}$$

$$Z_u = V_u / d < 0,07 f_{cj} / \gamma_b$$

$$Z_u = 18,1 / 0,9 \times 0,25 < 0,07 \times 35 / 1,5 = 1,63 \text{ M pa}$$

$$Z_u = 0,80 \text{ M pa} < 0,07 \times 35 / 1,5 = 1,63 \text{ M pa} \quad \text{condition vérifier}$$

5.3. Le CORBEAU :

Il forme un appui à la dalle de transition encastré sur le mur de grève. On calcule le corbeau comme une console encastrée sur le mur garde grève.

✓ Condition d'une console courte :

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max(a ; L) \quad \text{et} \quad L = 50 \text{ cm} ; a = 20 \text{ cm}$$

$$d \geq 0,5 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Donc ; } d = 50 \text{ cm}$$

✓ Cisaillement :

On va vérifier le cisaillement dans le corbeau.

$$Z_{\text{adm}} = \min(4 ; 0,03(2+\phi) \times \min(f_{c28}, 30))$$

$$\phi = \min(d/a ; 4 \text{ M pa}) = 1,25$$

$$Z_{\text{adm}} = 292,5 \text{ t}$$

$$Z_{\text{adm}} = 2,92 \text{ M pa}$$

$$Z_u = \frac{V_u}{bd} = 18,1/0,45 = 0,4022 \text{ M pa}$$

$Z_u < Z_{adm}$ condition vérifiée

$$Z = \min (0,75 \times d \times (1 + \phi/10) ; 1,2 \times a \times (0,8 + \phi/5))$$

$$Z = 0,42$$

$$M_u = \frac{V_u \times l}{2} = \frac{18,1 \times 0,5}{2} = 4,52 \text{ t.m}$$

Le ferrailage est : $A_{st} = \frac{4,52}{0,42 \times 34782} = 3,093 \text{ cm}^2$ (section d'armature fable)

✓ **Ferrailage minimum d'après le R P O A :**

$$A_{min} = 0,6\% B \quad A_{min} = 0,6\% \times (0,5 \times 1) = 30 \text{ cm}$$

On compare : $A_{st} = 2,1 \text{ cm}$ A_{min} (R.P.O.A)

On adoptera alors : ferrailage min R.P.O.A

On choisit : $A_{st} = 34,36 \text{ cm}$ (7HA25) avec un espacement de 15 cm

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = 25\% A_{st} \quad 25\% \times (34,36) = 8,6 \text{ cm}$$

On adopte : $A_r = 9,24 \text{ cm}$ (6T14) avec espacement de 20 cm

5.4. Mur de front :

Le mur de front et calculer en flexion composé :

Pour évaluer le moment d'encastrement au pieds du mur ; on prend en considération :

- *Poids propre
- *Poussée des terres
- *Surcharge du remblai
- *Variation linéaire
- *Effort de freinage
- *Séisme

➤ **Combinaison fondamentale à l'ELU :**

$$1.35G + 1.5Q + 1.6A(l) + 1.6 Q_f + 0.8 Q_{vl}$$

Désignation	Coef	Efforts	Vi (t)	Hi (t)	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
M.G.G	1,35	0,30x2x2,5	2,03		2,35	4,77	
M.F	1,35	1x2,5x6,77	22,85		1,9	43,42	
Corbeau	1,35	0,5 x0,4x2,5	0,675		2,65	1,788	

Chapitre 6 : L'Infrastructure

Poussée des terres	1,35	0,5 x 0,33 10,60 ² x 1,8		45,22	5,04		227,91
Réaction du tablier	1,35	1072,03/10,4	139,16		1,15	160,034	
Variation linéaire	0,8	0,1/10,4		0,015	5,74		0,086
Freinage	1,6	12,85/10,4		1,98	5,74		11,37
Surcharge A(l)	1,6	11,48/10,4	1,77		2,35	4,16	
Surcharge remblai verticale	1,5	x 0,33 10,60 x 1,2	6,30		4,25	26,775	
Surcharge remblai horizontale	1,5	1,2x5		9	6,81		38,25
			Σ=172,79	Σ=56,215		Σ=240,09	Σ=300,66

