

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA



RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil



**Projet de fin d'études**

**En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Génie Civil**

Thème :

ÉTUDE ET MODÉLISATION D'UN PONT À POUTRES  
MULTIPLES SOUS CHAUSSÉE EN BÉTON PRÉCONTRAINTE PAR  
POST TENSION DANS LA WILAYA DE RELIZANE

Préparé et représenté par :  
ARROUDJ Nour Elhouda  
MEDJOU DJ Lynda

Désigné par :  
Mr. LAKEHAL Saadi

Président : Pr. S. BELKACEMI  
Examineurs : Pr. M. MORSLI  
Dr. M. DEMIDEM  
Dr. A. LARIBI

ENP  
ENP  
ENP  
ENP

**Promotion : juin 2015**

*Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP 182 El-Harrach*

*16200 Alger, Algérie*

## REMERCIEMENT

Nous remercions, avant tout, dieu le tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de notre formation.

Nos remerciements s'adressent ensuite à nos parents et à nos familles qui nous ont soutenu pendant toute ses années.

Nous remercions notre promoteur **Mr. S. LAKHAL** pour son travail et l'aide qui a pu nous donner durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions aussi **Mr. SERIKMA** directeur de la direction des travaux public de la wilaya de Béjaia, **Mr. C. ARROUDJ** ingénieur en travaux publics, ainsi que **Mr. M. CHAIB** ingénieur en génie civil pour leurs collaborations et leurs aides.

Nous remercions les membres de jury qui nous en fait l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail.

## ***Dédicace***

*Je dédie ce travail*

*A mon cher père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne santé.*

*A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ; ma chère mère, celle à qui je souhaite une longue vie.*

*A mes frères et mes sœurs :*

*Walid, Toufik, Kahina ,Radia , Sakina et Lila.*

*A toute ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce long parcours, celle qui m'a offerte tout l'amour.*

*Une deuxième personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ; à ma binôme Nour Elhouda et toutes sa famille.*

*A tous mes amis*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apportés l'aide et le soutien durant ces années de formation.*

*Merci à tous.*

Lynda

## **DEDICACE**

*Je dédie ce mémoire à :*

*Mon père et ma mère que, sans leur encouragement, ce travail n'aurait pas pu se faire,  
Mes frères et sœurs dont je suis fière et qui m'ont transmis le goût des aventures ainsi que  
leur ouverture d'esprit,*

*Ma grande famille, grands et petits,*

*A toutes mes chères copines*

*Nour Elhouda*

## ملخص

الغرض من هذا المشروع هو تصميم و دراسة جسر متعدد الروافد ذو جزء واحد و متكون من رواقين. طول الجسر 33.4م و عرضه 9.8م مع رصيفين. الجسر يعبر طريقا سريعا و يربط بين مدينة غيليزان و بلدية ولاد سيدي ميهوب الكائنتان بولاية غيليزان.

يتركز سطح الجسر على دعامتين جانبيتين و تتركز البلاطة ذات خرسانة مسلحة على سبعة روافد ذات خرسانة مسبقة الإجهاد.

بعد حساب جميع القوى الخارجية المطبقة على الجسر، بواسطة البرنامج أوتودسك ريبوت، قمنا بحساب الإجهاد المسبق و تسليح العناصر المكونة لسطح الجسر و كذلك التحقق من النتائج المتحصل عليها تبعاً للأنظمة المعمول بها.

**كلمات مفتاحية :** جسر، رافدة، بلاطة، سطح الجسر، خرسانة مسلحة، خرسانة مسبقة الإجهاد.

## Résumé

Le but de ce projet est la conception et l'étude d'un pont à poutres multiples d'une seule travée comprenant deux voies de circulation d'une longueur de 33.4m et d'une largeur de 9.8m avec deux trottoirs, franchissant une voie expresso reliant la ville de Relizane et la commune de Ouled Sidi Mihoub dans la wilaya de Relizane.

Le tablier repose sur deux appuis (culées). La dalle en béton armé appuyée sur sept poutres en béton précontraint.

Après le calcul des sollicitations par le logiciel Autodesk Robot, on a procédé au calcul de la précontrainte et on a déterminé le ferrailage des éléments constructifs du tablier ainsi qu'à leurs vérifications selon les règlements en vigueur.

**Mots clef :** pont, poutre, hourdis général, tablier, béton armé, béton précontraint.

## Abstract

The purpose of this project is the design and the study of a multi-beam bridge with a single span with two lanes with a length of 33.4 m and a width of 9.8 m and two sidewalks, crossing a expressway linking the city of Relizane and the municipality of Ouled Sidi Mihoub in Relizane.

The deck rests on two supports (abutments). The reinforced concrete slab resting on seven prestressed concrete beams.

After calculation of the requests by Autodesk Robot software, we have calculated the prestressed and determined the reinforcement of constructive elements of the deck and their verification under the regulations in force.

**Keywords :** bridge, beam, general hollow block, deck, reinforced Concrete, prestressed concrete.

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b>	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2.1 Données naturelles.....	2
I.2.2 Données fonctionnelles.....	3
I.3 Choix du type de l'ouvrage.....	5
I.3.1 Variante n°=1: pont mixte acier-béton.....	5
I.3.2 Variante n°=2 : pont à poutres en béton précontraint.....	6
I.3.3. Analyse multicritère.....	7
I.4 Différents éléments du pont.....	8
I.4.1 Tablier.....	8
I.4.2 Culées.....	8
I.4.3 Fondations.....	9
I.4.4 Appareils d'appui.....	9
I.4.5 Equipements.....	10
I.5 Conclusion.....	11
<b>Chapitre II : Caractéristiques des matériaux</b>	
II.1 Introduction.....	12
II.2 Béton.....	12
II.2.1 Caractéristiques mécaniques du béton.....	12
II.3 Acier.....	14
II.3.1 Aciers passifs.....	14
II.3.2 Aciers actifs.....	15
II.4 Conclusion.....	15
<b>Chapitre III : Pré-dimensionnement</b>	
III.1 Introduction.....	16
III.2 Pré-dimensionnement du tablier.....	16
III.2.1 Hauteur de poutre $h_p$ .....	16
III.2.2 Espacement entre les poutres $\lambda$ .....	17
III.2.3 Largeur de la table de compression $b$ .....	17
III.2.4 Nombre de poutre $N$ .....	17
III.2.5 Epaisseur de la dalle de compression $e$ .....	17
III.2.6 Epaisseur de l'âme.....	17
III.2.7 Gousset.....	18
III.2.8 Talon.....	18
III.3 Equipements d'un pont.....	19
III.3.1 Dispositifs de retenue.....	19
III.3.2 Corniches.....	20
III.3.3 Trottoirs.....	20
III.3.4 Appareils d'appui.....	21
III.3.5 Joints de chaussé.....	21
III.4 Caractéristiques géométrique de la poutre.....	21
III.4.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée.....	22
III.4.2 Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about.....	24
III.5 Conclusion.....	25

## Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

IV.1 Introduction.....	26
IV.2 Calcul des charges.....	26
IV.2.1 Charges permanentes CP.....	26
IV.2.2 Eléments non porteurs (Compléments des charges permanentes CCP).....	27
IV.3 Caractéristiques du pont.....	29
IV.4 Charges d'exploitation.....	29
IV.4.1 Charges de chaussée.....	29
IV.4.2 Surcharges sur les trottoirs.....	37
IV.4.3 Charges climatiques.....	37
IV.4.4 Evaluation des actions accidentelles.....	37
IV.5 Calcul des éléments de réduction.....	38
IV.5.1 Calcul des éléments de réduction dû aux poids propre.....	38
IV.5.2 Calcul des éléments de réduction dû aux surcharges.....	38
IV.6 Conclusion.....	47

## Chapitre V: Modélisation et Analyse

V.1 Introduction.....	48
V.2 Description du logiciel Autodesk Robot.....	48
V.2.1 Caractéristiques principales du logiciel.....	48
V.3 Modélisation.....	48
V.4 Combinaisons d'actions.....	51
V.4.1 Etats limites.....	51
V.4.2 Coefficients de pondération des combinaisons et les formes générales des combinaisons d'actions.....	52
V.5 Exploitation des données.....	53
V.5.1 Diagrammes des poids propres.....	53
V.5.2 Combinaisons utilisées.....	53
V.6 Conclusion.....	55

## Chapitre VI : Etude de la précontrainte

VI.1 Introduction.....	56
VI.2 Précontrainte par post-tension.....	56
VI.2.1 Principe.....	56
VI.2.2 Mise en œuvre.....	56
VI.3 Etapes générales de réalisation.....	57
VI.4 Armatures de précontrainte.....	57
VI.5 Détermination du nombre des câbles.....	58
VI.5.1 Tension à l'origine.....	58
VI.5.2 Calcul de la précontrainte.....	58
VI.5.3 Tracé des câbles.....	60
VI.6 Calcul des pertes de la précontrainte.....	64
VI.6.1 Pertes instantanées.....	64
VI.6.2 Pertes différées.....	68
VI.6.3 Pertes totales.....	71
VI.7 Justifications aux E.L.S.....	71
VI.7.1 Vérification des contraintes normales.....	71
VI.7.2 Ferrailage passif longitudinal.....	74
VI.7.3 Vérification des contraintes tangentielles.....	75
VI.8 Justifications aux E.L.U.....	77
VI.8.1 Vérification des contraintes normales.....	77
VI.8.2 Vérification des contraintes tangentielles.....	82

VI.9 Conclusion.....	84
<b>Chapitre VII : Etude de l'hourdis général</b>	
VII.1 Introduction.....	85
VII.2 Méthodologie de calcul.....	85
VII.3 Etude de la flexion transversale.....	86
VII.3.1 Calcul à E.L.U.....	86
VII.3.2 Vérification à E.L.S.....	87
VII.3.3 Condition de non fragilité.....	89
VII.3.4 Ferrailage longitudinal.....	89
VII.4 Conclusion.....	89
<b>Chapitre VIII : Etude de la culée</b>	
VIII.1 Introduction.....	90
VIII.2 Culée à mur de front (culée remblayée).....	90
VIII.3 Implantation des culées.....	90
VIII.4 Pré-dimensionnement de la culée.....	91
VIII.5 Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	91
VIII.5.1 Détermination du coefficient de poussée $k_{ad}$ .....	91
VIII.5.2 Calcul des sollicitations.....	92
VIII.6 Etude et ferrailage de la culée.....	96
VIII.6.1 Mur garde grève.....	96
VIII.6.2 La dalle de transition.....	99
VIII.6.3 Corbeau.....	101
VIII.6.4 Mur frontal.....	102
VIII.6.5 Mur en retour.....	104
VIII.7 Conclusion.....	105
<b>Conclusion générale</b> .....	106
<b>Références bibliographiques</b> .....	108
<b>Annexe</b>	

## LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: plan de situation de l'ouvrage.....	2
Figure I. 2 : profil en plan de l'ouvrage.....	3
Figure I. 3 : profil en long.....	4
Figure I. 4 : profil en travers de l'ouvrage.....	5
Figure I. 5 : hourdis général.....	8
Figure I. 6 : représentation de la culée.....	9
Figure I. 7 : équipements de pont.....	10
Figure I. 8 : dalle de transition.....	11
Figure II. 1 : diagramme contrainte déformation.....	15
Figure III.1 : hourdis général.....	16
Figure III.2 : gousset de la table de compression.....	18
Figure III.3 : gousset du talon.....	18
Figure III.4: coupe transversale de la section d'about.....	19
Figure III.5: coupe transversale de la section médiane.....	19
Figure III.6 : garde-corps et glissière.....	19
Figure III.7 : notation utilisée pour le calcul des caractéristiques géométriques de la poutre.....	21
Figure III.8 : poutre à mi-travée + hourdis.....	22
Figure III.9 : poutre à l'about + hourdis.....	24
Figure IV.1 : variation de la section de la poutre.....	26
Figure IV.2 : vue de face de la dalle.....	27
Figure IV.3 : vue de face de l'étanchéité.....	27
Figure IV.4 : vue de face de revêtement.....	27
Figure IV.5 : vue de trottoir.....	28
Figure IV.6 : corniche.....	28
Figure IV.7 : système Bc.....	31
Figure IV.8 : système Bt.....	32
Figure IV.9 : système Br.....	33
Figure IV.10 : système Mc 120.....	34
Figure IV.11 : système Me 120.....	34
Figure IV.12 : convoi type D240.....	35
Figure IV.13 : convoi type E360.....	36
Figure IV.14 : coupe longitudinale de la poutre.....	38
Figure IV.15 : ligne d'influence sous le chargement A(L).....	38
Figure IV.16 : résultante à droite de l'axe de la poutre, système Bc.....	39
Figure IV.17 : résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc.....	40
Figure IV.18 : position de la résultante, système Bt.....	41
Figure IV.19 : poutre sous le chargement Br.....	41
Figure IV.20 : poutre sous le chargement Mc120.....	42
Figure IV.21 : poutre sous le chargement D240.....	42
Figure IV.22 : poutre sous chargement A(L).....	43
Figure IV.23 : poutre sous le chargement Bc à $x = 0L$ .....	43
Figure IV.24 : poutre sous le chargement Bc à $x = 0.25L$ .....	44
Figure IV.25 : poutre sous le chargement Bt à $x = 0L$ .....	44
Figure IV.26 : poutre sous le chargement Bt à $x = 0.25L$ .....	45
Figure IV.27 : poutre sous le chargement Br à $x = 0L$ .....	45
Figure IV.28 : poutre sous le chargement Br à $x = 0.25L$ .....	45
Figure IV.29 : poutre sous le chargement Mc120 à $x = 0L$ .....	45

Figure IV.30 : poutre sous le chargement Mc120 à $x = 0.25L$ .....	45
Figure IV.31 : poutre sous le chargement D240 à $x = 0L$ .....	46
Figure IV.32 : poutre sous le chargement D240 à $x = 0.25L$ .....	46
Figure V.1 : préférences du projet.....	49
Figure V.2 : définition des appuis.....	49
Figure V.3 : modélisation de l'hourdis général.....	50
Figure V.4 : modélisation de la travée.....	50
Figure V.5 : exemple d'introduction des CCP (Poids des trottoirs).....	50
Figure V.6 : lancement de calcul.....	51
Figure V.7 : diagrammes des moments fléchissant dues aux charges permanentes.....	53
Figure V.8 : diagrammes des efforts tranchants sous charges permanentes.....	53
Figure V.9 : moment fléchissant de la combinaison CP+CCP.....	53
Figure V.10 : moment fléchissant de la combinaison CP+CCP+D240.....	54
Figure V.11 : moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP).....	54
Figure V.12 : moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240).....	54
Figure V.13 : effort tranchant de la combinaison CP+CCP.....	54
Figure V.14 : effort tranchant de la combinaison CP+CCP+D240.....	55
Figure V.15 : effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP).....	55
Figure V.16 : effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240).....	55
Figure VI.1 : principe de la précontrainte par post-tension.....	56
Figure VI.2 : exemple de torons.....	57
Figure VI.3 : tracé des câbles sortants de l'about.....	60
Figure VI.4 : disposition des câbles à l'about.....	61
Figure VI.5 : disposition des câbles à mi- travée.....	61
Figure VI.6 : allure des câbles.....	64
Figure VI.7 : diagramme des tensions .....	65
Figure VI.8 : diagramme des contraintes admissibles en service .....	72
Figure VI.9 : courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant .....	78
Figure VI.10 : diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes .....	78
Figure VI.11 : diagramme des équations d'équilibre .....	80
Figure VI.12 : ferrailage passive de la poutre.....	84
Figure VII.1 : fonctionnement de l'hourdis.....	85
Figure VII.2 : vue transversale de l'hourdis général.....	85
Figure VII.3 : diagramme du à la combinaison 1.35(CP+CCP) + 1.6(Bc+St).....	86
Figure VII.4 : diagramme du à la combinaison 1.35(CP+CCP+D240).....	86
Figure VII.5 : diagramme du à CP+CCP+Bc+St.....	87
Figure VII.6 : diagramme du à CP+CCP+D240.....	88
Figure VII.7 : section homogène de béton.....	88
Figure VII.8 : ferrailage de l'hourdis.....	89
Figure VIII. 1 : morphologie d'une culée remblayée .....	90
Figure VIII. 2 : moments sollicitant la culée.....	92
Figure VIII. 3 : poussée des terres sur le mur GG. ....	96
Figure VIII. 4 : poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	97
Figure VIII. 5: bande de ferrailage .....	98
Figure VIII. 6 : ferrailage du mur garde grève.....	99
Figure VIII. 7 : modélisation de la dalle de transition.....	99
Figure VIII. 8 : ferrailage de la dalle de transition.....	100
Figure VIII. 9 : ferrailage du corbeau.....	102
Figure VIII. 10 : ensemble des efforts agissants sur le mur frontal.....	102

Figure VIII. 11 : ferrailage du mur de frontal.....	104
Figure VIII. 12 : ferrailage du mur en retour.....	105

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : avantages et les inconvénients d'un pont mixte.....	6
Tableau I.2 : avantages et inconvénients d'un pont à poutres en béton précontraint.....	7
Tableau I.3 : analyse multicritères.....	7
Tableau II.1 : contrainte limite de traction.....	15
Tableau III.1 : caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée.....	23
Tableau III.2 : caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à mi-travée.....	23
Tableau III.3 : caractéristiques géométriques de la poutre à l'about.....	24
Tableau III.4 : caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à l'about.....	25
Tableau IV.1 : poids propre de poutres.....	27
Tableau IV.2 : récapitulatif de poids total du tablier.....	28
Tableau IV.3 : coefficient $a_1$ .....	29
Tableau IV.4 : valeur de $v_0$ .....	29
Tableau IV.5 : valeurs de A pour différentes voies chargées.....	29
Tableau IV.6 : valeur de $b_c$ .....	31
Tableau IV.7 : coefficient de majoration dans le système Bc ( $\delta_{bc}$ ).....	31
Tableau IV.8 : valeur de $b_t$ .....	32
Tableau IV.9 : coefficient de majoration dans le système Bt ( $\delta_{bt}$ ).....	32
Tableau IV.10 : coefficient de majoration dans le système Br ( $\delta_{br}$ ).....	33
Tableau IV.11 : coefficient de majoration dans le système Mc ( $\delta_{Mc}$ ).....	34
Tableau IV.12 : coefficient de majoration dans le système Me ( $\delta_{Me}$ ).....	35
Tableau IV.13 : effort de freinage au système A(L) et Bc.....	36
Tableau IV.14 : valeurs de gradient thermique.....	37
Tableau IV.15 : éléments de réduction dû aux poids propre.....	38
Tableau IV.16 : moment maximum sous le chargement A(L).....	39
Tableau IV.17 : calcul des ordonnées $y_i$ .....	39
Tableau IV.18 : calcul des ordonnées $y_i$ .....	40
Tableau IV.19 : moment fléchissant maximum sous le système Bc.....	40
Tableau IV.20 : moment fléchissant par poutre sous le système Bc.....	41
Tableau IV.21 : moment fléchissant maximum sous le système Bt.....	41
Tableau IV.22 : moment fléchissant maximum suivant les surcharges du trottoir.....	42
Tableau IV.23 : récapitulatif du moment dû aux surcharge à $x = 0.5L$ .....	42
Tableau IV.24 : récapitulatif du moment dû aux surcharge à $x = 0.5L$ .....	47
Tableau V.1 : définition de chargement de la structure.....	50
Tableau V.2 : coefficients de pondération des combinaisons et les formes générales des combinaisons d'actions.....	52
Tableau VI.1 : récapitulatif des caractéristiques de la section médiane en BP.....	58
Tableau VI.2 : caractéristiques géométriques de la poutre d'about.....	59
Tableau VI.3 : tracé des câbles.....	63
Tableau VI.4 : pertes dues au frottement du câble.....	65
Tableau VI.5 : pertes dues au recul d'ancrage.....	65
Tableau VI.6 : pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	67
Tableau VI.7 : pertes instantanées totales.....	68
Tableau VI.8 : pertes due à la relaxation des aciers.....	69
Tableau VI.9 : pertes due à la relaxation des aciers.....	70
Tableau VI.10 : pertes différées totales.....	70
Tableau VI.11 : pertes totales.....	71
Tableau VI.12 : vérification des contraintes normales.....	74
Tableau VI.13 : vérification des contraintes tangentielles.....	77

Tableau VII.1 : charges et surcharges à prendre dans le calcul du l'hourdis.....	86
Tableau VII.2 : détermination de la section d'armatures selon l'ELU.....	87
Tableau VII.3 : vérification de la section d'armatures selon l'ELS.....	89
Tableau VIII.1 : pré-dimensionnement de la culée.....	91
Tableau VIII.2 : valeurs des paramètres de poussée des terres.....	92
Tableau VIII.3 : ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants.....	93
Tableau VIII.4: suite du tableau VIII.3 : ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants.....	94
Tableau VIII.5: moments de poussée due aux terres.....	94
Tableau VIII.6 : moments de poussée due aux surcharges.....	95
Tableau VIII.7 : récapitulatif donnant les moments et efforts globaux.....	95
Tableau VIII.8 : vérification de la stabilité au renversement et au glissement.....	96
Tableau VIII.9 : efforts internes dans la dalle de transition.....	99
Tableau VIII.10 : évaluation des charges et surcharges du corbeau.....	101
Tableau VIII.11 : Evaluation des charges et surcharges.....	102
Tableau VIII.12: efforts globaux agissant sur la base de mur frontal.....	102

### Introduction générale

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier pour satisfaire la circulation automobile.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des trémies et des ponts.

D'une façon générale on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

L'évolution des techniques informatiques basées sur le calcul des structures en éléments finis permet de concevoir et d'étudier des ouvrages aussi complexes que possible.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à l'utilisateur.

On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, d'une part, et d'autre part, il y a aussi les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

En premier lieu, on présentera le projet, puis la méthode de construction adaptée et les matériaux utilisés, par la suite, on déterminera la conception générale du tablier, et les charges et surcharges susceptibles d'être appliquées à l'ouvrage.

En second lieu, on passera à l'évaluation des diverses sollicitations, tant en phases de construction qu'en service. Cette étape est conçue par le biais d'un logiciel technique "Autodesk ROBOT", grâce auquel la modélisation du tablier ainsi que le calcul des efforts induits, sont rendus plus faciles.

Après avoir obtenu toutes les sollicitations, l'étape suivante sera la détermination de la précontrainte nécessaire pour reprendre les efforts de service. Par la suite, une vérification des diverses contraintes induites sera effectuée.

L'étude de la précontrainte, sera complétée par une étude de la section transversale, qui aura pour but la définition de la quantité du ferrailage transversal et longitudinal nécessaires pour reprendre les efforts.

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

### I.1 Introduction

La conception des ponts a pour objectif de rechercher la solution la plus économique en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale.

On s'appuiera dans notre présentation sur les différentes documentations liées au projet (les plans de conception), ainsi que sur le guide de conception SETRA 1996 (pont à poutre préfabriquées précontraintes par post-tension).

### I.2 Présentation de l'ouvrage

Le présent travail a pour objectif la conception et l'étude d'un pont à poutres multiples sous chaussée en béton précontraint. Ce pont permettra le franchissement d'une voie expresse reliant la ville de Relizane et la commune d'Ouled Sidi Mihoub dans la wilaya de Relizane.



Figure I. 1: plan de situation de l'ouvrage.