Tableau 6.9 : Les efforts sollicitant à la culée à l'ELU

➤ **Combinaison fondamentale à l'ELS :**

$$G + Q + 1.2 A(l) + 1.2 Q_f + 0.6 Q_vl$$

Désignation	Coef	Vi (t)	Hi (t)	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
M.G.G	1	1,5		2,35	3,53	
M.F	1	16,93		1,9	32,17	
Corbeau	1	0,5		2,65	1,325	
Poussée des terres	1		33,50	5,04		168,84
Réaction du tablier	1	103,08		1,15	118,54	

Variation linéaire	0,6		0,011	5,74		0,06
Freinage	1,2		1,49	5,74		8,55
Surcharge A(l)	1,2	1,32		2,35	3,102	
Surcharge remblai verticale	1	4,2		4,25	17,85	
Surcharge remblai horizontale	1		6	6,81		40,86
		Σ=127,53	Σ=41,001		Σ=176,52	Σ=218,31

Tableau6. 10 : Les efforts sollicitant à la culée à l'ELS

➤ **Ferraillage du mur de front :**

- h= 1 m
- b = 1m
- d'=0,05m
- d = h-d'=0,95 m

• **A L'ELU**

Nu=Vi=**172,79t**, Mu=Mr-Ms=60,57t
 e=Mu/Nu =0,35 > h/6 =0,17

Donc la section partiellement comprimée.

Mau = Mu + Nu (d -h/2) = 138, 33 t.m

$$\mu = \frac{Mau}{bd^2Fbc} = \frac{1,3833}{1(0,95)^2 19,83} = 0,077 < 0,392$$

$\alpha = 0,1$

Z=0,91m

Ast₁= 43,35 cm²

Donc on choisir :6 T32 (48,23 cm²)

• **Vérification ELS :**

Ns=Vi =127,53t

Mu=Mr-Ms= 41,79 t

e=Mu/Nu =0,27 > h/6 = 0,17

Donc la section partiellement comprimée.

Mas= Ms + Ns (d -h/2) = 99,18 t.m

$$\mu = \frac{Mas}{bd^2Fbc} = 0,05 < 0,392$$

$$\alpha = 0,017$$

$$Z=0,92\text{m}$$

$$Ast_2 = 30,82 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit le maximum $(Ast_1, Ast_2) = 48,23$ (6T32)

5.6. Mur en retour :

Le mur en retour s'agit d'une plaque encadrée sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge répartie dont la densité est variable

Pour simplifier l'étude, on va diviser le mur en trois parties.

✓ Cas fondamentale :

Chargées et surchargées par :

- Poussée des terres
- Surcharge du remblai

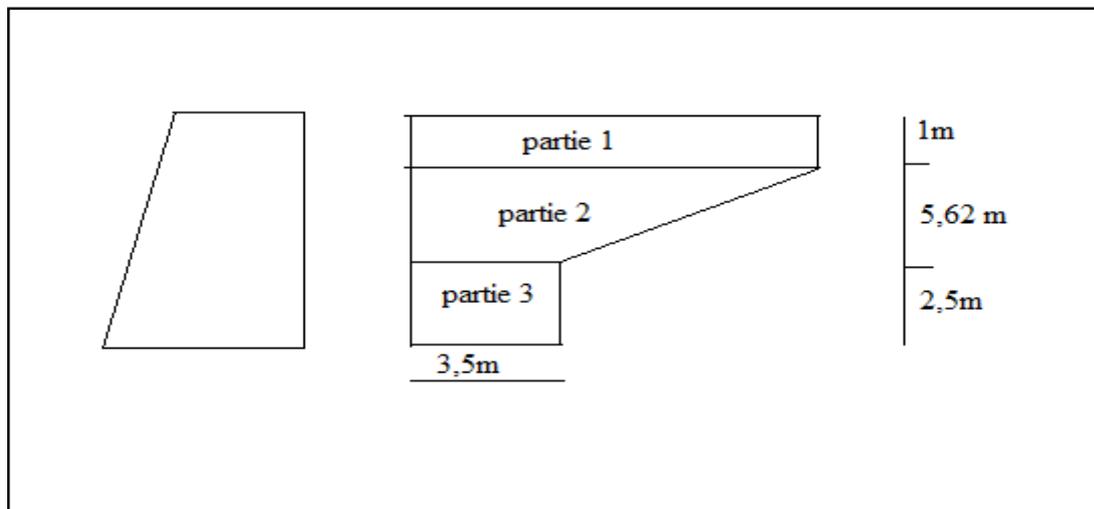


Figure6.5 : mur en retour

• Détermination des contraintes le long de mur :

$$Ka = 0,33$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$q = 1,2 \text{ t/m}^2$$

- **ELU :**

$$\sigma(h) = Ka (1,35 \gamma h + 1,5q)$$

- **ELS :**

$$\sigma(h) = Ka (\gamma h + q).$$

h(m)	σ(t/m ²)	
	ELU	ELS
0	0,594	0,399
1	1,396	0,99
6,62	5,91	4,33
9,12	7,91	5,81

Tableau 6.11 : les contraintes agissant sur le long de mur

Partie 1 :

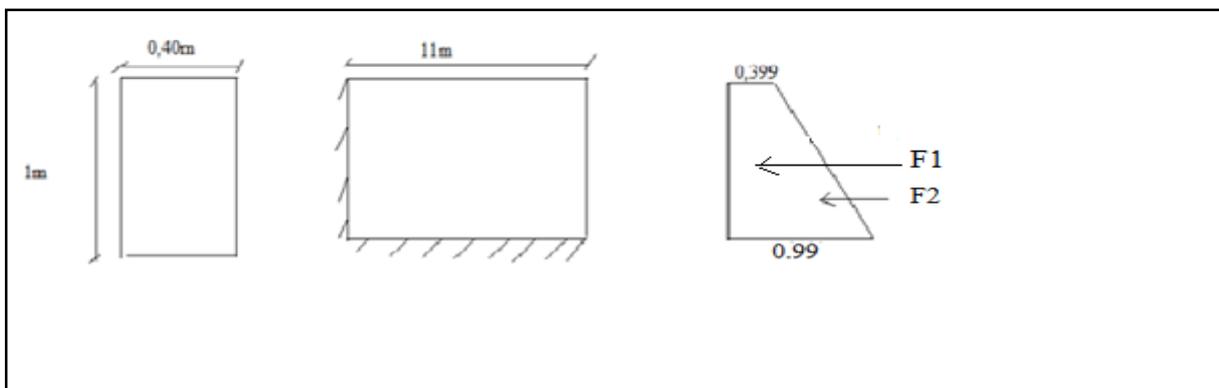


Figure6.6 : les efforts agissant sur le long de mur partie 1

ELU :

$$F1 = 0,3996 \times 1 \times 11 = 4,396 \text{ t}$$

$$F2 = (0,591 \times 1 \times 11) / 2 = 3,256 \text{ t}$$

$$M1 = 4,396 \times \frac{1}{2} = 2,20 \text{ t.m}$$

$$M2 = 3,256 \times \frac{1}{3} = 1,085 \text{ t.m}$$

$$\text{D'où : } M_u (1) = M1 + M2 = 3,332 \text{ t.m}$$

ELS :

$$F1 = 0,594 \times 11 \times 1 = 6,534 \text{ t}$$

$$F2 = 0,802 \times 1 \times 11 = 8,822 \text{ t}$$

$$M1 = 6,534 \times 0,5 = 3,267 \text{ t.m}$$

$$M2 = 2,94$$

$$M_u (1) = M1 + M2 = 6,20 \text{ t.m}$$

μ	0,023
A	0,029
Z	0,355
Ast (cm²)	5

Tableau 6.12 : ferrailage du mur en retour à l'ELU (partie 1)

✓ **Le ferrailage minimum du R.P.A :**

$$A_{min} = 0,5\% S = 20\text{cm}^2$$

On choisit (7 T 20) 21,99 cm² avec un espacement de 15cm.