#### I.2.1 Données naturelles

Les données naturelles rassemblent des éléments de l'environnement influant directement sur la construction de l'ouvrage, on distingue :

- **Topographie du terrain naturel**

L'analyse de la topographie du site nous permet d'implanter correctement l'ouvrage en tenant compte des courbes de niveau, des mouvements de terre nécessaires, des possibilités d'implantation des installations de chantier, les stockages ...etc.

- **Données géologiques**

La région de Relizane est classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA 99 version 2003.

- **Données géotechnique**

L'étude géotechnique préliminaire a été faite par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction de sud.

- Compagne géotechnique

Trois sondages carottés descendus ont été réalisés :

- Sondage n° 01 :0-9m : Alluvions composé de sable grossiers peu argileux avec graviers;
- Sondage n° 01 :9-15m : Marne de maison carré jaunâtre à taches grises clair caillouteuse compact.
- Sondage n° 01 :15-25m : un passage de sable grossier.

## I.2.2 Données fonctionnelles

Elles sont fixées par le maître de l'ouvrage, en tenant compte de ce qui est imposé ou souhaité par les différents services concernés. Il faut donc connaître aussi bien que possible toutes ces conditions avant de commencer l'avant-projet.

En général, les principaux éléments à considérer sont : le tracé en plan, le profil en long de la chaussée, et le profil en travers et les gabarits à respecter, les positions possibles pour les appuis et la nature du sol.

- **Tracé en plan**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Le pont est légèrement biais composé d'une seule travée de longueur de 33.4m. C'est un pont-route, qui va assurer le passage supérieur sur une voie expresse.

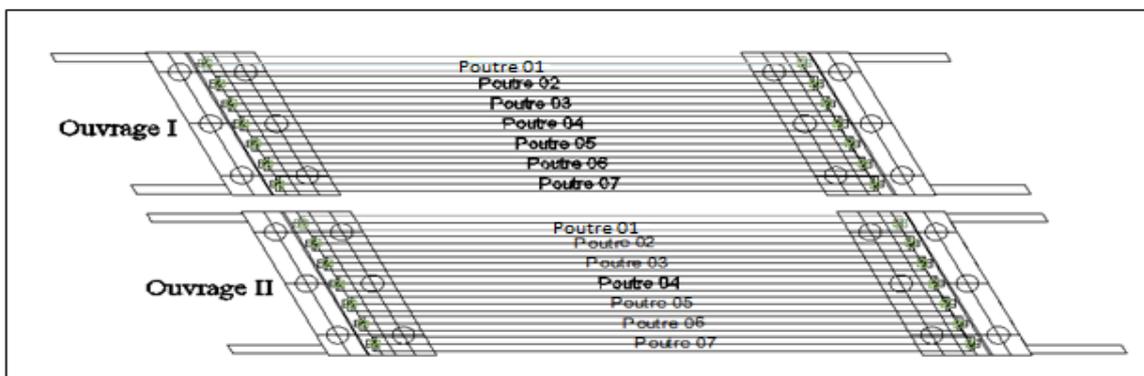


Figure I. 2 : profil en plan de l'ouvrage.

- **Profil en long**

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles.

Le pont représente une longueur totale de 33.4 m. Il est composé d'une seule travée en béton précontraint.

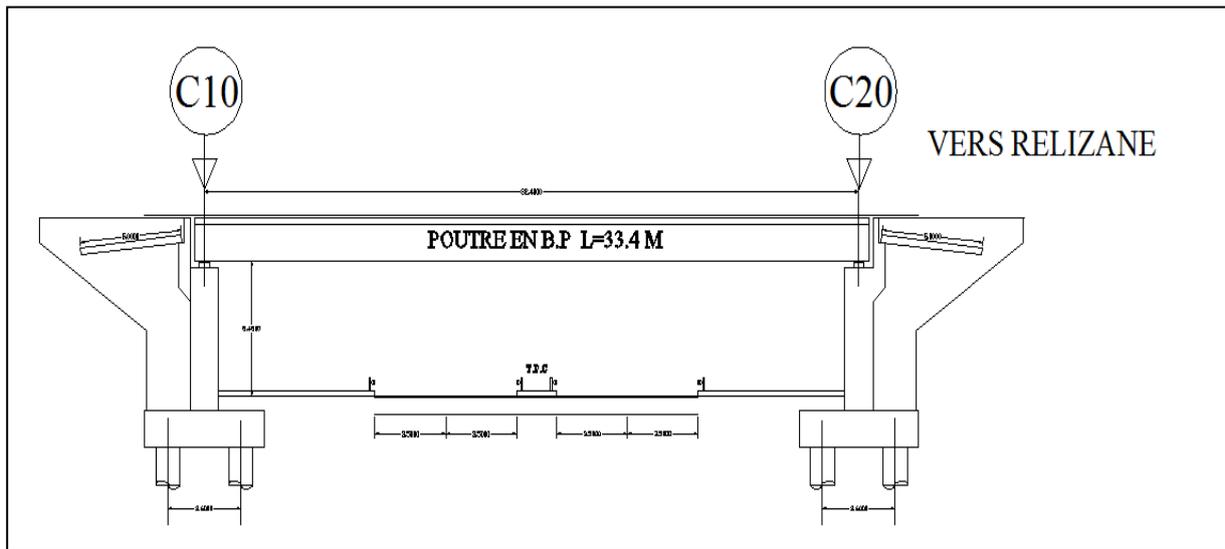


Figure I. 3 : profil en long.

- **Profil en travers**

La forme transversale du tablier est conditionnée par la largeur de la voie portée et par ses dévers transversaux nécessaires pour faciliter l'écoulement des eaux et pour s'adapter à la courbure en plan. Le dévers transversal est généralement de 2.5% pour un ouvrage rectiligne, ce qui est le cas pour notre ouvrage étudié, et varie de 2.5% à 6% en fonction du rayon de courbure, pour les ouvrage courbe.

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable : 7m.
- Largeur du trottoir: 1.4m.
- Nombre de voies de circulations: 2voies.
- Le dévers: 2.5%.
- La largeur totale : 9.8m.

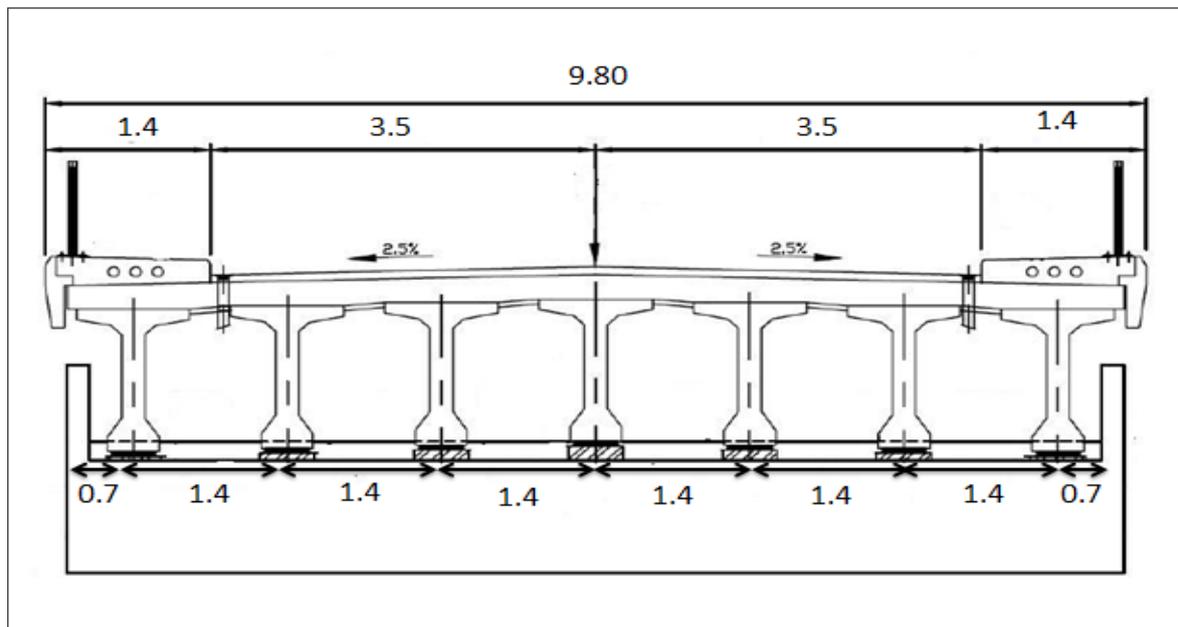


Figure I. 4 : profil en travers de l'ouvrage.

**N.B :** Dans notre projet ; il y a **deux ponts** identiques en parallèle, donc on peut faire l'étude d'un seul tablier.

### I.3 Choix du type de l'ouvrage

Le type de l'ouvrage est déterminé en se basant sur plusieurs critères, qui sont de natures techniques, naturelles, esthétiques et économiques. A partir de cela plusieurs variantes de l'ouvrage sont envisagées, en citant les différents critères de choix tels que :

- L'obstacle à franchir ;
- La voie portée : pont (route, rails.....etc.) ;
- Le matériau principal dont ils sont constitués ;
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- La disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire...

Nous procéderons à une analyse multicritères, qui nous aidera à choisir la variante la plus adaptée à répondre aux conditions de conception de l'ouvrage. Les variantes proposées sont les suivantes :

#### I.3.1 Variante n°=1: pont mixte acier-béton

Un tablier mixte est constitué d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé liés par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 m pour des travées continues, et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients :

Tableau I. 1 : avantages et les inconvénients d'un pont mixte

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>• transport aisé, en raison du poids peu élevé permettant le transport sur des grandes distances en particulier à l'exécution;</li> <li>• La rapidité d'exécution globale;</li> <li>• Le peu d'échafaudage nécessaire;</li> <li>• La précision dimensionnelle des structures ;</li> <li>• La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées;</li> <li>• Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines;</li> <li>• Le coût de la main d'œuvre est optimal;</li> <li>• Des possibilités d'extension et de réparation;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier;</li> <li>• En construction mixte, les phénomènes de retrait et de fluage influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, par contre aux bétons qui ont un retrait et un fluage minimum;</li> <li>• Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou de voilement lors du montage ainsi qu'en service;</li> <li>• Les sollicitations climatiques, la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton;</li> <li>• Une surveillance avec visite périodique.</li> </ul>

### I.3.2 Variante n°=2 : pont à poutres en béton précontraint

Les poutres sont précontraintes par câbles, leur préfabrication permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre, les ponts à poutres en B.P, sont utilisés pour le franchissement des portées moyennes de l'ordre de 25m à 50m.

Leurs portées les plus économiques situent entre 25 et 35m. [Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY « Conception des ponts », technique d'ingénieur C 4 498].

Tableau I. 2 : avantages et inconvénients d'un pont à poutres en béton précontraint

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité ;</li> <li>• La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux ;</li> <li>• La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage ;</li> <li>• Les coffrages des poutres peuvent être utilisés plusieurs fois.</li> <li>• La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.</li> <li>• Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu'à 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.</li> <li>• La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension), au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.</li> <li>• L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.</li> </ul>

I.3.3. Analyse multicritère

Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en quatre points importants  
 Tableau I. 3 : analyse multicritères

	Pont a poutres en béton précontraint		Pont mixte à poutres métalliques
	Poste tension	Pré-tension	
<b>Economie</b>	+	-	-
<b>Entretien</b>	+	+	-
<b>Esthétique</b>	+	+	+
<b>Exécution</b>	+	+	+

(-) : Peu favorable ;

(+) : Favorable.

Après la comparaison des avantages et des inconvénients des solutions proposées et l'analyse des caractéristiques de l'ouvrage, le choix s'était impérativement porté sur un pont à **poutres précontraintes par post tension.**

La précontrainte par pré-tension est un procédé industriel, dont les éléments réalisés par ce procédé sont transportés sur site, vu la distance de l'atelier de préfabrication au site, l'état dégradé des routes et la géométrie souvent sinueuse, ce procédé n'a pas été choisi car les contraintes et les inconvénients liés au transport de ces poutres préfabriquées sont multiples et il y a risque d'apparition de fissure ou éclatement du béton.

## I.4 Différents éléments du pont

### I.4.1 Tablier

Notre ouvrage rentre dans la gamme des ponts à poutre sous chaussée en béton précontraint dont les principaux éléments qui composent le tablier sont des poutres préfabriquées en béton précontraint (7 poutres), de caractéristiques mécaniques bien adaptées à la gamme de portée de ce type d'ouvrage ; ainsi qu'un hourdis général (Fig. I.5.) qui supporte la chaussée et assure la continuité roulante.

Nous utilisons pour le coffrage de l'hourdis des prédalles qui sont simplement appuyées sur les extrémités des poutres et constituent un coffrage perdu.

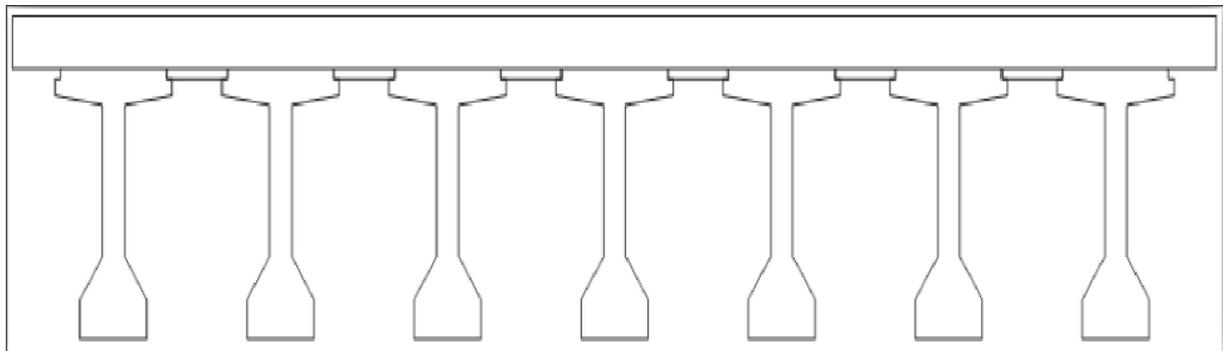


Figure I. 5 : hourdis général.

### I.4.2 Culées

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage.

La fonction mécanique de la culée consiste à transmettre les efforts au sol de fondation tout en limitant les déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui. Outre cette fonction mécanique, la culée doit permettre un accès au tablier, et également permettre la visite des appareils d'appui.

On distingue plusieurs familles de culées

- ✓ Les culées enterrées ;
- ✓ Les culées remblayées ;
- ✓ Les culées creuses ;
- ✓ Les culées en terre armée ;
- ✓ Les culées contrepoids.

## ❖ Choix du type de culée

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai franchissant une voie de circulation. Il faut prévoir une culée qui maintien les terres de remblai donc on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

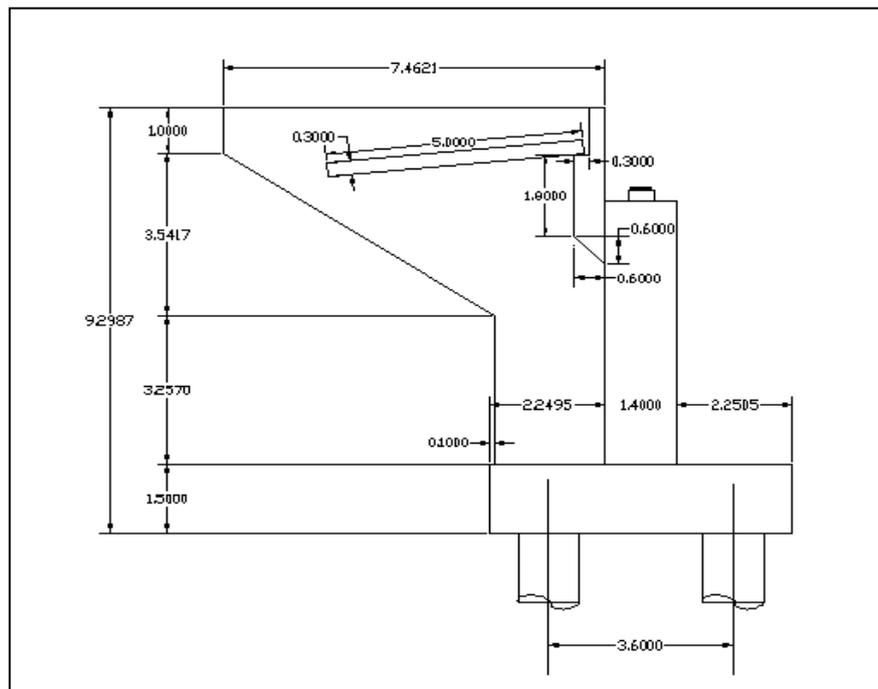


Figure I. 6 : représentation de la culée.

### I.4.3 Fondations

Les efforts horizontaux sur les culées sont importants (culée remblayée) compte tenu de l'état du site qui est d'une faible capacité portante

### I.4.4 Appareils d'appui

Les appareils d'appui adoptés dans ce projet au niveau de l'ensemble des points d'appui sont en élastomère fretté de forme rectangulaire; qui absorbent les déplacements du tablier par les distorsions du caoutchouc.

## I.4.5 Equipements

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage mais ils influent sur l'aspect du tablier, la sécurité des usagers et sur la pérennité de l'ouvrage. Leurs détails sont à prendre en compte dans la conception.

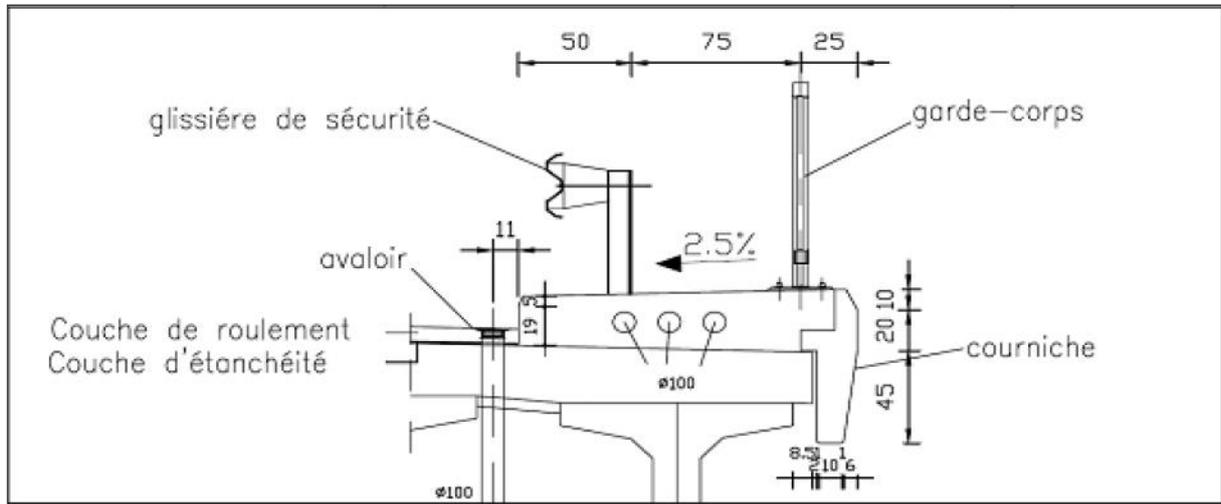


Figure I. 7 : équipements de pont.

### I.4.5.1 Dispositifs de retenue

Ils jouent un double rôle sécuritaire et esthétique, compte tenu de la nature de l'ouvrage, (un pont-route) pour une brèche assez importante, le choix a porté sur une glissière de sécurité et un garde-corps.

### I.4.5.2 Corniches

Comme pour les dispositifs de retenue les corniches ont aussi un double rôle, dans l'aspect esthétique de l'ouvrage d'une part et la protection des extrémités du tablier des intempéries d'autre part. Elles sont préfabriquées en béton armé et fixées sur le tablier par une liaison de type béton armé.

### I.4.5.3 Canalisations et Assainissement

Les réservations pour les canalisations et les conduites diverses sont faites au niveau des trottoirs, 3 tubes en PVC Ø 100. Pour l'assainissement du pont il a été prévue des avaloirs de chaque côté du pont. L'évacuation des eaux est effectuée à l'aide de tube en PVC Ø 100 à travers la dalle de roulement.

### I.4.5.4 Joints de chaussée

Ils sont de type monobloc FT 50 système DYWIDAG FREYSSNIET, placés entre les extrémités du pont et les culées. Assurant le confort des usagers et la continuité de roulement tout en permettant une liberté de mouvement du tablier.

I.4.5.5 Dalle de transition

Elle est destinée à éviter tout risque de formation de dénivellation entre l'ouvrage, qui constitue un point dur, et la chaussée courante.

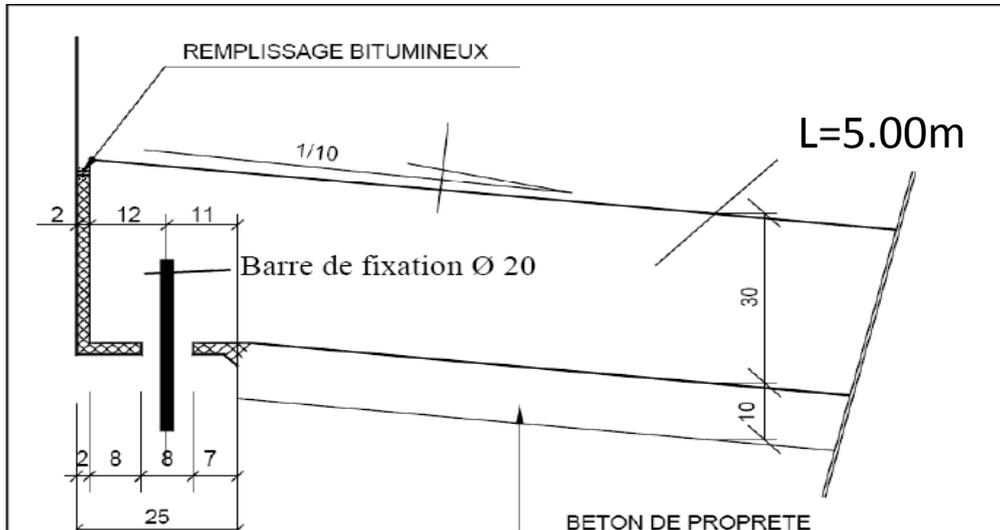


Figure I. 8 : dalle de transition.

I.5 Conclusion

Notre ouvrage est un pont à poutres multiples en béton précontraint par post tension qui relie entre la commune d'Ouled Sidi Mihoub et la ville de Relizane. Il a une portée de 33.4m et une largeur totale de 9.8m. Cet ouvrage est un passage supérieur qui franchisse une voie expresse.

Après cette présentation générale du projet, nous procéderons à l'étude de l'ouvrage en phase de service.

## Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

### II.1 Introduction

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet sera conforme aux règlements B.A.E.L 91 révisé 99 et B.P.E.L 91 révisé 99. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

### II.2 Béton

Le béton est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiments et de travaux publics, il s'obtient en mélangeant, dans des proportions convenables et de façon homogène, le ciment, les granulats (sable, gravier), l'eau et éventuellement les adjuvants. Le matériau obtenu (le béton) résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges (poids propre).

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers.

Le dosage du ciment de béton précontraint est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m<sup>3</sup>, et ces valeurs peuvent atteindre 500 Kg/m<sup>3</sup>, qui nous garantira une résistance de 35 MPa.