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = 25\% A_S = 5,49\text{cm}^2$$

On choisit (6T 12) 6,79 cm² avec un espacement de 10cm.

Partie 2 :

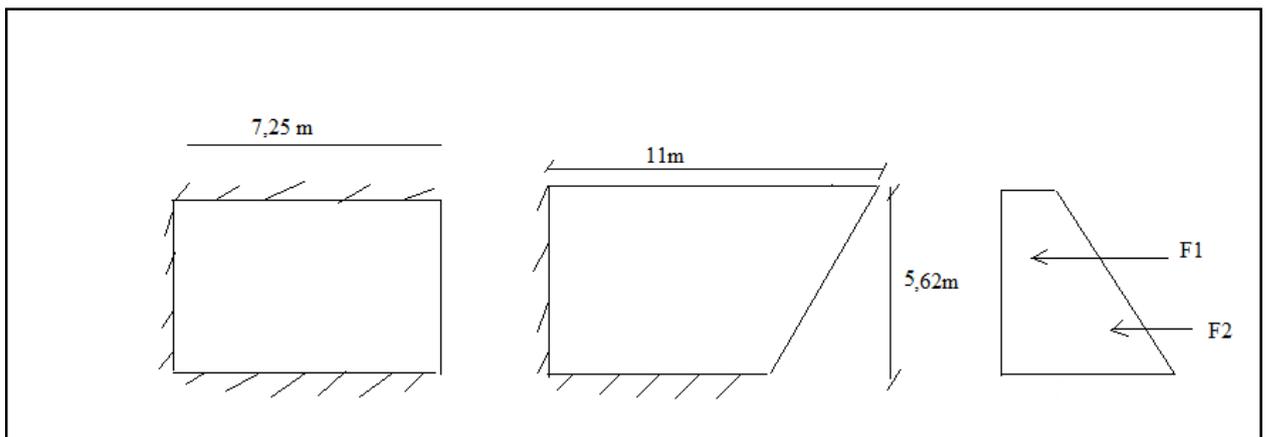


Figure 6.7 : les efforts agissant sur le long de mur partie 2

ELU :

$$q = \frac{5,91 + 1,396}{2} = 3,65 \text{ t/m}^2$$

$$Q = q l_x l_y = 148,72 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$q = \frac{4,33 + 0,99}{2} = 2,66 \text{ t/m}^2$$

$$Q = q l_x l_y = 108,38 \text{ t/m}^2$$

$\rho = l_x/l_y = 0,77 > 0,40$ donc la dalle portée dans les deux sens

On utilise les abaques des Pigeaud

$\rho=0,77$ et $1/\rho = 1,29$

$M1=0,046$

$M2 = 0,026$

$Mx = (M1 + Vm2) Q$; $M2 = (VM1 + M2) Q$

En l'ELU ($v=0$) :

$Mx = 6,84 \text{ t.m}$

$My = 3,87 \text{ t.m}$

$Mx > My$ donc le ferrailage dans le sens X.

μ	0,027
A	0,033
Z	0,36
$Ast(\text{cm}^2)$	5,5

Tableau6. 13 : ferrailage de mur en retour à l'ELU (**partie 2**)

✓ **Le ferrailage minimum du R.P.A :**

$A_{min} = 0,5\% S = 20 \text{ cm}^2$; $A_{min} > A_{st}$

On choisit (7 T 20) $21,99 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15cm.

✓ **Armature de répartition :**

$A_r = 25\% A_s = 5,49 \text{ cm}^2$

On choisit (6T 12) $6,79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 10cm.