#### II.2.1 Caractéristiques mécaniques du béton

##### a) Résistance à la compression

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique, celle-ci est notée «  $f_{c28}$  ». Elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour un béton âgé de J jours :

➤ Pour les poutres :

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76+0.83.j} \cdot f_{cj} \text{ MPa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

➤ Pour la dalle :

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76+0.83} \cdot f_{cj} \text{ MPa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

**b) Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours notée «  $f_{tj}$  » est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{tj} \text{ (MPa).}$$

$$f_{tj} = \begin{cases} 2.7 \text{ MPa} & \text{pour les poutres} \\ 2.22 \text{ MPa} & \text{pour la dalle} \end{cases}$$

**c) Contrainte admissible de compression de béton**

➤ E.L.U. :

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

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{dans le cas accidentel} \\ 1.5 & \text{dans le cas durable} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée probable « t » d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

➤ E.L.S. :

La contrainte admissible de compression du béton est égale à 0.6.  $f_{c28}$ .

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28}$$

**d) Module de déformation longitudinale du béton « E »**

- Le module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_c 28} \text{ MPa.}$$

$$E_i = \begin{cases} 35981.72 \text{ MPa} & \text{pour les poutres} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour la dalle} \end{cases}$$

- Le module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_c 28} \text{ MPa.}$$

$$E_i = \begin{cases} 12102.94 \text{ MPa} & \text{pour les poutres} \\ 11099.99 \text{ MPa} & \text{pour la dalle} \end{cases}$$

**e) Module de déformation transversale « G »**

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

**f) Coefficient de Poisson**

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{zone non fissurée.} \\ 0.2 & \text{zone fissurée.} \end{cases}$$

**II.3 Acier**

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

- Les aciers actifs.
- Les aciers passifs.

**II.3.1 Aciers passifs**

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE400 type 1** avec une limite d'élasticité  $f_e$  400 MPa, leur module d'élasticité  $E_s$  est égale à  $2 \cdot 10^5$  MPa.

**a) Limite élastique**

Dans le calcul à l'E.L.U. on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que la contrainte admissible de l'acier soit égale au rapport  $f_e / \gamma_s$ .

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s$$

Avec  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.00 & \text{dans le cas accidentel} \\ 1.15 & \text{dans le cas durable} \end{cases}$$

**b) Contrainte limite de traction**

Tableau II. 1 : contrainte limite de traction

Etat considéré	E.L.S.
Fissuration peu nuisible	Rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min [ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ftj} ]$ Avec $\eta = 1$ pour RL et $\eta = 1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min [ \frac{1}{2} \cdot f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot ftj} ]$

**c) Diagramme contrainte déformation**

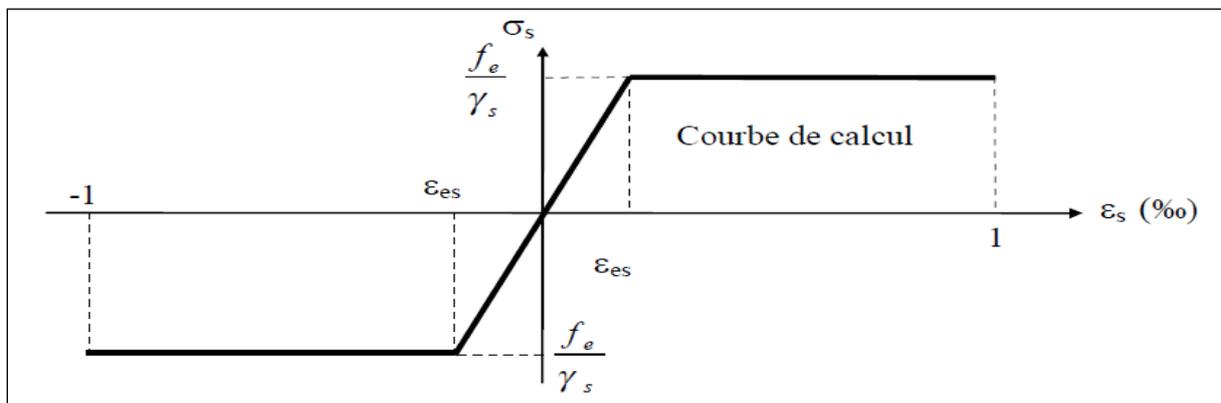


Figure II. 1 : diagramme contrainte déformation.

**II.3.2 Aciers actifs**

Le procédé utilisé est le procédé de « FREYSSINET ». La précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type 12T15.

- Caractéristiques géométriques :
  - Nombre de torons par câble : 12.
  - Section nominale de l'acier :  $A_p = 1800 \text{ mm}^2$ .
  - Diamètre de la gaine  $\phi = 80 \text{ mm}$ .
- Caractéristiques mécaniques :
  - Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$ .
  - Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1573 \text{ MPa}$ .
  - Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$ .
  - Coefficient de frottement linéaire :  $\phi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .
  - Le module de l'élasticité longitudinale ( $E_p$ ) pour les torons  $2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ .

**II.4 Conclusion**

Les principaux matériaux utilisés sont le béton ( $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ ;  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ ), les aciers passifs (FeE400) et les aciers actifs (des câbles 12T15 de classe 1770 TBR). On procèdera au pré-dimensionnement des éléments constitutifs de pont dans le chapitre suivant.

## Chapitre III : Pré-dimensionnement

### III.1 Introduction

Ce présent chapitre portera sur le pré-dimensionnement des différents éléments de notre ouvrage. Dans nos calculs on s'appuiera sur le règlement du document technique SETRA (1996).

### III.2 Pré-dimensionnement du tablier

#### III.2.1 Hauteur de poutre $h_p$

Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section T par poste tension.

$$h_p = h_t - h_h$$

Avec ;  $h_t$  est la hauteur totale du tablier ;

$h_h$  est la hauteur du hourdis ;

et  $h_p$  est la hauteur de la poutre.

Tout d'abord on doit calculer  $h_t$  et  $h_h$

##### a) Hauteur totale

$$L/20 \leq h_t \leq L/17$$

$L$  : est la portée de travée, elle est égale à 33.4 m dans notre cas.

D'où  $1.67 \text{ m} \leq h_t \leq 1.96 \text{ m}$

On prend

$$h_t = 1.75 \text{ m}$$

##### b) Hauteur, largeur et longueur de la dalle (hourdis) $h_h$

Le rôle du hourdis est multiple. En premier lieu, il assure la continuité du surface du tablier, et permet donc de relier les éléments de la poutraison. Il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée.

La liaison par l'hourdis peut être réalisée de deux façons :

- par un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres ;
- ou par un hourdis général coulé par-dessus les poutres.

Dans notre cas on prend un hourdis général car il est plus facile à coffrer puisque les coffrages peuvent être simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression. Mais ces coffrages ne sont pas démontables et c'est pourquoi l'on parle de coffrages perdus.

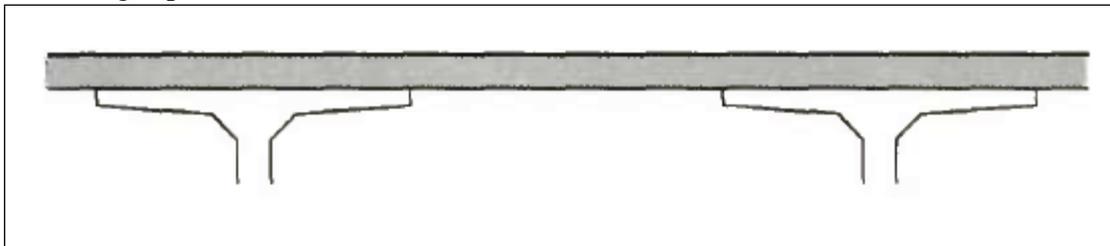


Figure III.1 : hourdis général.

On a  $0.2 \text{ m} \leq h_h \leq 0.3 \text{ m}$

On prend :

$$h_h = 0.25 \text{ m}$$

La largeur est égale à celle du tablier = 9.8 m.  
La longueur est égale à celle de travée = 33.4 m.

### c) Hauteur de la poutre $h_p$

$$h_p = h_t - h_p = 1.75 - 0.25 = 1.50 \text{ m.}$$

$$h_p = 1.50 \text{ m}$$

### III.2.2 Espacement entre les poutres $\lambda$

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions et des poutres plus lourdes mais plus espacées. L'entraxe des poutres varie de l'ordre **0.9 m** à **1.5 m**.

On prend

$$\lambda = 1.40 \text{ m}$$

### III.2.3 Largeur de la table de compression $b$

La largeur de la table de compression dépend de nombreux critères, parfois antagonistes. Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur.

$$b \geq 0.6 h_t \Rightarrow b \geq 0.6 \times 1.75 = 1.05 \text{ m}$$

On prend

$$b = 1.03 \text{ m}$$

### III.2.4 Nombre de poutre $N$

$$N = La / \lambda + 1$$

$La$  : est l'entraxe entre les poutres d'extrémité, égale 8.40 m.

D'où,

$$N = 8.40 / 1.40 + 1 = 7 \text{ poutres}$$

$$N = 7 \text{ poutres}$$

### III.2.5 Epaisseur de la dalle de compression $e$

Dans le cas d'un hourdis général coulé par-dessus des poutres, l'épaisseur extrême est aussi faible que possible, mais en pratique, elle ne pourra guère descendre en dessous de **10 cm**, dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives, compte tenu des engravures nécessaires pour appuyer les coffrages perdus.

On prend

$$e = 11 \text{ cm}$$

### III.2.6 Epaisseur de l'âme

a) Médiane  $b_{om}$ :  $20 \text{ cm} \leq b_{om} \leq 22 \text{ cm}$

On prend

$$b_{om} = 21 \text{ cm}$$

b) About  $b_{oa}$  : c'est de l'ordre de 30cm

On prend :

$$b_{oa} = 35 \text{ cm}$$

III.2.7 Gousset

a) Gousset de la table de compression

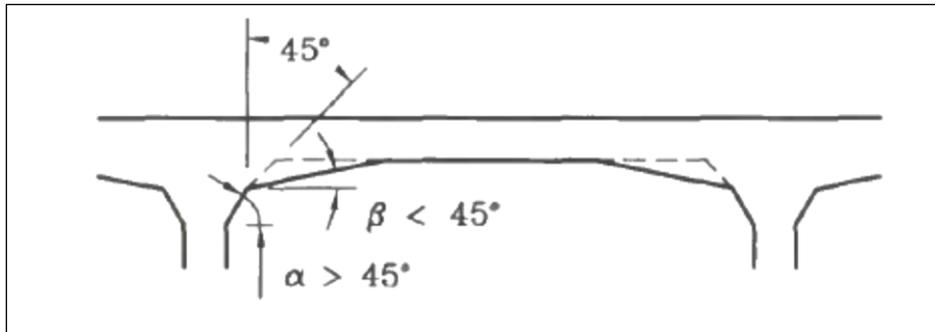


Figure III.2 : gousset de la table de compression.

- Section médiane :
  - $\beta = 11^\circ \Rightarrow e_\beta = 6 \text{ cm.}$
  - $\alpha = 45^\circ \Rightarrow e_\alpha = 10 \text{ cm.}$
- Section d'about :
  - $\beta = 11^\circ \Rightarrow e_\beta = 6 \text{ cm.}$
  - $\alpha = 45^\circ \Rightarrow e_\alpha = 3 \text{ cm.}$

b) Gousset du talon

$1 < \text{tg } \alpha < 1.5 \Rightarrow 45^\circ < \alpha < 60^\circ$

- Section médiane :
  - $\alpha = 57^\circ \Rightarrow e_\alpha = 20 \text{ cm.}$
- Section d'about :
  - $\alpha = 56.3^\circ \Rightarrow e_\alpha = 9 \text{ cm.}$

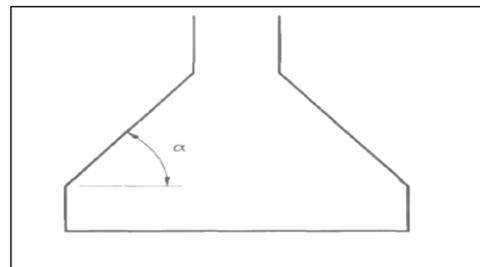


Figure III.3 : gousset du talon.

III.2.8 Talon

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

a) Largeur du talon  $L_t$

On pourra déterminer la largeur totale des talons  $b_t$  par la formule suivante :

$$b_t = \frac{l.L^2}{h_t^2 \cdot K} \text{ Avec : } 1100 \leq K \leq 1300 \text{ tq } \left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur du tablier} \\ L : \text{ portée ce la travée} \\ h_t : \text{ Hauteur totale du tablier.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas

$l = 1.03 \text{ m, } L = 33.40 \text{ m, } h_t = 1.75 \text{ m.}$

D'où ;  $2.75 \text{ m} \leq b_t \leq 3.25 \text{ m} \implies 0.39 \text{ m} \leq L_t \leq 0.47 \text{ m}$

On prend :

$$L_t = 47 \text{ cm}$$

b) L'épaisseur du talon  $e_T$  :  $0.1 \text{ m} \leq e_T \leq 0.2 \text{ m}$

On prend :

$$e_T = 15 \text{ cm}$$

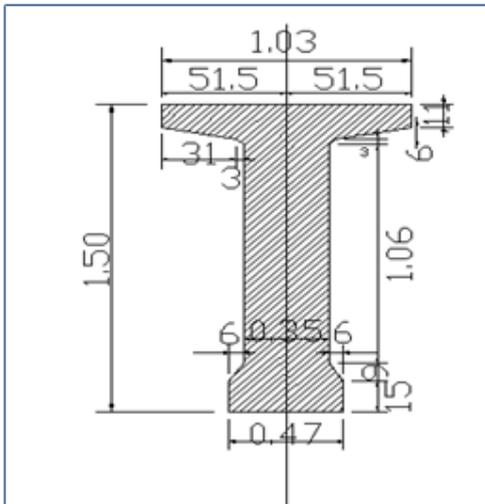


Figure III.4:

coupe transversale de la section d'about.

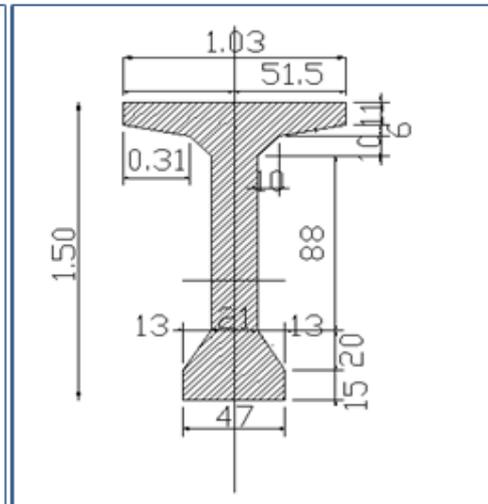


Figure III.5:

coupe transversale de la section médiane.

### III.3 Equipements d'un pont

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

1. Les dispositifs de retenue ;
2. Les corniches ;
3. Les trottoirs ;
4. Les appareils d'appui ;
5. Les joints de chaussée.

#### III.3.1 Dispositifs de retenue

Notre ouvrage présente un passage supérieur Avec un gabarit égal à 5.45 m. Donc on prend un dispositif comme montré dans la figure ci-contre :

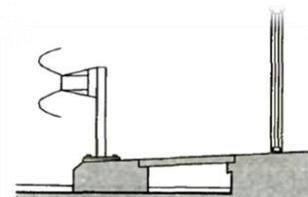


Figure III.6 : garde-corps et glissière.

**a) Glissières de sécurité**

Elles sont normalisées, et on trouve trois types :

- Glissières rigides ;
- Glissières souples ;
- Glissières élastiques.

**b) Garde-corps**

La fonction de base d'un garde-corps est d'empêcher la chute d'un piéton circulant sur le trottoir d'un pont. Le garde-corps est donc un élément primordial de la sécurité de l'usage piéton.

La hauteur des garde-corps  $h_{GC}$  pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

$$0.95 + 0.005 \times H_c \pm 0.05 \text{ m avec un maximum de } 1.20 \text{ m}$$

Avec :  $H_c$  est la hauteur de chute, dans notre cas est égale à 7.20 m.

$h_{GC} = 1.10 \text{ m}$
---------------------------

**III.3.2 Corniches**

La corniche est un élément de superstructure en relief destiné à couronner, en le parant et en le protégeant :

- Le bord latéral extérieur d'une dalle de pont ;
- La partie supérieure d'un mur de soutènement ou, en prolongement d'un ouvrage, les murs en retour des culées.

Il y a plusieurs catégories de corniches :

1. Les corniches en béton coulé en place ;
2. Les corniches en béton préfabriqué ;
3. Les corniches métalliques.

**III.3.3 Trottoir**

Il se caractérise par une surélévation de 10 à 20 cm par rapport à la voie de circulation, permet le passage des piétons, les concessionnaires de services publics.

La hauteur du trottoir est comprise entre 20 et 25 cm et sa largeur ne dépasse pas 1.25m. Dans notre ouvrage on prend la largeur du trottoir égale à 1.03 m.

Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue :

- Des trottoirs sur caniveau ;
- Des trottoirs sur pleins.

**III.3.4 Appareils d'appui**

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté ;
- Les appareils d'appui spéciaux ;
- Les appareils d'appui métalliques.

**III.3.5 Joints de chaussé**

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraités différés, aux glissements ou aux rotations.

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre.
- L'intensité de trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit du véhicule que leur tonnage.

On distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules ;
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules ;
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

**III.4 Caractéristiques géométrique de la poutre**

Vu la variation de la section le long de la poutre nous allons procéder à l'étude de deux sections de poutre celle d'about et celle de la zone médiane.

**Notations :**

( $\Delta$ ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

G : centre de gravité de la section.

Z : distance des différents centres de gravité des sections par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).

B : section de la poutre.

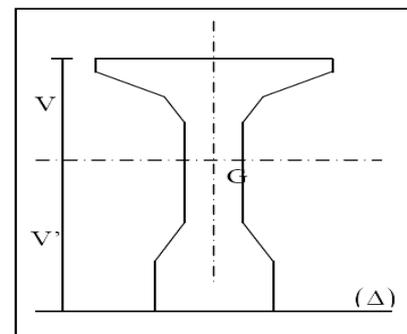


Figure III.7 : notation utilisée pour le calcul des caractéristiques géométriques de la poutre.

$I_0$  : moment d'inertie propre de la section considérée.

$I_{/\Delta} = I_0 + BZ^2$  : moment d'inertie par rapport à  $\Delta$ .

$S_{/\Delta} = B \times Z$  : moment statique.

$V = S_{/\Delta} / B$  : distance du centre de gravité de la fibre supérieure.

$V'$  : distance du centre de gravité de la fibre inférieure.

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

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

$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V'$  : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

$\rho = I_G / [B \text{ (nette)} \times V \times V']$  : le rendement géométrique :

- $B \text{ (nette)} = 95\% B \text{ (brute)}$
- $S_{/\Delta} \text{ (nette)} = 95\% S_{/\Delta} \text{ (brute)}$
- $I_{/\Delta} \text{ (nette)} = 90\% I_{/\Delta} \text{ (brute)}$

La section nette est celle qui ne comprend pas la section des gaines.

**III.4.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée**

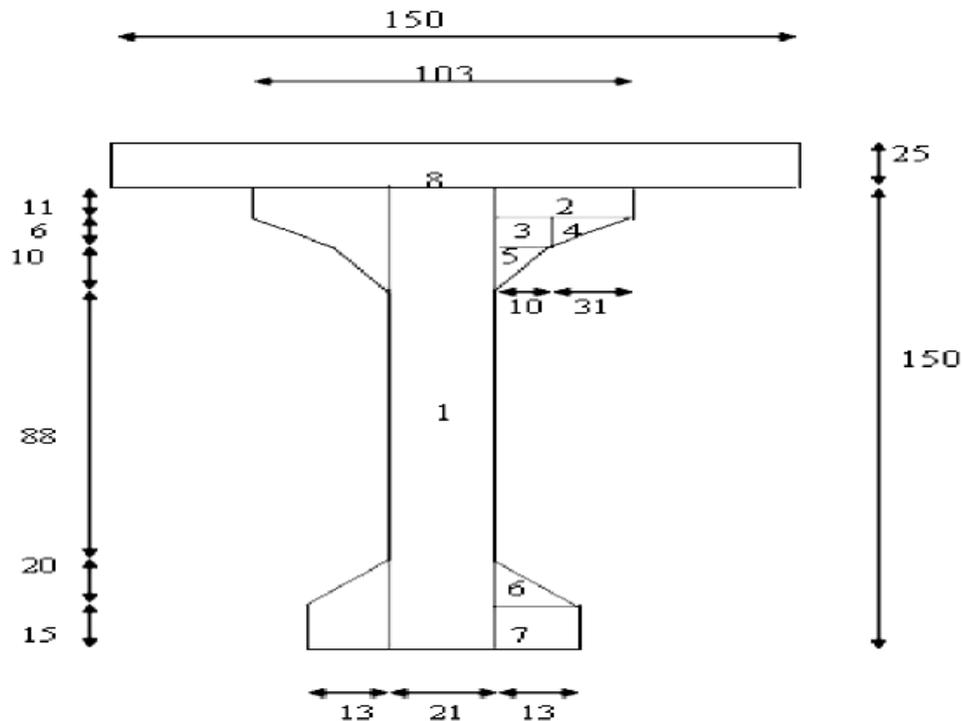


Figure III.8 : poutre à mi-travée + hourdis.

Tableau III.1 : caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée

Designation	x (cm)	y (cm)	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S <sub>Δ</sub> = B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> = I <sub>0</sub> + BZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
S1 x 1	21	150	3150	75	236250	5906250	23625000
S2 x 2	41	11	902	144.5	130339	9095.17	18843080.70
S3 x 2	10	6	120	136	16320	360	2219880
S4 x 2	31	6	186	137	25482	372	3491406
S5 x 2	10	10	100	129.67	12967	555.56	1681986.50
S6 x 2	13	20	260	21.67	5634.20	5777.78	127870.90
S7 x 2	13	15	390	7.50	2925	7312.50	29250
B (brute)	/	/	5108	/	/	/	/
B (nette)	/	/	4852.60	/	/	/	/
S <sub>Δ</sub> (brute)	/	/	/	/	429917.2	/	/
S <sub>Δ</sub> (nette)	/	/	/	/	408421.34	/	/
I <sub>Δ</sub> (brute)	/	/	/	/	/	/	50018474
I <sub>Δ</sub> (nette)	/	/	/	/	/	/	45016626

$$D'o\grave{u} V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}} = \frac{40842.34}{4852.60} = 84.17 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 65.83 \text{ cm.}$$

$$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V'$$

$$D'o\grave{u}; I_G = 10641654.22 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_G / [B (nette) \times V \times V'] = 0.40$$

$\rho = 40\%$   $\iff$  **Correspond à une section normale.**

Tableau III.2 : caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à mi-travée

Designation	x (cm)	y (cm)	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S <sub>Δ</sub> = B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> = I <sub>0</sub> + BZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Section poutre	/	/	5108	/	429917.20	/	50018474
Section hourdis	140	25	3500	160	560000	5716666.67	95316666.67
B (brute)	/	/	8608	/	/	/	/
B (nette)	/	/	8177.6	/	/	/	/
S <sub>Δ</sub> (brute)	/	/	/	/	989917.20	/	/
S <sub>Δ</sub> (nette)	/	/	/	/	940421.34	/	/
I <sub>Δ</sub> (brute)	/	/	/	/	/	/	145335140.70
I <sub>Δ</sub> (nette)	/	/	/	/	/	/	130801626.60

$$D'o\grave{u} V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}} = 114.99 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 175 - 114.99 = 60.00 \text{ cm.}$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V'$$

$$D'où ; I_G = 22662576.71 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = I_G / [B (\text{nette}) \times V \times V'] = 0.40$$

$\rho = 40\%$   $\Rightarrow$  Correspond à une section normale.

III.4.2 Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

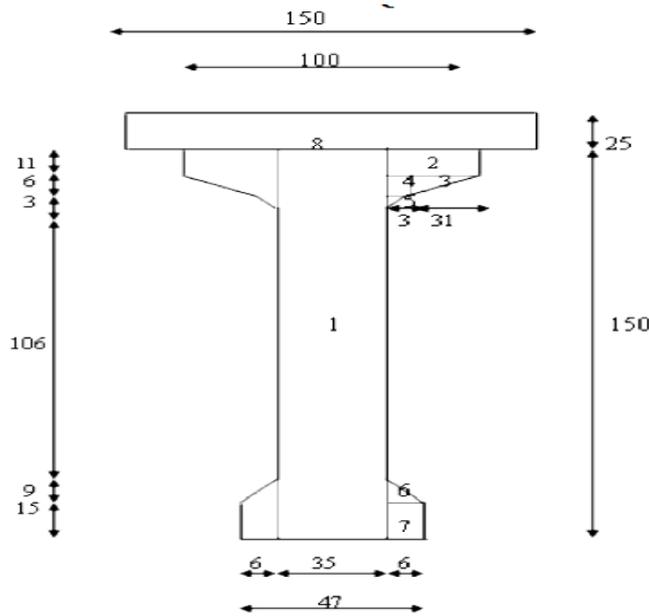


Figure III.9 : poutre à l'about + hourdis.

Tableau III.3 : caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Designation	x (cm)	y (cm)	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S <sub>/Δ</sub> = B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> = I <sub>0</sub> + BZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
S1 x 1	35	150	5250	75	393750	9843750	39375000
S2 x 2	34	11	748	144.50	108086	7542.33	15625969.33
S3 x 2	31	6	186	137	25486	372	3491406
S4 x 2	3	6	36	136	4896	108	665964
S5 x 2	3	3	9	132	1188	4.50	156820.50
S6 x 2	6	9	54	18	972	243	177739
S7 x 2	6	15	180	7.50	1350	3375	13500
B (brute)	/	/	6463	/	/	/	/
B (nette)	/	/	6139.85	/	/	/	/
S <sub>/Δ</sub> (brute)	/	/	/	/	535724	/	/
S <sub>/Δ</sub> (nette)	/	/	/	/	508937.80	/	/
I <sub>/Δ</sub> (brute)	/	/	/	/	/	/	59346398.83
I <sub>/Δ</sub> (nette)	/	/	/	/	/	/	53411758.95

$$D'o\grave{u} V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}} = 82.891 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 150 - 82.891 = 67.109 \text{ cm.}$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V'$$

$$D'o\grave{u}; I_G = 11225395.77 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = I_G / [B (\text{nette}) \times V \times V'] = 0.33$$

$\rho = 33\%$   $\Leftrightarrow$  **Correspond à une section normale.**

Tableau III.4 : caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à l'about

Designation	x (cm)	y (cm)	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S <sub>/Δ</sub> = B x Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> = I <sub>0</sub> + BZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Section poutre	/	/	6463	/	535724	/	59346398.83
Section hourdis	140	25	3500	160	560000	5716666.67	95316666.67
B (brute)	/	/	9963	/	/	/	/
B (nette)	/	/	9464.85	/	/	/	/
S <sub>/Δ</sub> (brute)	/	/	/	/	1095724	/	/
S <sub>/Δ</sub> (nette)	/	/	/	/	1040937.80	/	/
I <sub>/Δ</sub> (brute)	/	/	/	/	/	/	154663065.50
I <sub>/Δ</sub> (nette)	/	/	/	/	/	/	139196759.00

$$D'o\grave{u} V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}} = 109.98 \text{ cm.}$$

$$V = (h_p + h_t) - V' = 175 - 109.98 = 65.02 \text{ cm.}$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V' ,D'o\grave{u}: I_G = 24714419.76 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = I_G / [B (\text{nette}) \times V \times V'] = 0.37.$$

$\rho = 37\%$   $\Leftrightarrow$  **Correspond à une section normale**

### III.5 Conclusion

Pour notre ouvrage, on prendra une épaisseur de dalle de 25cm, et une poutre de hauteur totale de 1,50 m, l'épaisseur de l'âme est de 35cm à l'about, et de 21 cm pour la section médiane.

On procèdera au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter.

## Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

### IV.1 Introduction

Les études des ponts prennent en compte les données d'entrée, telles que les charges de service, les surcharges accidentelles, les charges climatiques, les caractéristiques mécaniques du sol. D'une façon générale, la partie portante d'un pont doit résister aux charges permanentes principalement, liées aux revêtements, aux charges d'exploitations liées à l'utilisation du pont, aux surcharges mobiles et au poids propre du tablier.

Notons que ces charges et surcharges agissant sur le pont pouvant être classées comme suit :

#### Les actions permanentes comprennent :

- Le poids des éléments porteurs (charges permanentes CP): poutre, dalle.
- Le poids des éléments non porteurs (compléments des charges permanentes CCP): dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement.

#### Les actions mobiles de leur côté comprennent :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier [**fascicule 61 titre II**], [**RPOA**].
- Les charges climatiques : essentiellement vent et température;
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99**) ;
  - L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul à la rupture selon l'ensemble des actions en prenant compte leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité de ouvrage.

### IV.2 Calcul des charges

#### IV.2.1 Charges permanentes CP

##### a) Poutres

Les poutres VIPP sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant, d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

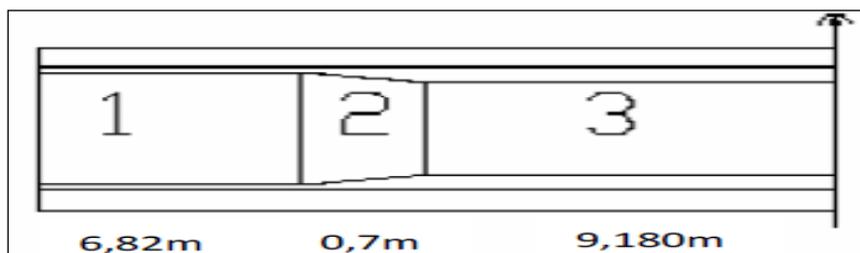


Figure IV.1 : variation de la section de la poutre.

$$G_{pT} = (G_{p1} + G_{p2} + G_{p3}) \times 2$$

$$G_{pi} = L_i \times S_i \times \rho_B$$

$G_{pT}$  : le poids propre de la poutre en totale ;

$G_{p1}$  : le poids propre de la section 1 de la poutre ;

$G_{p2}$  : le poids propre de la section 2 de la poutre ;

$G_{p3}$  : le poids propre de la section 3 de la poutre.

Tableau IV.1 : poids propre de poutres

i	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\rho_B$ (t/m <sup>3</sup> )	$G_{p1}$ (t)	$G_{p2}$ (t)	$G_{p3}$ (t)	$G_{pT}$ (t)	$G_{pT}$ (t/ml)	$G_{pT} \times N$ (t/ml)
1	6.82	0.6463	2.5	11.019	1.013	11.72	47.504	1.42	9.94
2	0.70	0.5790	2.5						
3	9.18	0.5108	2.5						

**b) Dalle**

$$G_{Dalle} = \rho_B \times e_{Dalle} \times L_{Dalle}$$

$$G_{Dalle} = 2.5 \times 0.25 \times 9.8 = 6.125 \text{ t/ml.}$$

$$G_{Dalle} = 6.125 \text{ t/ml}$$

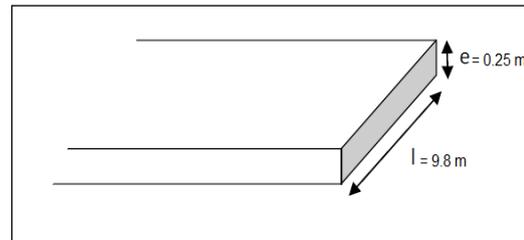


Figure IV.2 : vue de face de la dalle.

**IV.2.2 Eléments non porteurs (Compléments des charges permanentes CCP)**

**a) Etanchéité (la chape)**

$$G_E = \rho_{bitume} \times S_{couche \text{ de chape}}$$

$$\rho_{bitume} = 2.2 \text{ t/m}^3$$

$$S_{couche \text{ de chape}} = 0.01 \times 7 = 0.07 \text{ m}^2$$

$$G_E = 2.2 \times 0.07 = 0.154 \text{ t/ml}$$

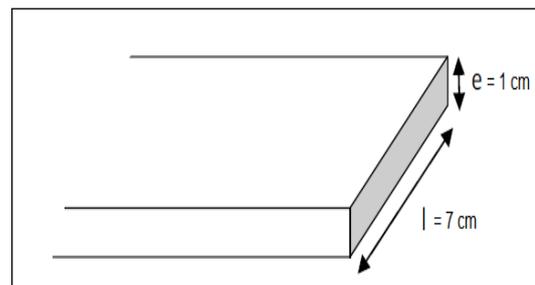


Figure IV.3 : vue de face de l'étanchéité.

**b) Revêtement**

$$G_R = \rho_{bitume} \times S_{couche \text{ de revêtement}}$$

$$\rho_{bitume} = 2.2 \text{ t/m}^3.$$

$$S_{couche \text{ de revêtement}} = 0.08 \times 7 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$G_R = 2.2 \times 0.56 = 1.232 \text{ t/ml}$$

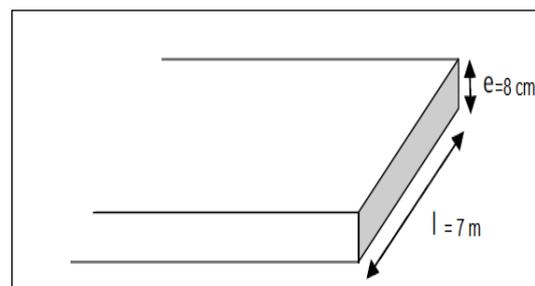


Figure IV.4 : vue de face de revêtement.

c) Garde-corps

Le poids du garde-corps est prie = 0.1 t/ml

$$G_{GC} = 2 \times 0.1 = 0.2 \text{ t/ml}$$

$$G_{GC} = 0.2 \text{ t/ml}$$

d) Glissière

Le poids de la glissière est prie = 0.15 t/ml

$$G_{GS} = 0.15 \times 2 = 0.3 \text{ t/ml}$$

$$G_{GS} = 0.3 \text{ t/ml}$$

e) Trottoirs

$$G_T = \rho_B \times S_T$$

$$G_T = 2.5 \times (0.2 \times 1.40) \times 2 = 1.40 \text{ t/ml}$$

$$G_T = 1.40 \text{ t/ml}$$

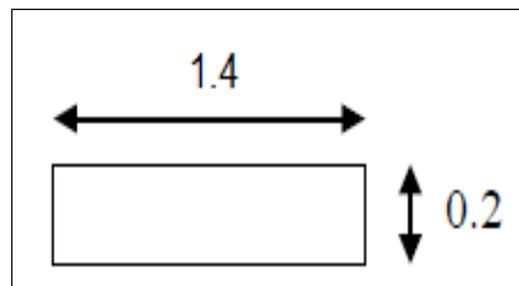


Figure IV.5 : vue de trottoir.

f) Corniche

$$P_C = P_1 + P_2 + P_3$$

$$P_C = 0.1921 + 0.0844 + 0.2385 = 0.515 \text{ t/ml}$$

$$G_C = P_C \times 2 = 1.03 \text{ t/ml}$$

$$G_C = 1.03 \text{ t/ml}$$

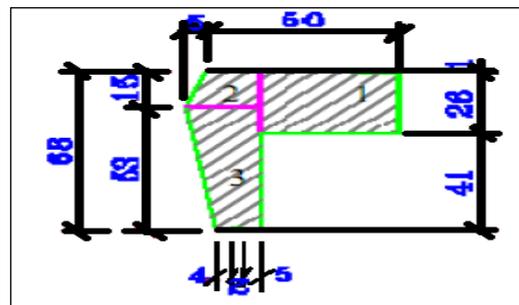


Figure IV.6 : corniche.

Tableau IV.2 : récapitulatif de poids total du tablier

	Eléments	Poids (t/ml)
CP	Poutres	9.940
	Dalle	6.125
CCP	Etanchéité	0.154
	Revêtement	1.232
	Garde-corps	0.200
	Glissière	0.300
	Trottoirs	1.400
	Corniche	1.030
<b>Poids total de tablier</b>		<b>20.48</b>

### IV.3 Caractéristiques du pont

#### a) Largeur roulable ( $L_r$ )

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou de bordures, dans notre projet, elle est égale à :

$$L_r = 7 \text{ m}$$

#### b) Largeur chargeable ( $L_c$ )

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière, barrière) lorsqu'il existe.

$$L_c = 6 \text{ m}$$

#### c) Nombre de voies ( $N$ )

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

$$N = E(L_c/3) = 2 \text{ voies}$$

#### d) Largeur de voie ( $L_v$ )

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$L_v = L_c/N = 3 \text{ m}$$

#### e) Classe du pont

Tous les ponts supportant des chaussées roulables satisfaisant la condition suivante :  $L_r \geq 7 \text{ m}$ , sont rangés dans la catégorie de première classe.  
D'où,

$$\text{Pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe}$$

### IV.4 Charges d'exploitation

#### IV.4.1 Charges de chaussée

Les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- a) La surcharge de type A(L) ;
- b) Système B (Bc, Bt et Br) ;
- c) La surcharge militaire Mc120 ;
- d) Les surcharges exceptionnelles D240 ;

##### IV.4.1.1 Surcharge de type A(L)

Le système A(L) se compose d'une charge uniformément répartie exprimée en ( $\text{Kg/m}^2$ ) dont l'intensité dépend de la longueur chargée L(m) donnée par :

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

Avec ;  $A(L) = 230 + 36000 / (L + 12)$

L : dans notre cas représente la portée de la travée = 33.4 m.

$$A(L) = 1.022 \text{ t/m}^2$$

Détermination de  $a_1$  et  $a_2$  :

- Le coefficient  $a_1$  : fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargés.

Tableau IV.3 : coefficient  $a_1$  (d'après le tableau suivant (fascicule 62 titre II))

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

- Le coefficient  $a_2$  :

$$a_2 = v_0 / v$$

Tel que, v est la largeur de voie ( $L_v = 3\text{m}$ ) et  $v_0$  dépend de la classe du pont.

Tableau IV.4 : valeur de  $v_0$

Classe du pont	$v_0$ (m)
Première classe	3.50
Deuxième classe	3.00
Troisième classe	2.75

$$a_2 = v_0/v = 1.17$$

Tableau IV.5 : valeurs de A pour différentes voies chargées

Voies	$a_1$	$a_2$	$A=A(L).a_1.a_2$ (t/m <sup>2</sup> )	Largeur de voie (m)	A (t/ml)
1	1	1.17	1.022	3	3.59
2	1	1.17	1.022	6	7.18

#### IV.4.1.2 Système B

Ce système de charges comprend trois systèmes distincts :

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

Les surcharges du système B sont frappées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4xG/S}$$

a) Système Bc

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou de convois que la chaussée comporte de voies de circulation (cf. Art.2.2) et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Ce système répond aux caractéristiques suivantes :

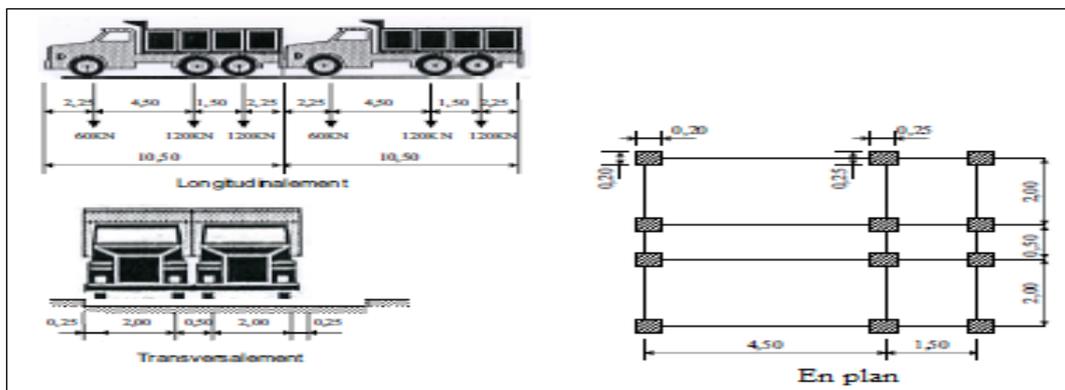


Figure IV.7 : système Bc.

La valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : valeur de bc

Nombre de file		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 <sup>ère</sup> classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2 <sup>ème</sup> classe	1.00	1.00	/	/	/
	3 <sup>ème</sup> classe	1.00	0.80	/	/	/

✓ Calcul de coefficient de majoration  $\delta_{Bc}$  :

Soit  $S_{Bc}$  la charge maximale qu'on peut placer sur le pont multipliée par bc :

$$S_{Bc} = B \times bc$$

Tableau IV.7 : coefficient de majoration dans le système Bc ( $\delta_{Bc}$ )

Cas de chargement	bc	$S_{Bc}$ (t)	L (m)	G (t)	$\delta_{Bc}$	Charge par essieu (t)	
Une file	1.2	72	33.4	684.032	1.0674	E. A.V.	7.685
						E.A.R.	15.371
Deux files	1.1	132	33.4	684.032	1.0797	E.A.V.	14.252
						E.A.R.	28.504

**b) Système Bt**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux (2 x 16t), tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est supposé disposer sur la chaussée.

Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.

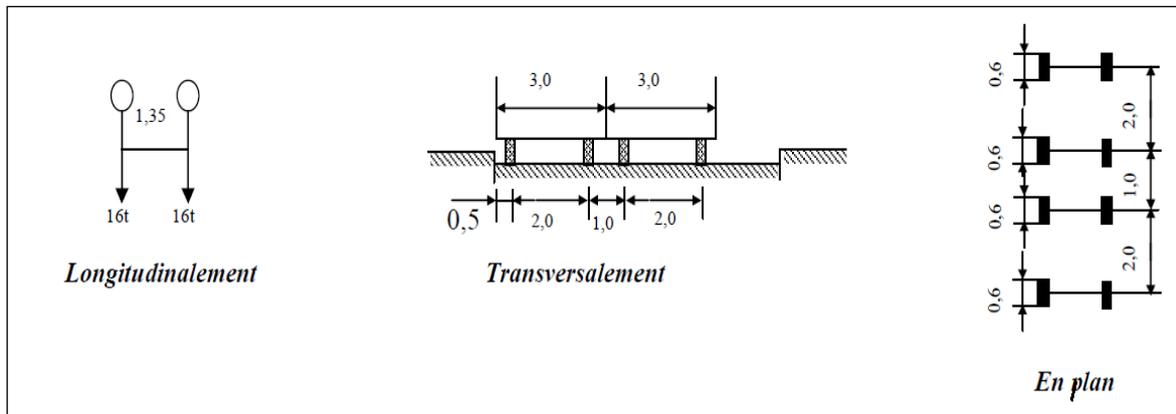


Figure IV.8 : système Bt.

La valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt, donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : valeur de bt

Classe de pont	bt
1 <sup>ère</sup> classe	<b>1.20</b>
2 <sup>ème</sup> classe	1.00

✓ Calcul de coefficient de majoration  $\delta_{Bt}$  :

Soit  $S_{Bt}$  la charge maximale qu'on peut placer sur le pont multipliée par bt :

$$S_{Bt} = B \times bt$$

Tableau IV.9 : coefficient de majoration dans le système Bt ( $\delta_{Bt}$ )

Cas de chargement	bt	$S_{Bt}$ (t)	L (m)	G (t)	$\delta_{Bt}$	Charge par essieu (t)
Un tandem	1.2	38.4	33.4	684.032	<b>1.0604</b>	16 x 1.20 x 1.0604 = <b>20.36</b>
Deux tandems	1.2	76.8	33.4	684.032	<b>1.0685</b>	32 x 1.20 x 1.0685 = <b>41.03</b>

c) Système Br

La roue isolée, qui constitue le système Br, porte une charge de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.6 m et le coté longitudinal 0.3 m. Le rectangle d'impact de la roue Br, dispose normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, et peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

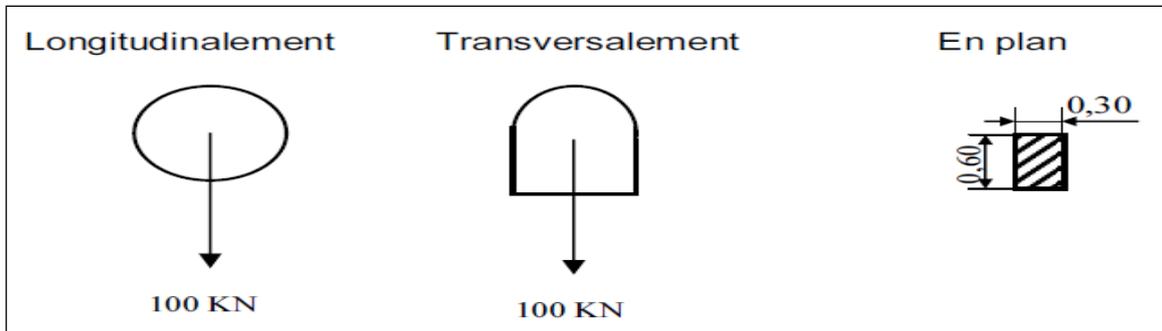


Figure IV.9 : système Br.

✓ Calcul de coefficient de majoration  $\delta_{Br}$  :

Tableau IV.10 : coefficient de majoration dans le système Br ( $\delta_{Br}$ )

Chargement Br	$S_{Br}$ (t)	L (m)	G (t)	$\delta_{Br}$
	10	33.4	684.032	<b>1.0542</b>

IV.4.1.3 Système de surcharges militaires

Les convois militaires sont composés de deux (02) classes ; M120 et M80. Chaque classe se compose de deux (02) systèmes distincts :

- 1- Système Mc : représente par des chenilles.
- 2- Système Me : composé d'un groupe de deux (02) essieux.

a) Système Mc

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120 car, il est le cas le plus défavorable, donc pour le calcul du coefficient dynamique, on prend :

$$S = \max (S_{Mc 80}, S_{Mc 120})$$

➤ **Système Mc120**

Un véhicule type de système Mc120 comporte deux (02) chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

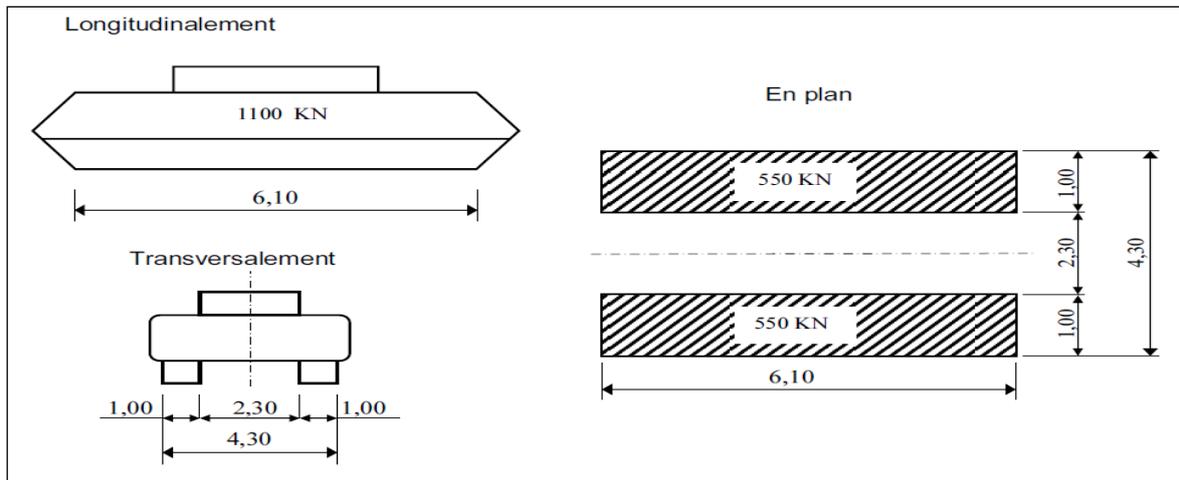


Figure IV.10 : système Mc 120.