- **Partie 3**

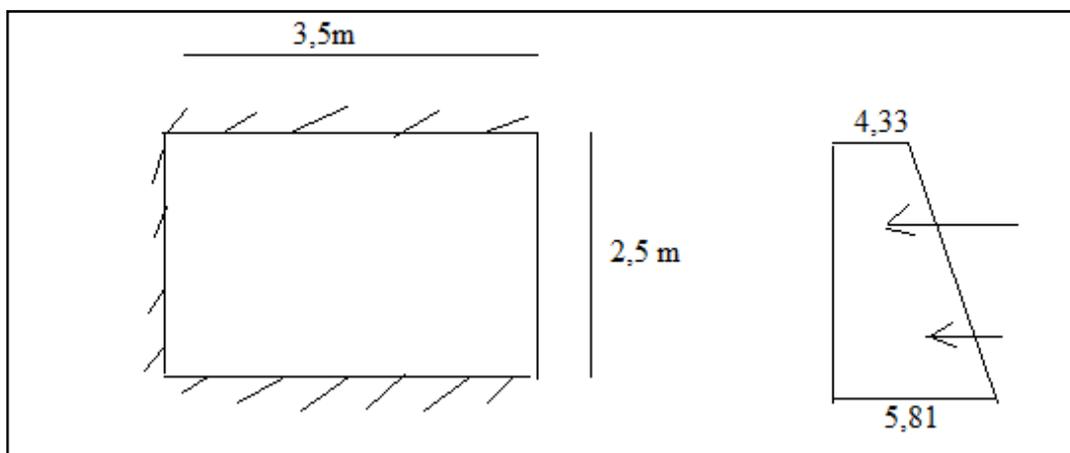


Figure 6.8 : les efforts agissant sur le long de mur partie 3

ELU :

$$q = \frac{5,81 + 4,33}{2} = 5,07 \text{ t/m}^2$$

$$Q = q l_x l_y = 44,36 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$q = \frac{7,91 + 5,91}{2} = 6,91 \text{ t/m}^2$$

$$Q = q l_x l_y = 60,46 \text{ t/m}^2$$

$\rho = 0,71 > 0,40$ donc la dalle portée dans les deux sens

$$1/\rho = 1,40$$

On utilise les abaques des Pigeaud

$$M1 = 0,044$$

$$M2 = 0,024$$

EN L'ELU :

$$M_x = 9,78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5,33 \text{ KN.m}$$

$M_x > M_y$ donc le ferrailage dans le sens X.

μ	0,0038
A	0,0047
Z	0,36
Ast	7,82

Tableau 6.14 : de ferrailage de mur partie 3

✓ **Le ferrailage minimum du R.P.A :**

$$A_{min} = 0,5\% S = 20\text{cm}^2; A_{min} > A_{st}$$

On choisit (7 T 20) $21,99 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15cm.

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = 25\% A_s = 5,49\text{cm}^2$$

On choisit (6T 12) $6,79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 10cm.

➤ **Cas accidentelle :**

$$F_{ad} = 0,5 \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

$K_v = 0,036$ (voir la partie du mur de grade de grève)

$K_{ad} = 0,41$ (voir la partie du mur de grade de grève)

$F_{ad} = 3,95 H^2$

✓ **La poussée due à la surcharge du remblai :**

$F_{ad}(q) = \frac{q H}{\cos \beta} (1 \pm K_v) K_{ad} = 5,10 H$

$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q))$

Hauteur(m)	F_{ad} (KN/m ²)	$F_{ad}(q)$ en (KN/m ²)	$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q))$ en(KN/m ²)	\dot{u} (KN. m)	Ast (cm ²)
1	3,95	5,1	9,05	0,0035	0,72
5,62	124,76	28,66	153,42	0,011	12,28
2,5	24,69	12,75	37,44	0,0058	2,96

Tableau 6.15 : de ferrailage de mur dans le cas accidentel

On choisit le ferrailage minimum.