Ce système a une charge totale  $S_{Mc} = 110 \text{ t}$ .

✓ Calcul de coefficient dynamique  $\delta_{Mc}$  :

Tableau IV.11 : coefficient de majoration dans le système Mc ( $\delta_{Mc}$ )

Chargement	$S_{Mc}$ (t)	L (m)	G (t)	$\delta_{Mc}$	$P_{Mc}$ (t) : charge par chenelle	$P_{Mc}$ (t/ml)
Mc	110	33.4	684.032	<u>1.2066</u>	132.726	21.75

Tel que  $P_{Mc} = S_{Mc} \times \delta_{Mc}$

**b) Système Me**

Le cas le plus défavorable correspond au système Me120.

➤ **Système Me 120**

Le système Me120 constitué de deux (02) essieux distant de 1.80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Ce système répond aux caractéristiques suivantes :

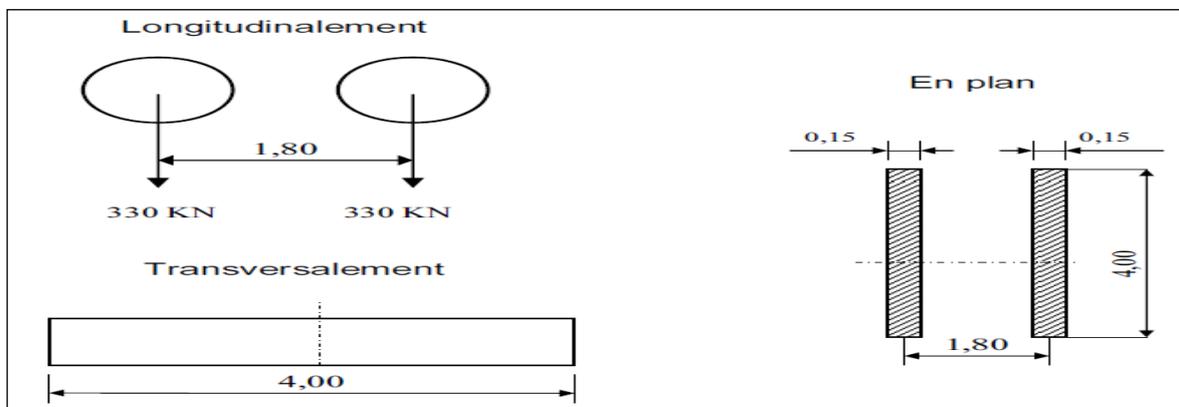


Figure IV.11 : système Me 120.

Le système Me a une charge totale  $S_{Me} = 66 \text{ t}$ .

✓ Calcul de coefficient dynamique  $\delta_{Me}$  :

Tableau IV.12 : coefficient de majoration dans le système Me ( $\delta_{Me}$ )

Chargement	$S_{Me} \text{ (t)}$	$L \text{ (m)}$	$G \text{ (t)}$	$\delta_{Me}$	$P_{Me} \text{ (t):charge par chenelle}$	$P_{Me} \text{ (t/ml)}$
Me	66	33.4	684.032	1.0767	71.0622	11.65

**IV.4.1.4 Convois exceptionnelles**

Se sont de type D ou E.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majoration pour effets dynamiques, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

**a) Convoi type D**

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types D280 ou D240.

Prenant le cas le plus défavorable, la charge maximale de ce convoi type par mètre linéaire est celle correspondante au convoi type D240

➤ **Convoi type D240**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois (03) éléments de quatre (04) lignes à deux (02) essieux de 240 t. Il répond aux caractéristiques suivantes :

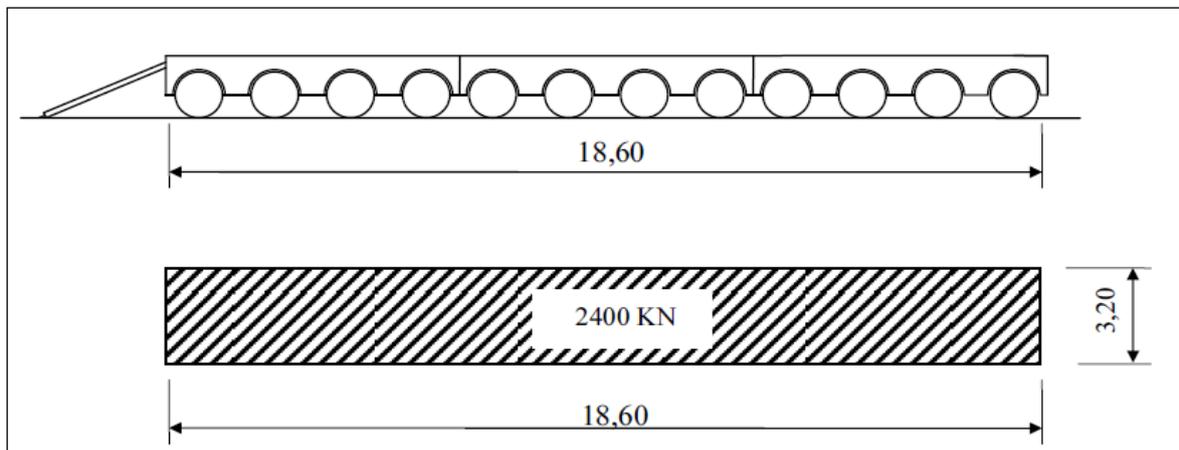


Figure IV.12 : convoi type D240.

La charge maximale de système D240 est égale à :  $S_{D240} = 240 \text{ t}$ .

Soit par mètre linéaire  $S_D = 240 / 18.6 = 12.9 \text{ t/ml}$

**b) Convoi type E**

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types E400 ou E360. Le convoi type E400 ou E360 est supposé seul quelque soit la largeur et la longueur du pont.

Prenant le cas le plus défavorable, la charge maximale de ce convoi type par mètre linéaire est celle correspondante au convoi type E360.

➤ **Convoi type E360 :**

Le convoi type E360 comporte une remorque de trois (03) éléments de quatre (04) lignes à trois (03) essieux, il répond aux caractéristiques suivantes :

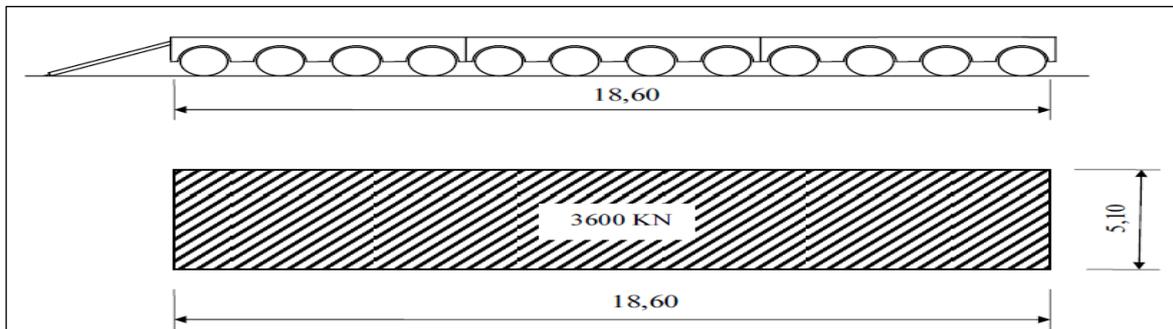


Figure IV.13 : convoi type E360.

La charge maximale de système E est égale à :  $S_E = 360 \text{ t}$ .

Soit par mètre linéaire  $S_E = 360 / 18.6 = 19.35 \text{ t/ml}$

**IV.4.1.5 Effort de freinage**

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

Tableau IV.13 : effort de freinage au système A(L) et Bc

Effort de freinage au système A(L)				
Nombre de voies	A (L) en (t)	S (m <sup>2</sup> )	F	H <sub>F</sub> en (t)
		S = Lc x L	F = 1/ (20+0.0035xS)	H <sub>F</sub> = F x A
1	3.59 x 33.4 = 119.906	3 x 33.4 = 100.2	0.049	5.892
2	7.18 x 33.4 = 239.812	6 x 33.4 = 200.4	0.048	11.511
Effort de freinage au système Bc				
	bc	P <sub>Bc</sub> (t)	H <sub>F</sub> = P <sub>Bc</sub> x bc en (t)	
Une seule voie chargée	1.2	30	36	
Deux voies chargées	1.1	30	33	

**IV.4.2 Surcharges sur les trottoirs**

Elles s'appellent aussi charge générale, on applique sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m<sup>2</sup>.

La largeur du trottoir est 1.40 m.

- Pour un seul trottoir :  $1.4 \times 0.15 = 0.21 \text{ t/ml}$
- Pour deux trottoirs :  $2 \times 1.4 \times 0.15 = 0.42 \text{ t/ml}$

**IV.4.3 Charges climatiques**

**IV.4.3.1 Charges thermiques**

➤ **Variations linéaires**

La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu, soit :  
Pour la région de Rélizane ( $\Delta T = \pm 10^\circ C$ ).

➤ **Gradient thermique**

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

En général, les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : valeurs de gradient thermique

	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

**IV.4.3.2 Charges de vent**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. En général, la valeur représentative de la pression dynamique de vent est [selon le **fascicule 61-titre II**] :

- P = 2 KN/m<sup>2</sup> : pour les ouvrages en service.
- P = 1,25 KN/m<sup>2</sup> : pour les ouvrages en cours de construction.

**IV.4.4 Evaluation des actions accidentelles**

Les actions accidentelles résultent de l'impact des véhicules (routiers, ferroviaires, maritimes) sur les éléments porteurs de l'ouvrage; ainsi que de leurs impacts sur les bordures et les barrières de retenue, on rajoute aussi pour les ponts routiers les surcharges sur les trottoirs.

D'après le **R.C.P.R.**, les actions sismiques sont classées aussi parmi les actions accidentelles et elles sont déterminées suivant les formules indiquées dans les règlements parasismiques des ouvrages d'art. [R.C.P.R.]

➤ **Action sismique**

Notre ouvrage comme c'est un pont routier il est classé dans le groupe 1 (pont très important), zone sismique IIa, site S2.

**IV.5 Calcul des éléments de réduction**

**IV.5.1 Calcul des éléments de réduction dû aux poids propre**

En utilisant la méthode de la RDM :

$$q = 20.480 \text{ t/ml.}$$

$$R_A = R_B = q \cdot \frac{L}{2}$$

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = q \cdot \frac{L}{2} - q \cdot x$$

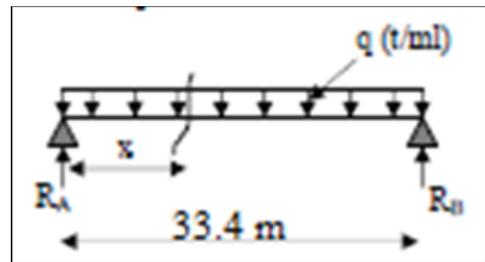


Figure IV.14 : coupe longitudinale de la poutre.

Tableau IV.15 : éléments de réduction dû aux poids propre

Position de la section	M(x) en (t.m)	T(x) en (t)
x = 0L	0	342
x = 0.25L	2141	171
x = 0.5L	2855.87	0

**IV.5.2 Calcul des éléments de réduction dû aux surcharges**

**IV.5.2.1 Moment fléchissant à x = 0.5L**

a) Surcharge A(L)

$$y_0 = \frac{a \times b}{L} = \frac{(L/2)^2}{L} = 8.35 \text{ m}$$

$$S = 2 (a \times y_0) / 2 = 139.445 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = A(L) \cdot S$$

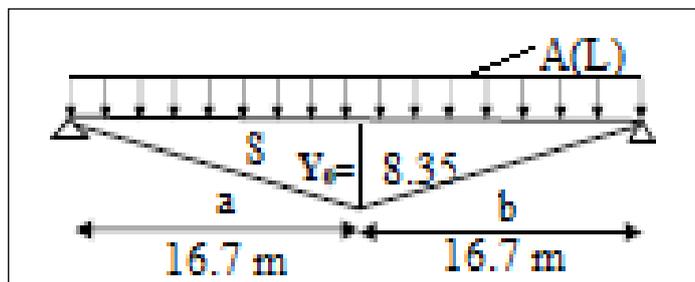


Figure IV.15 : ligne d'influence sous le chargement A(L).

Tableau IV.16 : moment maximum sous le chargement A(L)

Nombre de voies chargées	M <sub>max</sub> en (t.m)
1 voie	500.61
2 voies	1001.22

**b) Surcharge dû au système B**

- Utilisation des lignes d'influence ;
- Théorème de BARRE.

**b-1) Système Bc**

On a deux cas à traiter, le premier c'est pour une résultante à droite de l'axe de la poutre et le second c'est pour une résultante à gauche de l'axe de la poutre, et par suite on prendra le cas le plus défavorable.

1<sup>er</sup> cas : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre

Le théorème de BAREE dit que le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté gauche de l'essieu de 12 t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

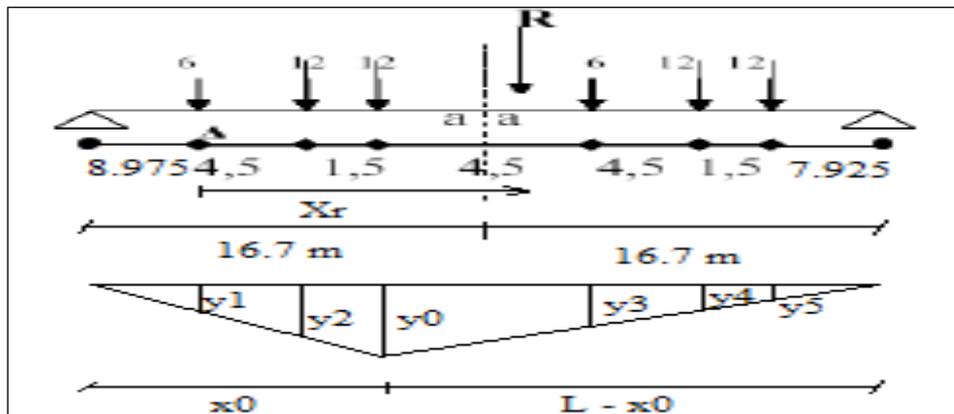


Figure IV.16 : résultante à droite de l'axe de la poutre, système Bc.

- Détermination de « a » :

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5 = R \cdot x_r$$

$$R \cdot x_r = 567 \text{ t.m} , \text{ or } : R = \sum P_i = 30 \text{ t} \Rightarrow x_r = 9.45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 2a = x_r - 6 = 3.45 \text{ m.}$$

$$a = 1.725 \text{ m}$$

Tableau IV.17 : calcul des ordonnées yi

y <sub>0</sub>	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>3</sub>	y <sub>4</sub>	y <sub>5</sub>
8.26	4.95	7.43	6.24	4.22	3.55

$$-\sum y_i \text{ de EAV} = y_1 + y_3 = 11.19$$

$$-\sum y_i \text{ de EAR} = y_0 + y_2 + y_4 + y_5 = 23.46$$

- Moment fléchissant :

$$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 12 \times 8.26 + 6 \times 4.95 + 12 \times 7.43 + 6 \times 6.24 + 12 \times 4.22 + 12 \times 3.55 = 348.66 \text{ t.m}$$

$$M_1 = 348.66 \text{ t.m}$$

2<sup>ème</sup> cas : la résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre

Le théorème de BAREE dit que le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté droit de l'essieu de 6 t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

- Détermination de a :

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 12 \times 4.5 + 12 \times 6$$

$$+ 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5 = R \cdot x_r$$

$$R \cdot x_r = 567 \text{ t.m}$$

$$R = \sum P_i = 30 \text{ t} \Rightarrow x_r = 9.45 \text{ m}$$

$$2a = 10.5 - x_r = 3.45 \text{ m} \implies a = 0.525 \text{ m}$$

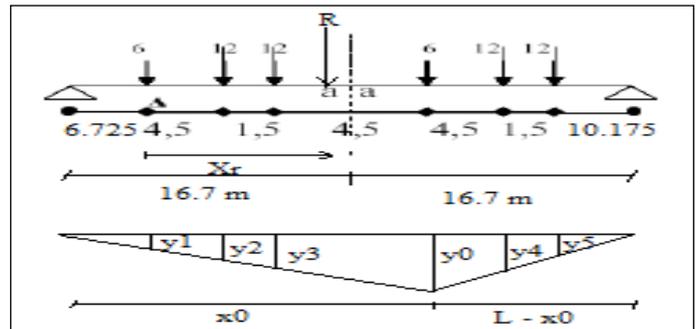


Figure IV.17 :

résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc.

Tableau IV.18 : calcul des ordonnées y<sub>i</sub>

y <sub>0</sub>	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>3</sub>	y <sub>4</sub>	y <sub>5</sub>
8.34	3.26	5.43	6.16	6.02	5.25

$$-\sum y_i \text{ de EAV} = y_0 + y_1 = 11.6$$

$$-\sum y_i \text{ de EAR} = y_2 + y_3 + y_4 + y_5 = 22.86$$

- Moment fléchissant :

$$M_2 = \sum P_i \cdot y_i = 6 \times 8.34 + 6 \times 3.26 + 12 \times 5.43 + 12 \times 6.16 + 12 \times 6.02 + 12 \times 5.25 = 343.92 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 343.92 \text{ t.m}$$

Le cas le plus défavorable est celui du 1<sup>er</sup> cas (résultante à droite de l'axe de la poutre), d'où ;

$$M_{\max} = M \times bc \times \delta_{bc}$$

$$M_{bc} = 348.66 \text{ t.m}$$

Tableau IV.19 : moment fléchissant maximum sous le système Bc

Nombre de voies	bc	δ <sub>bc</sub>	M (t.m)	M <sub>max</sub> (t.m)
1 voie	1.2	1.0674	348.66	446.59
2 voies	1.1	1.0797	697.32	828.19

Tableau IV.20 : moment fléchissant par poutre sous le système Bc

Nombre de voies	Essieu	P(t)	M (t.m)	M <sub>0</sub> = M/N
1 voie	EAV	7.685	446.60	63.80
	EAR	15.371		
2 voies	EAV	14.252	828.18	118.31
	EAR	28.504		

Avec  $M = P_i \cdot \sum y_i \text{ EAV} + P_j \cdot \sum y_j \text{ EAR}$

**b-2) Système Bt**

Un seul cas se présente pour la position de la résultante R par rapport à l'axe de la poutre.

Détermination de a :

$$2a = (1.35 \times 16) / 33.4 = 0.647$$

$$a = 0.324$$

$$y_0 = 8.35 \text{ et } y_1 = 7.69$$

$$M = \sum P_i \cdot y_i$$

$$M = 16 \cdot (8.35 + 7.69) = 256.64 \text{ t.m}$$

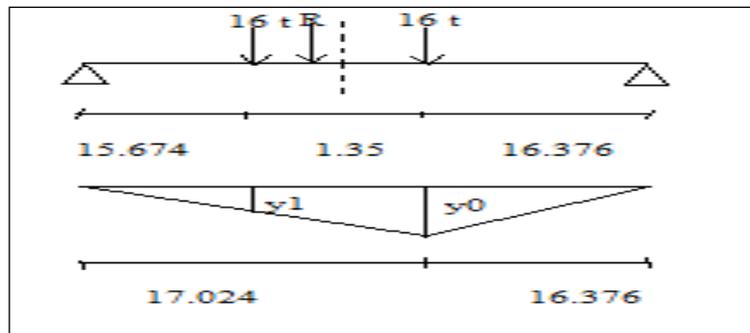


Figure IV.18 : position de la résultante, système Bt.

D'où :  $M_{Bt} = 256.64 \text{ t.m}$

Tableau IV.21 : moment fléchissant maximum sous le système Bt

Tandem	bt	$\delta_{bt}$	M (t.m)	M <sub>Btmax</sub> (t.m)
1	1	1.0604	256.64	272.14
2	1	1.0685	513.28	548.44

**b-3) Système Br**

$$M_{Br} = 10 \times 16.7 = 167 \text{ t.m} \implies M_{Brmax} = 167 \text{ t.m.}$$

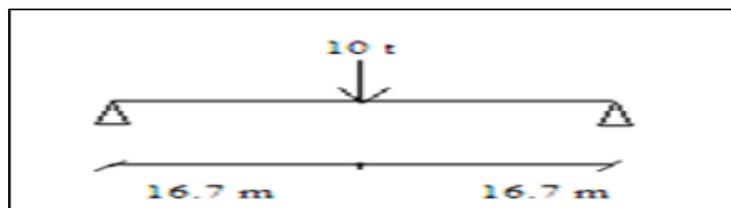


Figure IV.19 : poutre sous le chargement Br.

c) Système Mc120

$$R_A = R_B = \frac{18.03 \times 6.10}{2} = 54.99 \text{ t.}$$

$$M = R_A \cdot x - q \cdot (3.05^2/2)$$

$$= 66.34 \times 16.7 - 18.03 \cdot (3.05^2/2)$$

$$= 1024.018 \text{ t.m}$$

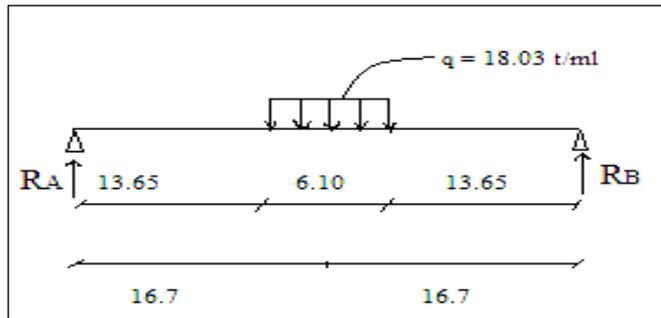


Figure IV.20 : poutre sous le chargement Mc120

D'où :  $M_{c120max} = 1024.018 \text{ t}$

d) Système D240

$$R_A = R_B = 120 \text{ t}$$

$$M = R_A \cdot x - q \cdot (9.3^2/2)$$

$$M = 120 \times 16.7 - 12.9 \times (9.3^2/2)$$

$$M = 1446.14 \text{ t.m}$$

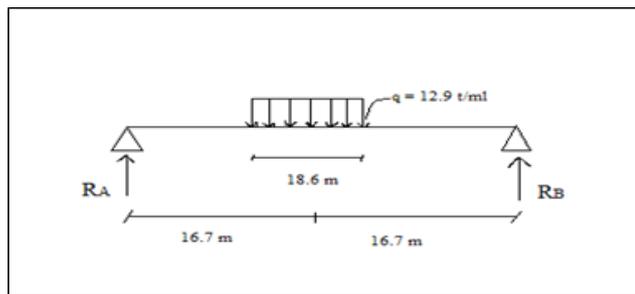


Figure IV.21 : poutre sous le chargement D240.