6. La semelle

6.1 Pré-dimensionnement :

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L = 3\Phi_p = 3 \times (1,2) = 3,6 \text{ m}$$

La largeur de la semelle est donnée par :

$$B \geq L + \Phi_p + 30 \text{ cm} = 5,1 \text{ m}$$

On prend $B = 6 \text{ m}$

La longueur de la semelle donnée par :

$$A \geq \max(B ; \Phi_p) + 30 \text{ cm}$$

$$A = 11 \text{ m}$$

La hauteur de la semelle est calculée par la méthode des bielles :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \left\{ \begin{array}{l} 1,47 \leq \tan \theta = \frac{d}{x} \leq 1,925 \\ x = \frac{L}{2} - \frac{\Phi_p}{4} = 1,5 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{donc } 2,21 \leq d \leq 2,89 \quad ; \text{ on prend } d = 1,5$$

$$H = d + 5 \text{ cm} = 1,6 \text{ m}$$

6.2 Ferraillage de la semelle :

On a les moments et l'effort normal maximum trouvé dans la partie précédente

Les combinaisons	N(t)	M= Ms-Mr	Référence
ELU	1587,45	4593,85	Tableau3.3
ELS	2409,76	5480,42	Tableau3.4
Accidentelle	2407,58	4853,93	Tableau3.5

Tableau 6.16 : les sollicitations au niveau de la semelle

Donc : $N_{max} = 2409,76 \text{ t}$; $M_{max} = 5480,42 \text{ t}$

On applique la méthode des bielles, c'est-à-dire on vérifié la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \longrightarrow \text{condition vérifié} \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \longrightarrow 1,6 \text{ m} > -3,7 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\sigma = \frac{Nu}{B} \pm \frac{Mu V}{I}$$

Avec :

B : section des pieux

V : L'excentricité : 1,65m

Soit S la section d'un pieu.

On a 2 fils de 3 pieu

$$N : \text{nombre de pieu} = \frac{\text{effort max}}{\text{capacité portant d'un pioux}} = \frac{2409,76}{471} = 5,12$$

On prend 6 pieu

$$B=6S$$

La réaction sur chaque pieu : $R = \sigma S$

I: inertie des pieux = $2 \times 3 \times (1,65)^2 \times S = 16,4 S$

$$R = s \left(\frac{Nu}{6s} \pm \frac{Mu V}{16,4 S} \right) = \frac{Nu}{6} \pm \frac{Mu V}{16,34}$$

$$R1 = 5,53 \text{ MN} ; R2 = -2,52 \text{ MN}$$

$$F_s = \frac{R_{max}}{\tan \theta} = \frac{8,55}{\frac{d}{x}} = \frac{5,53}{1} = 5,53 \text{ MN}$$

$$A_{su} = \frac{1,1 F_s}{\sigma_{su}} = \frac{9,405}{434,78} = 216,3 \text{ cm}^2$$

C'est armateur transversale Sant placer dans les bandes axées entre les pieux, ayant pour largeur telle que :

$$L = h + \Phi_p = 1,50 + 1,2 = 2,7$$

On choisir comme ferrailage : 28HA32 (225,08 cm²)

Entre les différentes bandes en placera des armateurs de répartition :

$$A_t = A_s / 3 = 75,03 \text{ cm}^2$$

On choisir comme ferrailage : 16HA25 (78,5 cm²)

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0,23 f_t 28}{400}$$

$$\frac{0,022508}{1,5 \times 6} \geq \frac{0,23 \times 2,22}{400}$$

$$2,5 \cdot 10^{-3} \geq 1,28 \cdot 10^{-3} \text{ condition vérifié.}$$

➤ **Armateur longitudinale inferieur dans la semelle :**

$$A_L = A_s / 3 = 75,03 \text{ cm}^2$$

On choisir comme ferrailage : 16HA25 (78,5 cm²)

$$A_T = A_s / 10 = 22,5 \text{ cm}^2$$

On choisir comme ferrailage : 8HA22 (25,64 cm²)

➤ **Armateur longitudinale supérieur dans la semelle :**

$$A_L = A_s / 3 = 75,03 \text{ cm}^2$$

On choisir comme ferrailage : 16HA25 (78,5 cm²)

A la base des cadres verticaux on placera des armateurs transversaux se forme de chaise (HA14) une chaise par m²