$M_{D240 \text{ max}} = 1446.14 \text{ t.m}$
--

e) Surcharge de trottoir

Tableau IV.22 : moment fléchissant maximum suivant les surcharges du trottoir

	L (m)	Q (t/ml)	$M_{\text{trottoir}} = Q \cdot L^2/2$ (t.m)
Un trottoir	33.4	0.21	29.28
Deux trottoirs	33.4	0.42	58.57

Tableau IV.23 : récapitulatif du moment dû aux surcharge à  $x = 0.5L$

Surcharge		P(t) en t/ml	M (t.m)	$M_0 = M/7$ (t.m)	
Trottoir	1 trottoir	0.21	29.28	4.18	
	2 trottoirs	0.42	58.57	8.36	
A(L)	1 voie	3.59	500.61	71.52	
	2 voies	7.18	1001.22	143.03	
Bc	1 file	EAV	7.685	446.60	63.8
		EAR	15.371		
	2 files	EAV	14.252	828.18	118.31
		EAR	28.504		
Bt	1 tandem	16	271.76	38.82	
	2 tandems	16	547.00	78.14	
Br		0.29	167	23.86	
Mc120		18.03	1024.018	146.29	
D240		12.9	1446.14	206.59	

IV.5.2.2 Effort tranchant

a) Surcharge A(L)

On a :  $T(x) = R_A - q \cdot x$

➤  $A \text{ x} = 0L$  :

$$T_{\max} = R_A = R_B = A(L) \cdot \frac{L}{2}$$

Pour une voie chargée :  $A(L) = 3.59 \text{ t/ml}$

D'où :  $T_{\max} = 59.95t$

Pour deux voies chargées :  $A(L) = 7.18 \text{ t/ml}$ . D'où :  $T_{\max} = 119.906 \text{ t}$ .

➤  $A \text{ x} = 0.25L$  :

$$T_{\max} = A(L) \cdot \frac{L}{2} - A(L) \cdot \frac{L}{4}$$

Pour une voie chargée :  $A(L) = 3.59 \text{ t/ml}$ , D'où :  $T_{\max} = 119.906 \text{ t}$ .

Pour deux voies chargées :  $A(L) = 7.18 \text{ t/ml}$ , D'où :  $T_{\max} = 59.95t$

b) Système de charge B

b-1) Système Bc

En appliquant les règles de la RDM :

➤  $A \text{ x} = 0L$  :

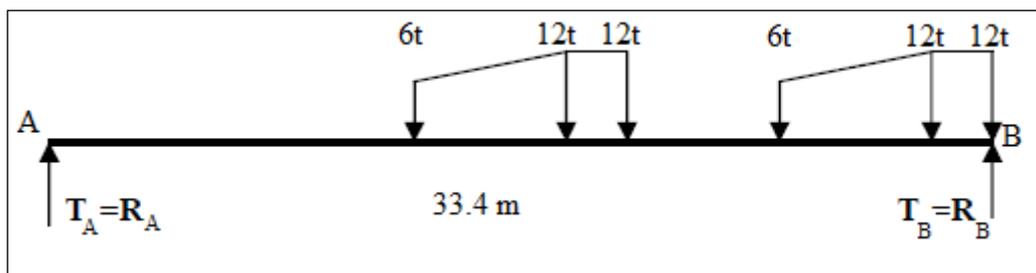


Figure IV.23 : poutre sous le chargement Bc à  $x = 0L$ .

$$R_A + R_B = 60 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 33.4 = 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5$$

$$T_A = R_A = 12.66 \text{ t et } T_B = R_B = 47.33 \text{ t}$$

$$T = 47.33t$$

$$T_{\max} = T \times \delta_{bc}$$

Pour une voie chargée :  $T_{\max} = 60.62 \text{ t}$

Pour deux voies chargées :  $T_{\max} = 112.42 \text{ t}$

➤  $A_x = 0.25L$  :

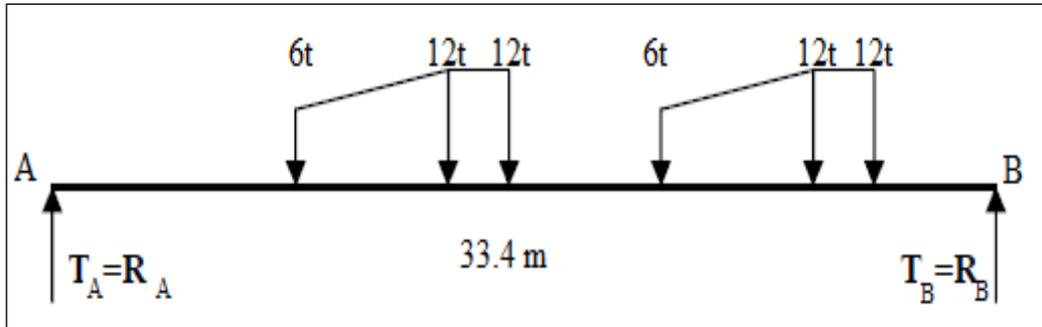


Figure IV.24 : poutre sous le chargement Bc à  $x = 0.25L$ .

$$R_A + R_B = 60 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 33.4 = 12 \times 8.35 + 12 \times 9.85 + 6 \times 14.35 + 12 \times 18.85 + 12 \times 20.35 + 6 \times 24.85$$

$$T_A = R_A = 27.66 \text{ t et } T_B = R_B = 32.34 \text{ t}$$

$$T = 32.34 \text{ t}$$

$$T_{\max} = T \times \delta_{bc}$$

Pour une voie chargée :  $T_{\max} = 41.42 \text{ t}$

Pour deux voies chargées :  $T_{\max} = 76.82 \text{ t}$

**b-2) Système Bt**

➤  $A_x = 0L$  :

$$R_A + R_B = 32 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 33.4 = 16 \times 1.35$$

$$T_A = R_A = 0.65 \text{ t et } T_B = R_B = 31.35 \text{ t}$$

$$T_{\max} = T \times \delta_{bt}$$

Pour un tandem :  $T_{\max} = 33.2 \text{ t}$

Pour deux tandems :  $T_{\max} = 66.82 \text{ t}$

➤  $A_x = 0.25L$  :

$$R_A + R_B = 32 \text{ t}$$

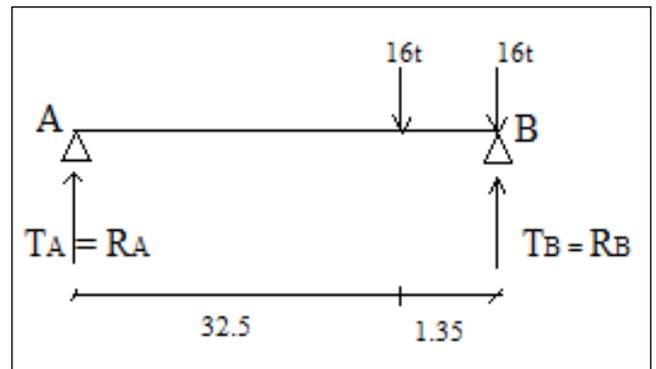


Figure IV.25 : poutre sous le chargement Bt à  $x = 0L$ .

## Chapitre IV

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 33.4 = 16 \times 9.7 + 16 \times 8.35$$

$$T_A = R_A = 8.65 \text{ t et } T_B = R_B = 23.35 \text{ t}$$

$$T_{\max} = T \times \delta_{bt}$$

$$\text{Pour un tandem : } T_{\max} = 23.35 \text{ t}$$

$$\text{Pour deux tandems : } T_{\max} = 46.7 \text{ t}$$

### b-3) Système Br

➤ A  $x = 0L$  :

$$T_{\max} = 10 \text{ t.}$$

➤ A  $x = 0.25L$  :

$$R_A + R_B = 10 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 33.4 = 10 \times 8.35$$

$$T_A = R_A = 2.5 \text{ t et } T_B = R_B = 7.5 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } T_{\max} = 7.5 \text{ t}$$

### c) Surcharge Mc120

➤ A  $x = 0L$  :

$$R_A + R_B = 18.03 \times 6.1 = 110 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 33.4 = 110 \times 3.05$$

$$T_A = R_A = 10.04 \text{ t et } T_B = R_B = 99.96 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } T_{\max} = 99.96 \text{ t}$$

➤ A  $x = 0.25L$  :

$$R_A + R_B = 18.03 \times 6.1 = 110 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 33.4 = 110 \times 11.4$$

$$T_A = R_A = 37.54 \text{ t et } T_B = R_B = 72.46 \text{ t,}$$

$$\text{d'où : } T_{\max} = 72.46 \text{ t.}$$

## Calcul des charges et surcharges

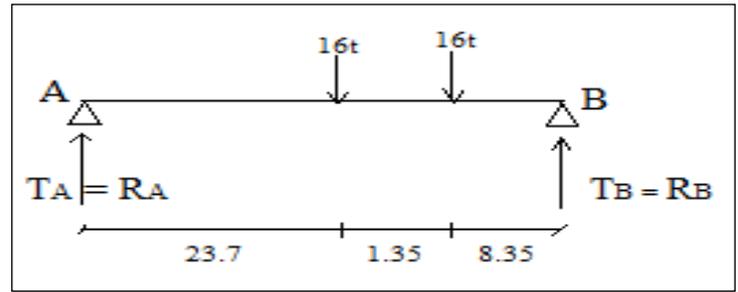


Figure IV.26 : poutre sous le chargement Bt à  $x = 0.25L$ .

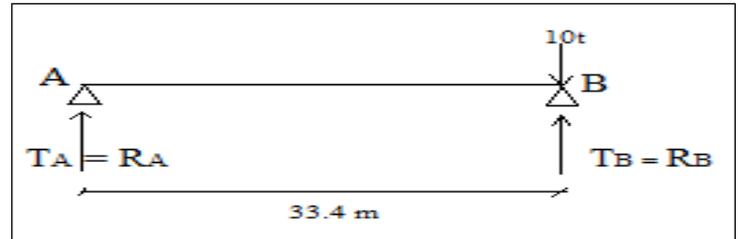


Figure IV.27 : poutre sous le chargement Br à  $x = 0L$ .

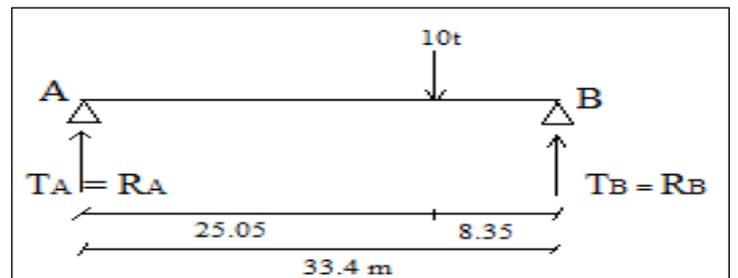


Figure IV.28 : poutre sous le chargement Br à  $x = 0.25L$ .

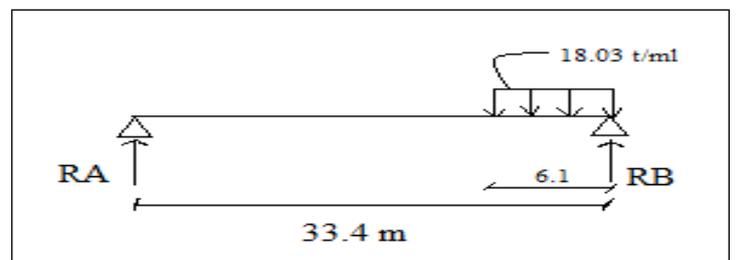


Figure IV.29 : poutre sous le chargement Mc120 à  $x = 0L$ .

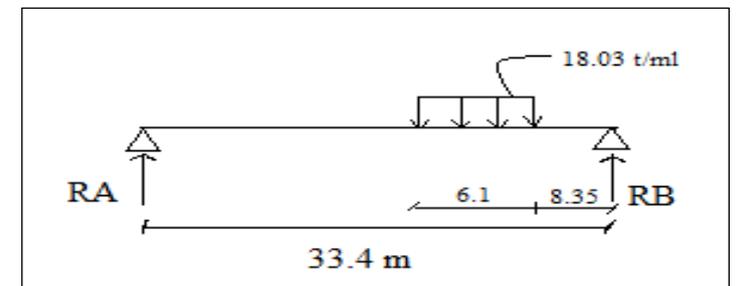


Figure IV.30 : poutre sous le chargement Mc120 à  $x = 0.25L$ .

**d) Surcharge D240**

➤  $A_x = 0L$  :

$$R_A + R_B = 240 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 33.4 = 240 \times 9.3$$

$$T_A = R_A = 66.83 \text{ t et } T_B = R_B = 173.17 \text{ t}$$

D'où :  $T_{\max} = 173.17 \text{ t}$

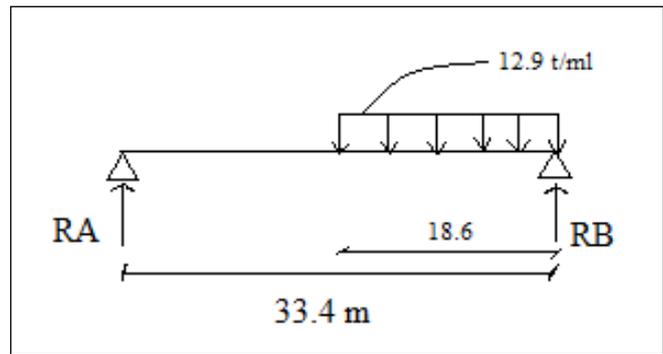


Figure IV.31 : poutre sous le chargement D240 à  $x = 0L$ .

➤  $A_x = 0.25L$  :

$$R_A + R_B = 240 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 33.4 = 240 \times 17.65$$

$$T_A = R_A = 126.83 \text{ t et } T_B = R_B = 113.17 \text{ t, d'où : } T_{\max} = 113.17 \text{ t.}$$

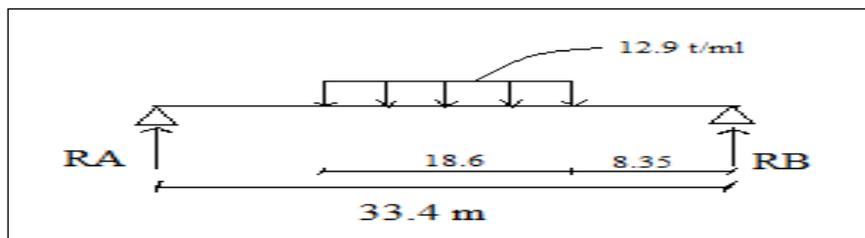


Figure IV.32 : poutre sous le chargement D240 à  $x = 0.25L$ .

**e) Surcharge de trottoir**

➤  $A_x = 0L$  :  $T(x) = Q.L/2$ . { Pour un seul trottoir :  $Q = 0.21 \text{ t/ml}$ ,  $T = 3.507 \text{ t}$ .  
 Pour deux trottoirs :  $Q = 0.42 \text{ t/ml}$ ,  $T = 7.014 \text{ t}$ .

➤  $A_x = 0.25L$  :  $T(x) = Q.L/4$  { Pour un seul trottoir :  $Q = 0.21 \text{ t/ml}$ ,  $T = 1.754 \text{ t}$ .  
 Pour deux trottoirs :  $Q = 0.42 \text{ t/ml}$ ,  $T = 3.507 \text{ t}$ .

Tableau IV.24 : récapitulatif du moment dû aux surcharge à  $x = 0.5L$

Surcharge		P(t) en t/ml	Pour $x = 0L$		Pour $x = 0.25L$		
			$T_{max}$ (t)	$T_0 = T/7$	$T_{max}$ (t)	$T_0 = T/7$	
<b>Trottoir</b>	<b>1 trottoir</b>	0.21	3.507	0.501	1.754	0.25	
	<b>2 trottoirs</b>	0.42	7.014	1.002	3.507	0.501	
<b>A(L)</b>	<b>1 voie</b>	3.59	59.95	8.56	29.98	4.28	
	<b>2 voies</b>	7.18	119.906	17.13	59.95	8.56	
<b>Bc</b>	<b>1 file</b>	<b>EAV</b>	7.685	60.62	8.66	41.42	5.89
		<b>EAR</b>	15.371				
	<b>2 files</b>	<b>EAV</b>	14.252	112.42	16.06	76.82	10.97
		<b>EAR</b>	28.504				
<b>Bt</b>	<b>1 tandem</b>	16	33.2	4.72	23.35	3.35	
	<b>2 tandems</b>	16	66.82	9.55	46.7	6.71	
<b>Br</b>		0.29	10	1.43	7.5	1.07	
<b>Mc120</b>		18.03	99.96	14.28	72.46	13.35	
<b>D240</b>		12.9	173.17	24.74	113.17	16.17	

### IV.6 Conclusion

Le travail effectué dans ce chapitre est primordial pour le reste du projet, puisque le calcul des charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur l'ouvrage, nous permettra de l'étudier sous les différentes combinaisons à l'E.L.U et à l'E.L.S.

## Chapitre V: Modélisation et Analyse

### V.1 Introduction

Notre étude sera consacrée à la phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières sont appliquées. Les calculs seront effectués au moyen du logiciel Autodesk Robot.

### V.2 Description du logiciel Autodesk Robot

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. [Manuel d'utilisation Logiciel **Autodesk Robot**]

La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

#### V.2.1 Caractéristiques principales du logiciel

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO);
- La possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc...);
- La possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre;
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure;
- La possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement);
- La possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels...).

### V.3 Modélisation

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; elle a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Comme tous les logiciels de calcul de structures, Robot utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

Dans notre cas l'ouvrage est une structure avec une seule travée isostatique, en BP. Les poutres sont considérées comme élément «barre», qu'elles sont appuyées, d'un côté sur un appui simple et de l'autre coté sur un appui double, et la dalle est considérée comme élément «panneau».

La modélisation s'effectue comme suit :

- **1<sup>ère</sup> étape**, Le logiciel nécessite la définition des préférences de l'affaire :
  - Les caractéristiques des matériaux;
  - Des unités et de systèmes métriques utilisés;
  - Des normes et règlements.
  
- **2<sup>ème</sup> étape**, La définition de la structure :
  - Définition de la grille du système d'axe;
  - Définition de l'hourdis général (dalle);
  - Définition des poutres;

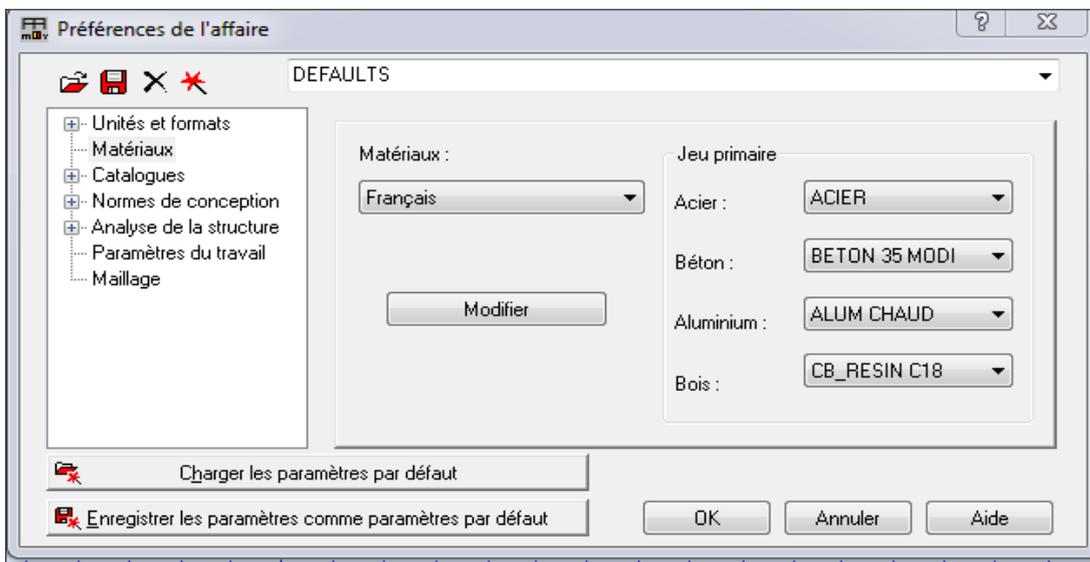


Figure V.1 : préférences du projet.

- Définition des conditions d'appuis =>

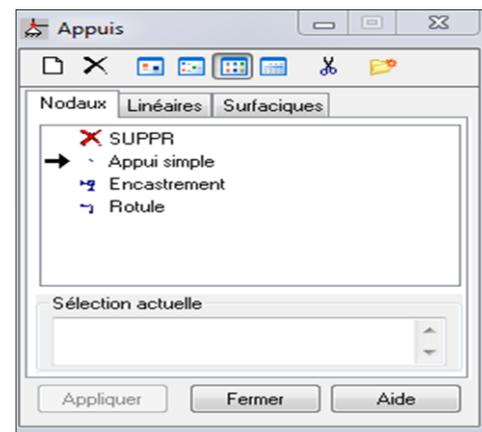
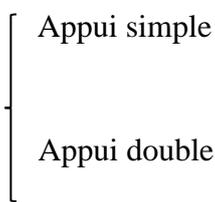


Figure V.2 : définition des appuis.

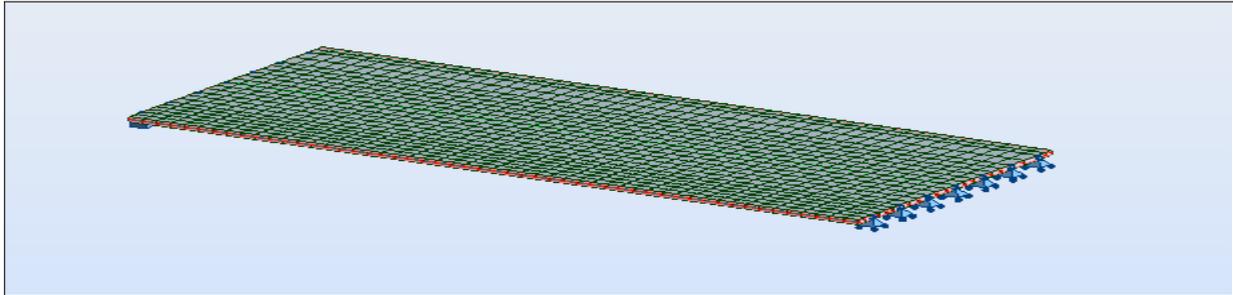


Figure V.1 : modélisation de l'hourdis général.

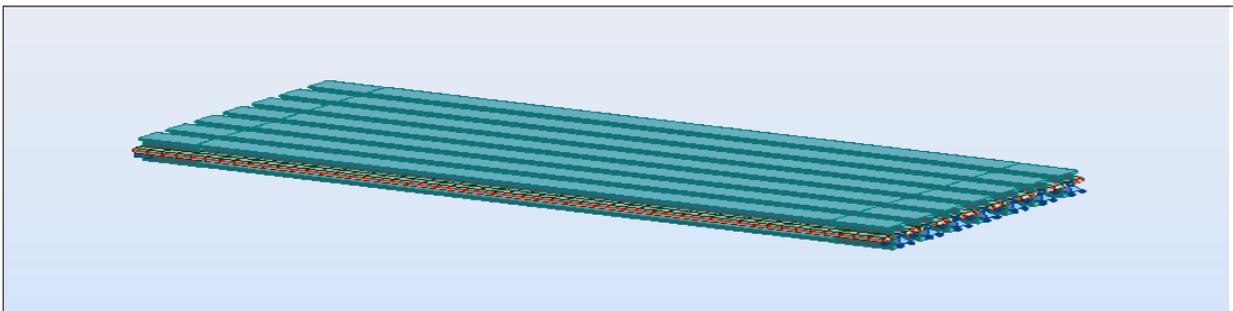


Figure V.2: modélisation de la travée.

➤ 3<sup>ème</sup> étape, La définition et l'application des chargements de la structure

Tableau V.1 : définition de chargement de la structure

Charge	Surcharges
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Poids propre; CP</li> <li>• Poids du revêtement</li> <li>• Poids des trottoirs</li> <li>• Poids des corniches</li> <li>• Poids des glissières de sécurité</li> <li>• Poids des gardes corps.</li> </ul>	<p>Et les surcharges sont les suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Système de charge A;</li> <li>• Système de charge Bc;</li> <li>• Système de charge Mc120;</li> <li>• Convoi exceptionnelle D240;</li> <li>• Surcharge du trottoir S<sub>T</sub>;</li> <li>• Charge de vent W.</li> </ul>

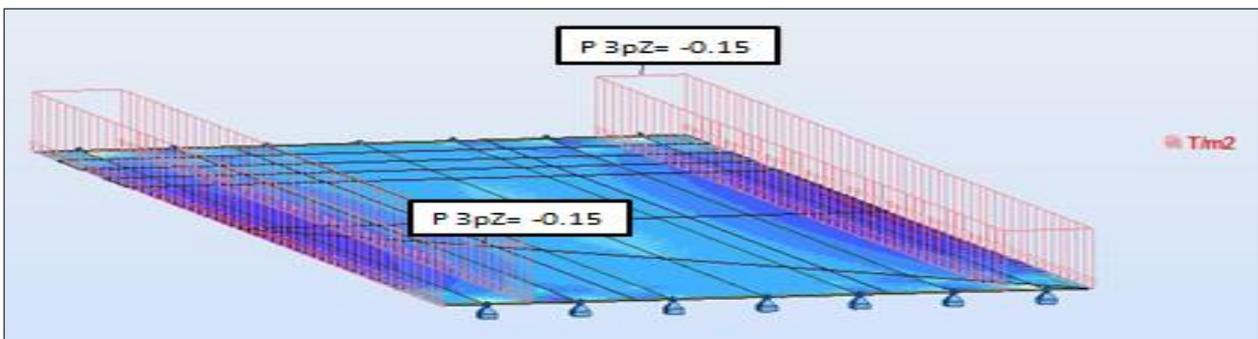


Figure V.3 : exemple d'introduction des CCP (Poids des trottoirs).

- 4<sup>ème</sup> étape, la définition des combinaisons de calcul et des coefficients de Pondération.
- 5<sup>ème</sup> étape, le lancement de calcul.

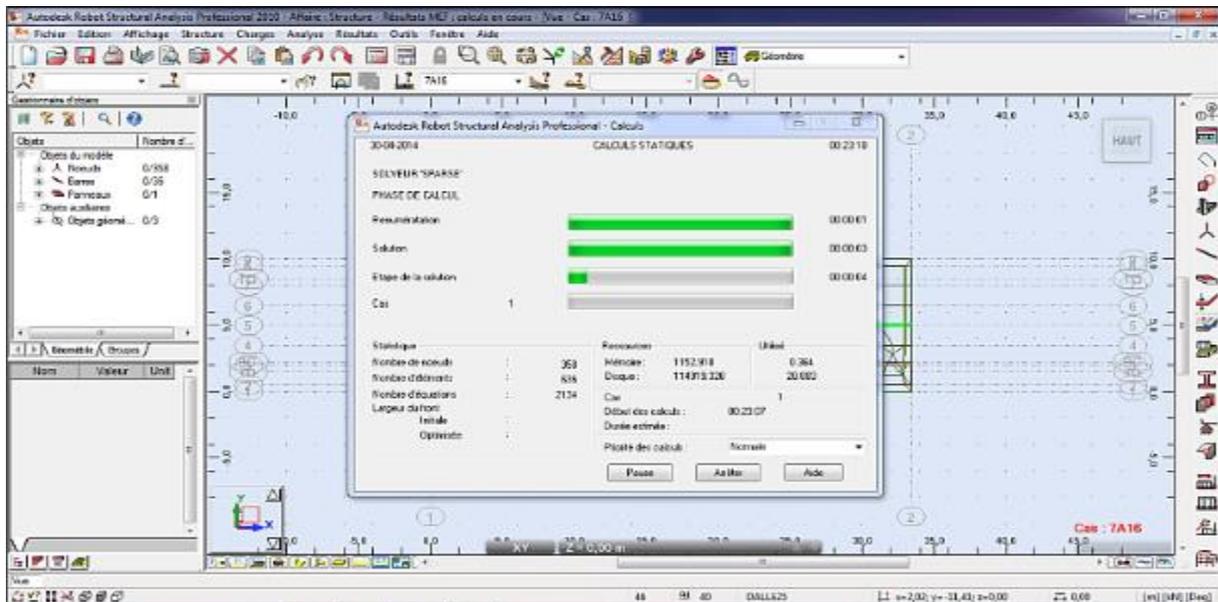


Figure V.4 : lancement de calcul.

- 6<sup>ème</sup> étape, l'affichage et édition éventuelle des résultats sous forme de tableaux ou bien sous forme de graphes.

## V.4 Combinaisons d'actions

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

Les combinaisons d'actions expriment les différentes répartitions des efforts appliqués aux structures en fonction de la probabilité, de leur existence, et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre. [**R.C.P.R.**, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes]

### V.4.1 Etats limites

On distingue conventionnellement deux états limites :

- Les Etats Limites de Service (ELS)

Les états limites de service sont des états correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitudes spécifiées (sécurité de la circulation...) pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites. Les combinaisons d'actions correspondantes à ces états limites de service traduisent les différents niveaux de probabilités d'application de ces actions.

- Les Etats Limites Ultimes(ELU)

Les états limites ultimes sont des états limites associés à la ruine des structures, c'est à dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillances structurales, ils correspondent à l'atteinte de la capacité structurale de la structure ou à une perte d'équilibre statique.

**V.4.2 Coefficients de pondération des combinaisons et les formes générales des combinaisons d'actions**

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter le pont, ainsi les coefficients de pondération. [R.C.P.R, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes]

Tableau V.2 : coefficients de pondération des combinaisons et les formes générales des combinaisons d'actions

Actions prépondérantes	Combinaison	N°de combinaison	Action	ELU	ELS
<b>E L U</b>	$1.35 G+1.6 (A(L) +S_T)$	1	Poids propre G	1.35	1
	$1.35G+1.6 (B_C +S_T)$	2			
	$1.35G+1.35M_C120$	3	Surcharge A(L)	1.6	1.2
	$1.35G+1.35D240$	4	Système Bc	1.6	1.2
<b>E L S</b>	$G+1.2(A(L)+S_T) +0.5\Delta T$	5			
	$G+1.2 (B_C+S_T) +0.5\Delta T$	6			
	$G+M_C120+0.5\Delta T$	7			
	$G+D240+0.5\Delta T$	8	Surcharge de trottoir S <sub>T</sub>	1.6	1.2
	$G+0.7 (A(L) +S_T) +0.5\Delta T$	9	Vent	1.5	0
	$G+0.7 (B_C+ S_T) +0.5\Delta T$	10			
	$G+W$	11	Température ΔT	0	0.5
	G	12			

## V.5 Exploitation des données

Après avoir procédé au calcul de la structure à E.L.U et à E.L.S, les résultats à prendre en compte sont celle du CP et du CCP ainsi que des surcharges les plus défavorables.

### V.5.1 Diagrammes des poids propres

#### V.5.1.1 Diagrammes des moments fléchissant

On représente dans ce qui suit les moments fléchissant [N.m] à prendre en compte dans notre étude, pour notre tablier.

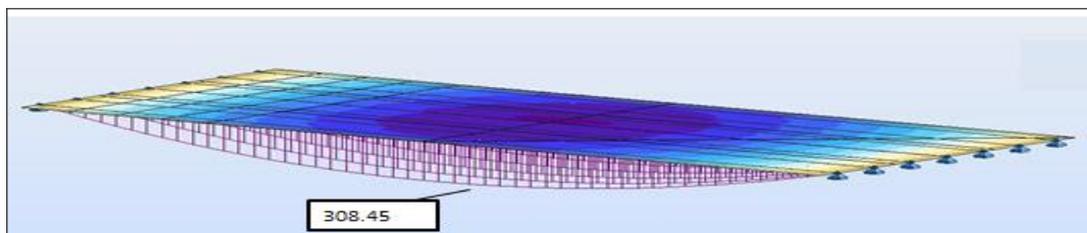


Figure V.5 : diagrammes des moments fléchissant dues aux charges permanentes.

#### V.5.1.2 Diagrammes des efforts tranchants

On représente dans ce qui suit les efforts tranchants [t] à prendre en compte dans notre étude, pour la travée.

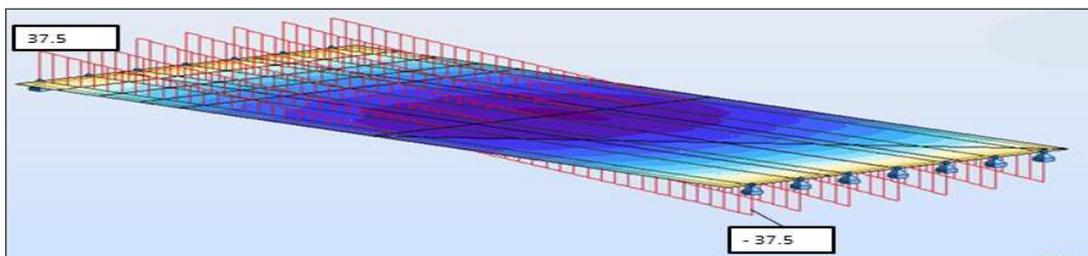


Figure V.6 : diagrammes des efforts tranchants sous charges permanentes.

### V.5.2 Combinaisons utilisées

Les combinaisons à prendre en compte pour l'étude de la précontrainte et le dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage, sont celles associées aux surcharge roulable (D240).

Leurs diagrammes se présentent comme suit :

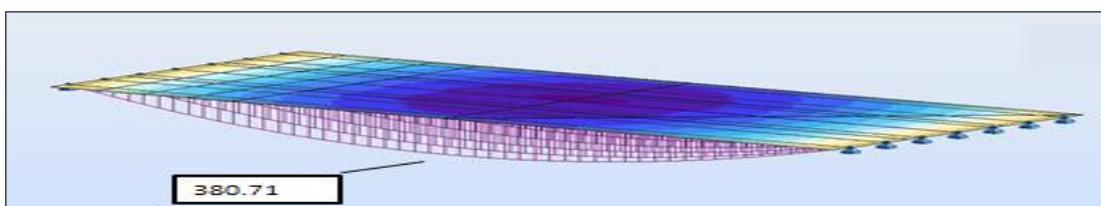


Figure V.7 : moment fléchissant de la combinaison CP+CCP.

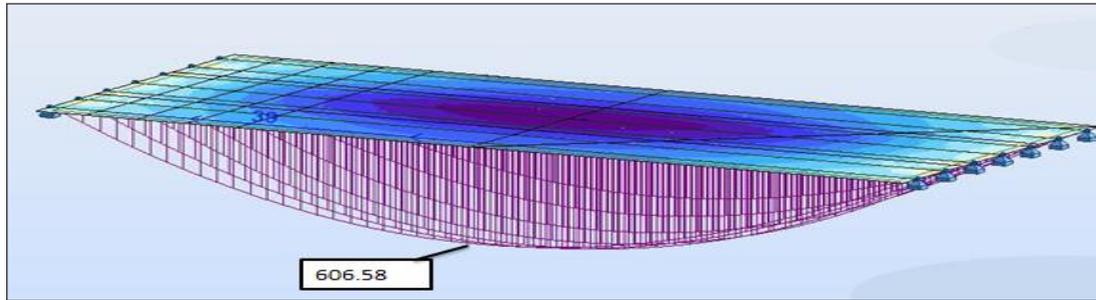


Figure V.8 : moment fléchissant de la combinaison CP+CCP+D240.

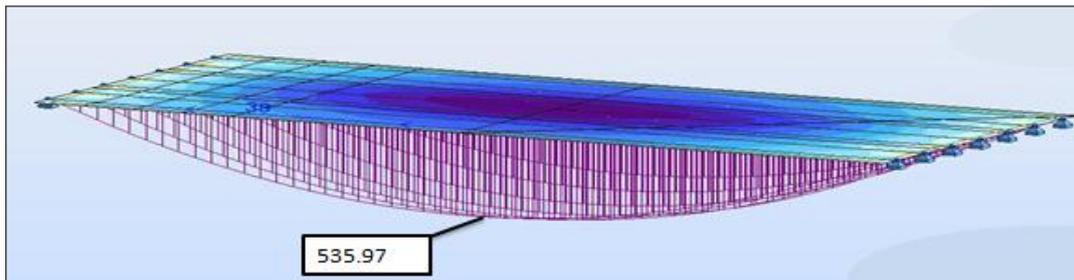


Figure V.9: moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP).

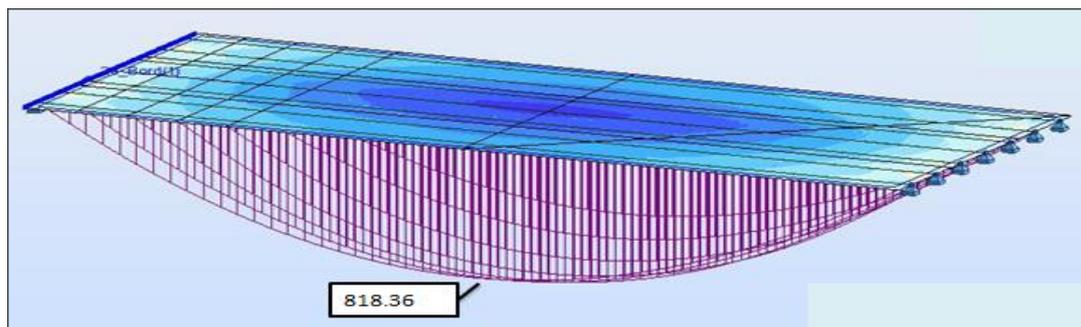


Figure V.10 : moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240).

- Diagramme des efforts tranchants

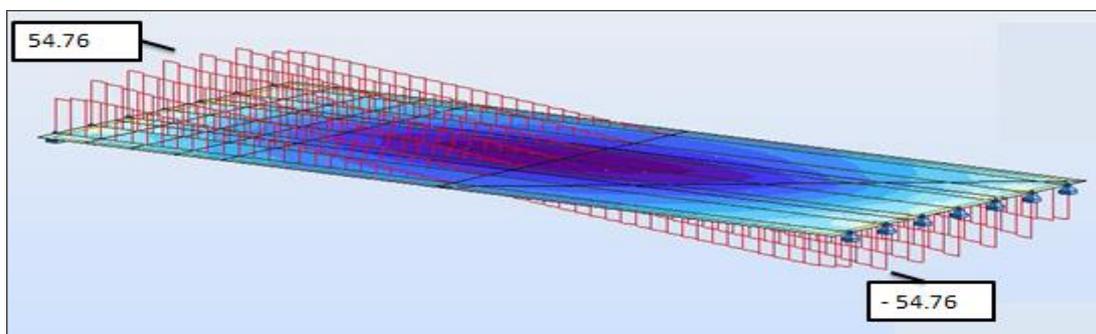


Figure V.11 : effort tranchant de la combinaison CP+CCP.

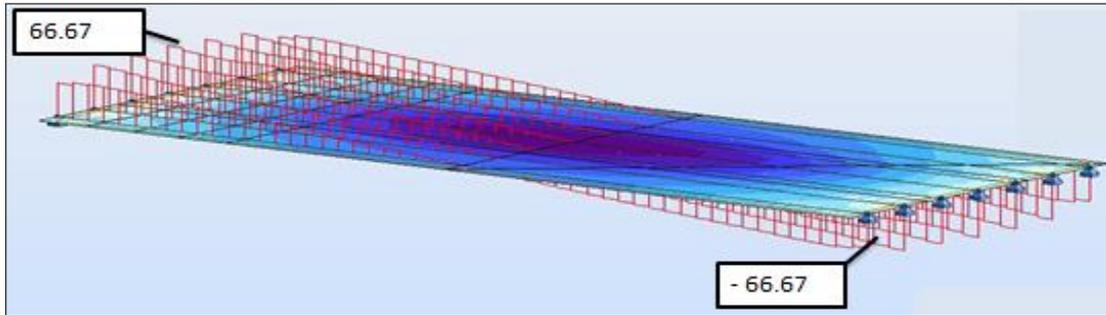


Figure V.12: effort tranchant de la combinaison CP+CCP+D240.

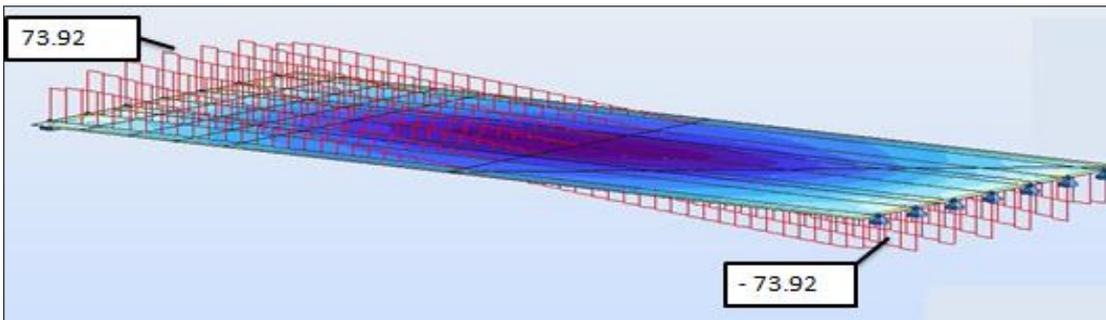


Figure V.13 : effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP).

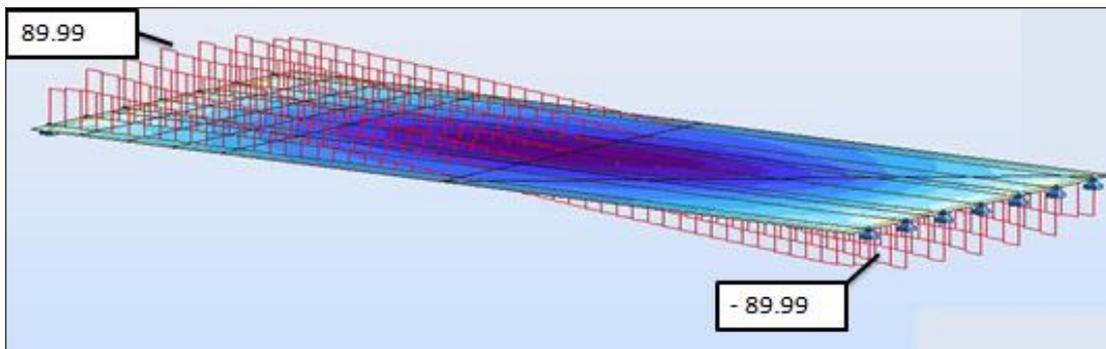


Figure V.14 : effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240).

## V.6 Conclusion

La modélisation de la structure à l'aide du logiciel Autodesk Robot, nous a permis de déterminer les différents efforts agissant sur la structure.

D'après notre modélisation, la sollicitation la plus défavorable est obtenue sous la combinaison suivante :  $G + D240$ , sachant que  $M_{\max} = 6.0658 \text{ MN.m}$  et  $T_{\max} = 0.66 \text{ MN}$ .

On pourra, par la suite, procéder au calcul de la précontrainte ainsi qu'au ferrailage des éléments constructifs du tablier, et les vérifier à l'E.L.U et à l'E.L.S.

## Chapitre VI : Etude de la précontrainte

### VI.1 Introduction

Ce chapitre traitera la précontrainte, son principe, ces applications dans la construction des ouvrages d'art. Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et acier, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe.

L'étude portera sur le dimensionnement, détermination du tracé, calcul des pertes (instantanées et différées) et pour finir, la vérification des contraintes normales et tangentielles.

### VI.2 Précontrainte par post-tension

#### VI.2.1 Principe

La post-tension consiste à disposer les câbles de précontrainte dans les gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage.

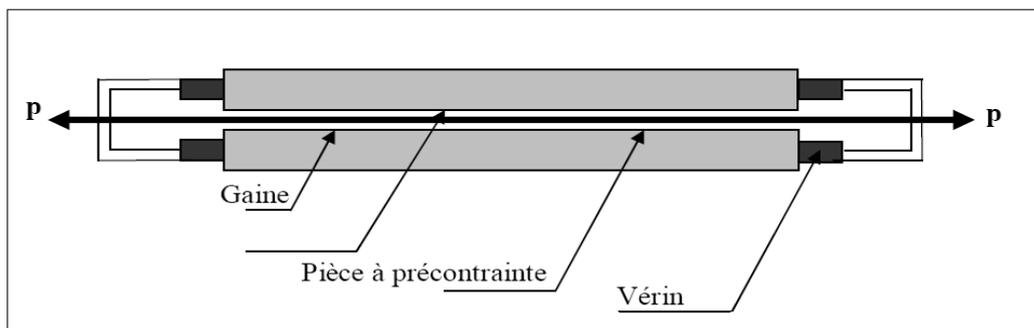


Figure VI.1 : principe de la précontrainte par post-tension.

#### VI.2.2 Mise en œuvre

La post-tension s'applique sur des structures dont le béton est déjà durci. Les forces de précontrainte sont alors généralement créées par des câbles enfilés dans des gaines circulant librement dans la structure, mise en tension à partir de leur extrémité par des vérins prenant appui sur la structure elle-même. Une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de ciment pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

### VI.3 Etapes générales de réalisation

Les principes étapes de réalisation sont :

- ✓ Placement des gaines dans le coffrage.
- ✓ Coulage du béton.
- ✓ Après durcissement du béton, mise en tension des câbles.
- ✓ Blocage par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- ✓ Injection d'un coulis de ciment.

### VI.4 Les armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte sont en acier à haute résistance. Elles se présentent sous forme de fils, de torons, de barres ou de câbles. Elles peuvent être intérieures au béton.

- Pré-tendues et adhérentes;
- post-tendues et adhérentes ou non.

Elles peuvent aussi être extérieures au béton et reliées à la structure au niveau des ancrages et des déviateurs uniquement.

#### ➤ Les torons

Les torons sont un assemblage de plusieurs fils :

- Torons 3 fils

3 fils enroulés sur un axe théorique commun (utilisation en précontrainte par pré-tension uniquement).

- Torons 7 fils

6 fils disposés en hélice autour d'un fil central d'un diamètre plus important.

Ils sont définis par leur force garantie de rupture qui varie selon la classe de l'acier.



Figure VI.2 : exemple de torons.

#### ➤ Les câbles

Les câbles sont constitués de plusieurs torons en acier à haute résistance pour béton précontraint. La gamme des câbles s'étend des câbles mono-torons aux câbles de très grande puissance comportant jusqu'à 55 torons. Les unités les plus courantes, pour la précontrainte longitudinale, sont les unités 12 ou 13 T15 (composées de 12 ou 13 torons T15) pour la précontrainte intérieure et 19 T15 pour la précontrainte extérieure. Un câble est défini par le type et le nombre de torons et la classe de résistance.