7. Etude de pieu de la culée sous charge verticale par la méthode préssiométrique :

7.1. Calcul de la force portante ultime :

$$Q_{adm} = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$$

Q_{pu} : la force limite de pointe = $R_c \cdot S_p$

R_c = compressions simple = 566t (donner per le rapport géotechnique)

$$Q_{su} : \text{frottement latérale de pointe} = \int_0^z q_{su} dz \cdot P_p$$

q_{su} : contrainte de frottement latérale de pointe

P_p : périmètre de pieu

S_p : section de pieu

$$Q_{pu} = 566 \times 3,14 (0,6)^2 = 640t$$

$$q_{su} : f(\rho l) \text{ (selon le fascicule 62. P93 - ; Anexe3- article 3) } = 0,4 \text{ bars}$$

$$Q_{su} = 6 \times 4 \times 3,14 \times 0,6 = 45,52t$$

Donc la force portante ultime : $Q_{adm} = 351,86 t$

Alors :

Un pieu peut reprendre une charge de 383,30 t

La charge verticale de culée : 613,63t

La charge verticale de culée / 6 = 102,27 t

Donc : $R_{max} = 55,3 < 383,30 t$ pour cette raison on va ferrailer avec le min R.P.A

7.2. Ferrailage de pieu :

✓ **Armature longitudinale :**

$$A_{min} = 0,6 \% S = 0,006 \times 3,14 (0,6)^2 = 67,82 \text{ cm}^2$$

On va choisir 22 HA 20 (69,08 cm²)

✓ **Armature transversale :**

On adopte 14 ϕ mm avec un espacement de 24 cm

Conclusion générale

La variante de pont étudiée dans notre travail se compose d'un seul type de tabliers bien distincts, j'ai pu assimiler l'approche de calcul de tabliers, ce qui est très enrichissant.

Ce travail de fin d'études fut un enrichissement pour moi en tant que futur ingénieur, une synthèse des connaissances que j'ai acquises au cours de mon cursus, il m'a permis de le mettre en pratique et de se confronter à la tâche de l'ingénieur.

Ce projet nous a permis, entre autres de bénéficier de l'expérience et des connaissances des gens du domaine d'ouvrage d'art.

Je termine sur l'importance de l'outil informatique (l'utilisation du logiciel SAP2000 car il répond à nos besoins) qui peut être d'une aide précieuse à condition de ne pas prendre aveuglément les résultats donnés par les logiciels, d'où la nécessité de savoir conduire un calcul manuel afin d'assurer de la fiabilité des résultats et aussi interprété ces derniers.

- (1) : M. ZDDAM Abdalilah, M. BOUKAIS KARIM. conception étude de tablier de pont continue en béton précontraint à voussoir et poutres post-tension. Mémoire d'ingénieur état en génie civil. école nationale polytechnique. Boumerdèsse. Algérie. 2013.121p
- (2) : S.E.T.R.A, Guide de conception Pont en béton précontraint construits par encorbellements Successifs, Setra, France, 2003.
- (3) : Fascicule N° 61 Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art. Titre II- Programmes de charges et épreuves des pont-route, France.
- (4) : BENTOUT.A et BOUAZZI.M. étude de pont à poutres en béton précontrainte. Mémoire de mastère. Université Aboubekr Belkaid. Tlemcen. Algérie. Juillet 2011.107p.
- (5) R.C.P.R, règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des Ponts routes.
- (6) : BEKKAL BRIKCI. W et DALI YOUCEF .W . étude d'un ouvrage d'art en béton précontraint. Mémoire de mastère. Université Aboubekr Belkaid. Tlemcen. Algérie. Octobre 2013.134p
- (7) : Setra, Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP, setra, France,1996.
- (8) : DTU règles BPEL 91, France, 1992.
- (9) : OUSSADIT. Dalila. N et HADJ SLIMANE. R. étude d'un pont à poutre indépendante en béton précontraint sur oued essam wilaya de naama. Mémoire de mastère. Université Aboubekr Belkaid. Tlemcen. Algérie. Juin2016.128p
- (10) : BELARIBI FAYCAL. étude de pont à poutres en béton précontraint. Mémoire de mastère. Université Aboubekr Belkaid. Tlemcen. Algérie.juillet2011.89p.
- (11) : S.E.T.R.A : Appareils d'appui en élastomère fretté.