**VI.5 Détermination du nombre des câbles**

**VI.5.1 Tension à l'origine**

La tension à l'origine nous permet d'évaluer les efforts toute ou long des armatures de précontrainte. Elle est déterminée à partir des contraintes suivantes :

- Limite de rupture garantie  $f_{prg} = 1770$  MPa;
- Limite d'élasticité garantie  $f_{peg} = 1573$  MPa.

$\Rightarrow \sigma_{P0} = \text{Min}(0,80 \times f_{prg}, 0,90 \times f_{peg}) = \text{Min}(1416, 1416.5) = 1416$  MPa avec la section nominale de l'acier  $A_p = 1800$  mm<sup>2</sup>; donc  $P_0 = 2.5488$  MN.

**VI.5.2 Calcul de la précontrainte**

La précontrainte se calculera pour la section médiane qui a pour caractéristiques :

Tableau VI. 1 : récapitulatif des caractéristiques de la section médiane en BP

Bn (m <sup>2</sup> )	V (m)	V' (m)	I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	$\rho$	h (m)	d' (m)
0.79	0.58	1.17	0.26	0.48	1.75	0.15

$$d' = \frac{h_{poutre}}{10} = 0.15 \text{ m.}$$

Les moments a considérés sont les suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} = 606.58 \text{ t.m.} \\ M_{min} = 380.71 \text{ t.m.} \Rightarrow \Delta M = 2,26 \text{ MN.} \end{array} \right.$$

On calcule les valeurs de P<sub>I</sub> et P<sub>II</sub> correspondent respectivement à la section sous-critique et sur-critique; la valeur la plus grande est la précontrainte minimale qui doit être introduite dans la section. [G. DREUX, J.MAZARS et M.RIMBOEUF]

$$P = \text{Max}(P_I, P_{II}) \text{ ou : } \left\{ \begin{array}{l} P_I : \text{précontrainte minimale en section sous-critique.} \\ P_{II} : \text{précontrainte minimale en section sur-critique.} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera en classe I donc  $\sigma_{ts} = \sigma_{ti} = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_I = \Delta M + \rho B_n (v \sigma_{ti} + v' \sigma_{ts}) / \rho h \Rightarrow P_I = \Delta M / \rho h \\ P_{II} = (M_{max} + \rho B_n v \sigma_{ti}) / (\rho v + v' - d') \Rightarrow P_{II} = M_{max} / (\rho v + v' - d') \end{array} \right.$$

➤ section sous-critique

$$P_I = \Delta M / \rho h = 2.26 / (0.48 \times 1.75) = 2.69 \text{ MN}$$

➤ section sur-critique

$$P_{II} = M_{\max} / (\rho v + v' - d') = 6.07 / (0.48 \times 0.58 + 1.17 - 0.15) = 4.67 \text{ MN.}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -1.02 \text{ m (section sur-critique).}$$

$$\text{Donc } P = \text{Max} (2.69, 4.67) = 4.67 \text{ MN.}$$

On estime les pertes de précontrainte à 32%, donc pour des câbles 12T15 on aura :

$$P \leq (1 - \Delta P) n \times P_0 \Rightarrow n \geq P / 0.68 P_0 = 4.69 / (0.68 \times 2.5488) \\ \Rightarrow n \geq 2.69$$

Donc :

n=3
-----

On adoptera donc pour 3 câbles de 12T15.

Pour la section d'about le nombre de câbles sera calculé comme suit :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre sans hourdis à mi travée :

Tableau VI. 2 : caractéristiques géométriques de la poutre d'about

$B_n$ (m <sup>2</sup> )	$V$ (m)	$V'$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\rho$	$h$ (m)	$d'$ (m)
0.61	0.68	0,82	0,13	0,38	1,5	0,15

Ces câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle.

$$e_0 = -(V' - d') = -0.67 \text{ m (section sur-critique).}$$

- Fibre supérieure :  $\sigma_{\text{sup}} \geq \sigma_{\text{bt}}$

- Fibre inférieure :  $\sigma_{\text{inf}} \leq \sigma_{\text{bc}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g \cdot V}{I} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I} \right) \geq \sigma_{\text{bt}} = -1.5 f_{tj} \text{ [Cours béton précontraint, ENP]} \\ \sigma_{\text{inf}} = -\frac{M_g \cdot V'}{I} + P \left( \frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I} \right) \leq \sigma_{\text{bc}} = 0.6 f_{cj} \end{array} \right.$$

$M_g$  : moment du au poids propre de la poutre seul = 1,90MN.m

A.N :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = 9.94 + P(-1.87) \geq -4,05 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -11.98 + P(5.87) \leq 21 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc  $5.61 \leq P \leq 7.48$  on prend  $P = 5,61 \text{ MN}$

$$n \leq \frac{P}{P_0} = 2.2 \text{ D'où :}$$

n=2
-----

Alors on place 2 câbles de 12T15 à l'about.

VI.5.3 Tracé des câbles

Le meilleur tracé c'est celui qui minimise le plus l'intensité des contraintes de cisaillements aux appuis.

VI.5.3.1 Positionnement des câbles

La disposition des câbles est choisie comme suit, deux câbles en intrados et un câble en extrados. On dispose les deux câbles de la première famille de telle sorte que le centre de gravité des deux se rapproche du centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul (ou faible).

Pour la disposition des câbles à l'about on suit les conditions suivantes [d'après le document SETRA].

$$\left\{ \begin{array}{l} d \geq 16.5 \text{ cm;} \\ d' \geq 16.5 \text{ cm;} \\ a \geq 28 \text{ cm.} \\ a \in [0.5\text{m}, 1\text{m}]. [\text{BPEL}]. \text{On prend: } a = 50 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

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

Avec:  $P_1 = P_2 = P_0$

$$\Rightarrow d = (2 \times v' - a) / 2 = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow d' = 150 - (50 + 57) = 43 \text{ cm.}$$

Pour des raisons constructives on adoptera dans notre cas pour la section d'about:

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 76.5 \text{ cm} \\ d' = 24.4 \text{ cm} \\ a = 50 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

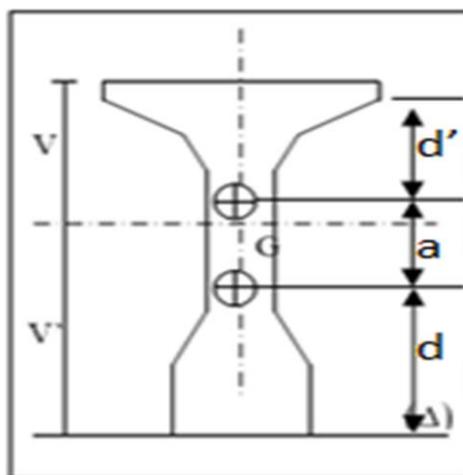


Figure VI.3 : tracé des câbles sortants de l'about.

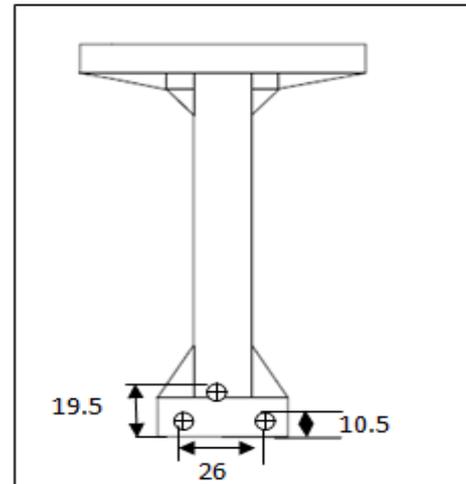
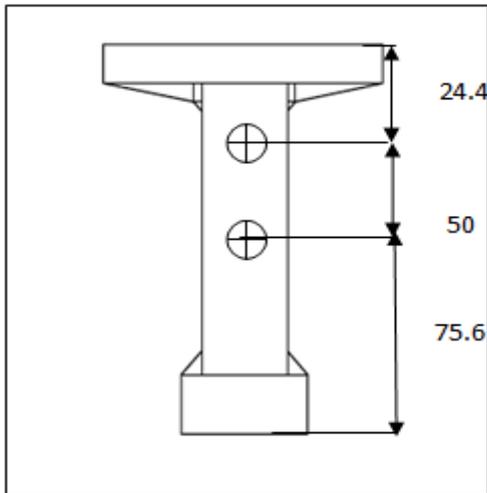


Figure VI.4 : disposition des câbles à l'about.

Figure VI.5 : disposition des câbles à mi-travée.

**VI.5.3.2 Angle de relevage**

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

Avec :

$$\begin{cases} V_M = 87.6 \text{ t} = 0.88 \text{ MN} \\ V_m = 37.5 \text{ t} = 0.38 \text{ MN} \end{cases}$$

- $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n (0.8H) \Rightarrow$  effort tranchant limite que peut supporter la section d'about;
- $b_n = b_0 - n \times k \times \Phi = 0.31 \text{ m} \Rightarrow$  largeur nette de la section d'about ( $b_0 = 0.35 \text{ m}$ ,  $k = 0.5$  pour post tension avec injection de colis de ciment ;  $n = 1$  nombre des gaines par lit et  $\Phi = 0.08 \text{ cm}$  diamètre de la gaine);
- $H = 1.75 \text{ m} \Rightarrow$  hauteur de la poutre plus hourdis;
- $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} (f_{tj} + 2/3 \times \sigma_x)} \Rightarrow$  contrainte tangentielle limite en ELS.

Avec :

$$f_{tj} = f_{t28} = 2.7 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_x = P / B_n$$

$$P = n \times (1 - \Delta p) \times P_0 = 2 \times 0.68 \times 2.5488 = 3.45 \text{ MN.}$$

$$B_n = B_0 - 2\pi\Phi^2/4 = 0.93 - 2 \times 3.14 \times 0.08^2 / 4 = 0.91 \text{ m}^2 \Rightarrow \sigma_x = 3.45 / 0.91 = 3.26 \text{ MPa.}$$

$B_0$  : Section brute de poutre d'about + hourdis.

Donc on a :  $\bar{\tau} = 2.29 \text{ MPa.}$

$$\bar{V} = 0.96 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow -1.33^\circ \leq \alpha \leq 22.83^\circ$$

On adopte pour la première famille :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 10,39 \text{ g} = 9,35^\circ \\ \alpha_2 = 16,77 \text{ g} = 15,1^\circ \end{array} \right.$$

Pour la deuxième famille de câble (en extradossés), le document SETRA nous donne une approximation de l'angle de relevage de l'ordre de 20°. Dans notre l'angle est fixé à :

$$\alpha_3 = 29.74 \text{ g} = 26,77^\circ.$$

L'optimum de l'angle de relevage est déterminé par la relation suivante :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arcsin} [(V_M + V_m)/2P] = 10.52^\circ \Rightarrow \alpha_{\text{opt}} = 10.52^\circ.$$

**VI.5.3.3 Allure des câbles**

Le tracé adopté est un tracé parabolique et cela pour optimiser au mieux l'effet de la précontrainte tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre.

Chaque câble est divisé en deux parties, une rectiligne et la deuxième parabolique. Cette dernière est régie par l'équation  $\Rightarrow Y = aX^2 + bX + c$  (le repère a pour origine le point de jonction de la partie rectiligne et la partie parabolique).

On pose :  $\left\{ \begin{array}{l} L_c \Rightarrow \text{longueur de la partie courbe;} \\ L_r \Rightarrow \text{longueur de la partie rectiligne.} \end{array} \right.$

Câble 1	Câble 2	Câble 3
$Y = aX^2 + bX + c$ 1/ $X=0$ alors $Y = c = 0.756\text{m}$ 2/ $X=16.7$ Alors : $Y=0.15 = a(16.7)^2 + b(16.7) + 0.76$	$Y = aX^2 + bX + c$ 1/ $X=0$ alors $Y = c = 1.25\text{m}$ 2/ $X=16.7$ Alors : $Y=0.15 = a(16.7)^2 + b(16.7) + 1.25.$	$Y = aX^2 + bX + c$ 1/ $X=0$ alors $Y = c = 1.424\text{m}$ 2/ $X=9.2$ Alors : $Y=0.15 = a(9.2)^2 + b(9.2) + 1.424$
3/ $X=16.7 : Y' = 2*a*16.7 + b = 0$ Alors : $\left\{ \begin{array}{l} a = 0.002173 ; \\ b = -0.0726 ; \\ c = 0.756. \end{array} \right.$	3/ $x=16.7 : Y' = 2*a*16.7 + b = 0$ Alors : $\left\{ \begin{array}{l} a = 0.00396 ; \\ b = -0.1325 ; \\ c = 1.25. \end{array} \right.$	3/ $X=9.2 : Y' = 2*a*9.2 + b = 0$ Alors : $\left\{ \begin{array}{l} a = 0.00153 ; \\ b = -0.276 ; \\ c = 1.424. \end{array} \right.$
D'où : $Y = 0.002173X^2 - 0.0726X + 0.756$	D'où : $Y = 0.00396X^2 - 0.1325X + 1.25$	D'où : $Y = 0.00153X^2 - 0.276X + 1.424$

Tableau VI.3 : tracé des câbles

Câble n°= 1		Câble n°= 2		Câble n°= 3		Câble moyen	
X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0.0	0.745	0.0	1.12	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	0.77	0.5	1.24	7.14	0.0	10.11	0.0
2.0	0.66	2.0	1.05	7.67	0.01	10.77	0.007
4.0	0.53	4.0	0.82	8.21	0.05	11.43	0.028
6.0	0.42	6.0	0.62	8.75	0.12	12.09	0.063
8.0	0.33	8.0	0.46	9.28	0.21	12.75	0.11
8.5	0.31	8.5	0.42	9.82	0.33	13.40	0.17
10.0	0.25	10.0	0.33	10.35	0.48	14.06	0.25
12.0	0.19	12.0	0.23	10.89	0.66	14.72	0.34
14.0	0.16	14.0	0.17	11.42	0.86	15.38	0.45
16.0	0.15	16.0	0.14	11.96	1.09	16.04	0.57
16.7	0.15	16.7	0.13	12.5	1.35	16.70	0.71

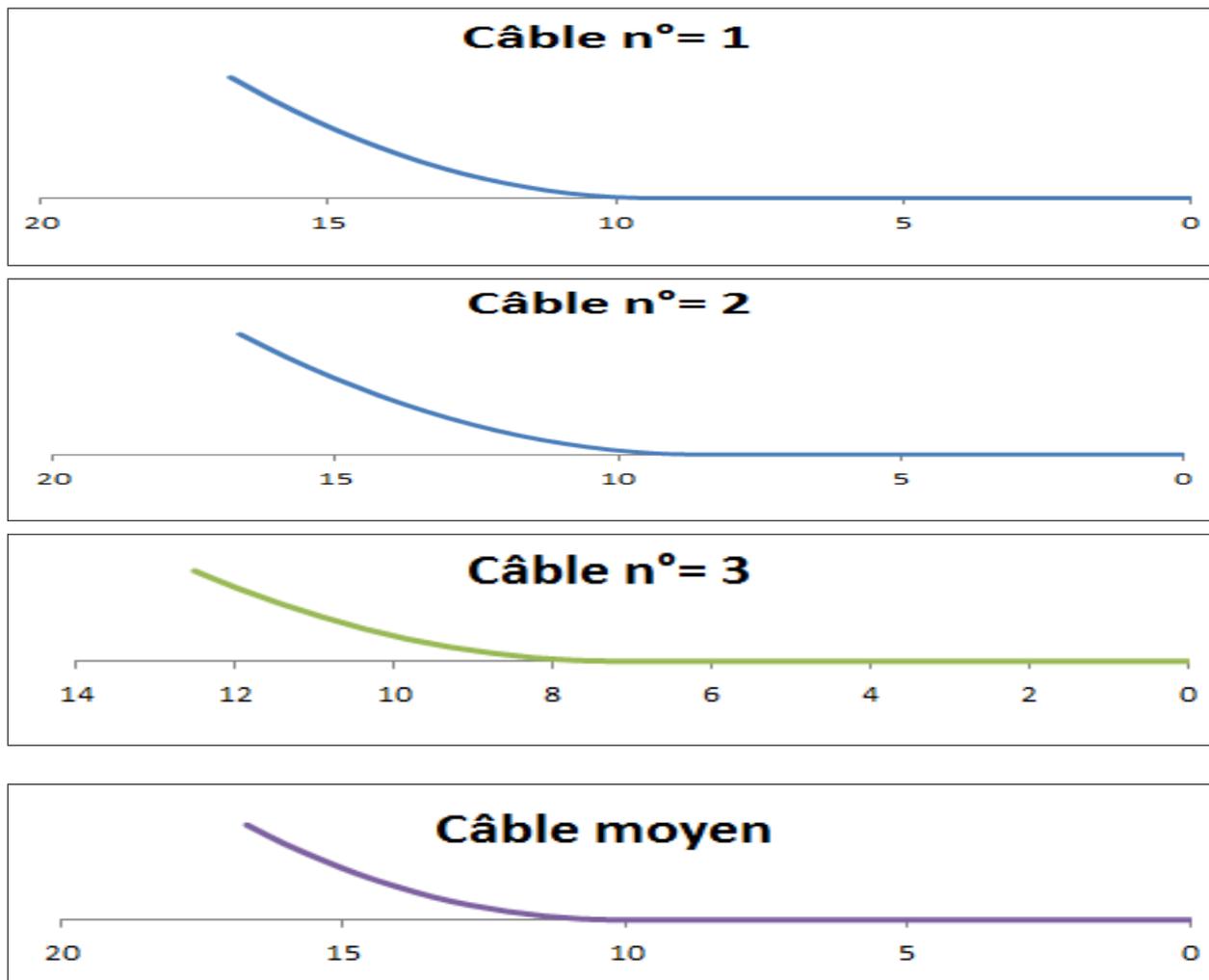


Figure VI.5 : tracé des câbles.

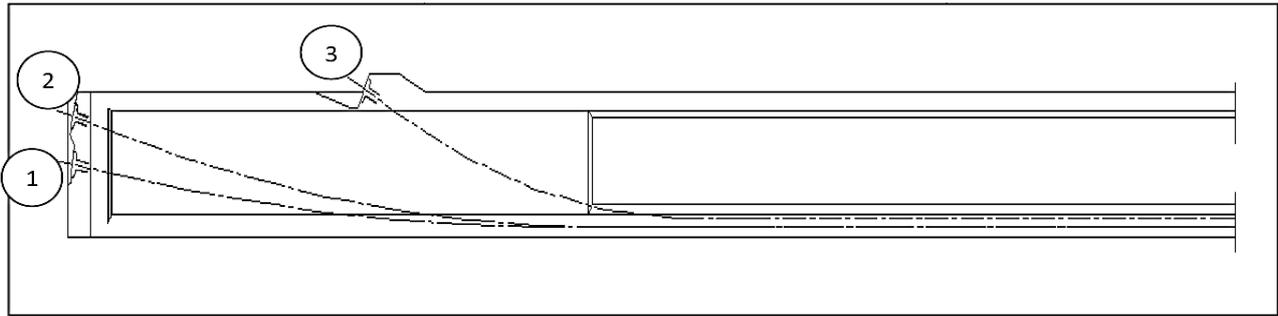


Figure VI.6 : allure des câbles.

## VI.6 Calcul des pertes de la précontrainte

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

✓ **Les pertes instantanées** : Se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte, et qui résultent de la technologie ou des propriétés des matériaux. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. Elles sont composées de trois familles :

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

✓ **Les pertes différées** : 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 composées de trois familles :

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

### VI.6.1 Pertes instantanées

#### VI.6.1.1 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

$$\sigma_{po}(x) = \sigma_{po} e^{-(f\alpha + \phi x)}$$

- $\sigma_{po}$  : la tension à l'origine, tel que :  $\sigma_{po} = 1416 \text{ MPa}$ .
- $f$  : coefficient de frottement en courbe ( $\text{rd}^{-1}$ ) ; on prend  $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$  ;
- $\alpha$  : la déviation angulaire totale du câble sur la distance  $x$  (rd) ;

- $\varphi$  : coefficient de frottement en ligne ( $m^{-1}$ ) ; on prend  $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} m^{-1}$  ;
- $x$  : la distance de la section considérée (m).

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

$$\Delta\sigma_{frot}(x) = \sigma_{po} - \sigma_{po}(x) = \sigma_{po} (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

Si l'exposant est faible, nous pouvons admettre la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{frot}(x) \cong \sigma_{po} (f\alpha + \varphi x)$$

Tableau VI.4 : pertes dues au frottement du câble

Section (m)	câble	x(m)	$\alpha$ (rd)	$f\alpha + \varphi x$	$\sigma_{po}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{frot}(x)$ (MPa)
0.00	1 <sup>ere</sup> famille	0.00	0.21	0.0378	2832	107.05
	2 <sup>eme</sup> famille	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	1 <sup>ere</sup> famille	4.20	0.21	0.0462	2832	130.84
	2 <sup>eme</sup> famille	0.00	0.46	0.0828	1416	117.24
8.35	1 <sup>ere</sup> famille	8.35	0.21	0.0545	2832	154.34
	2 <sup>eme</sup> famille	4.15	0.46	0.0911	1416	129.00
16.70	1 <sup>ere</sup> famille	16.70	0.21	0.0712	2832	201.64
	2 <sup>eme</sup> famille	12.50	0.46	0.1078	1416	152.64

### VI.6.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes.

L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages. Ce glissement prend des valeurs de 1 à 12mm suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

En raisonnant sur un diagramme basé sur équation :

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_0(1 - f\alpha(x) - \varphi x)$$

La tension sous vérin vaut  $\sigma_0$  et après blocage des clavettes et glissement à l'ancrage  $\sigma_2$ .

Le glissement à l'ancrage se répercute jusqu'à l'abscisse  $\lambda$  de tension  $\sigma_3$ .

Et pour notre cas on prend :  $g = 6$  mm.

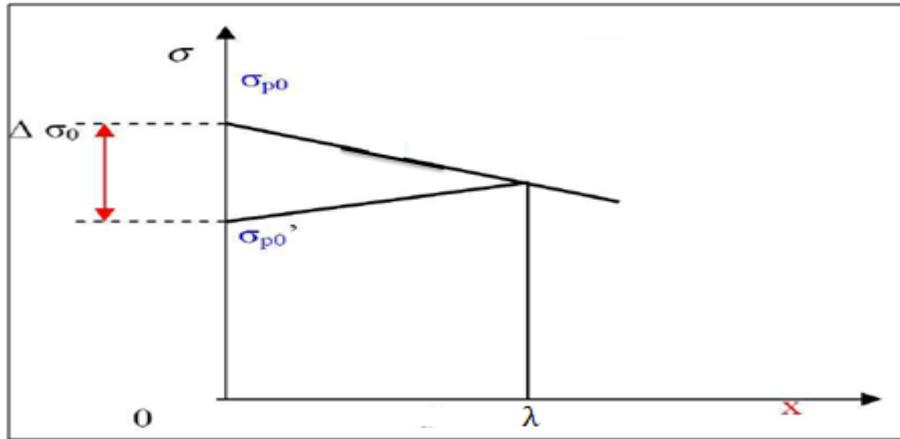


Figure VI.7 : diagramme des tensions.

Sur une longueur ' $\lambda$ ' on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_P}{\sigma_0 \cdot \Psi}}$$

Avec :  $\Psi = f(\alpha / l) + \phi$ .

- si  $x < \lambda$  : les pertes existent,
- si  $x > \lambda$  : pas de perte.

Les pertes dues au recul de l'ancrage vaut :

$$\Delta \sigma_{\text{recul}} = 2\sigma_0 \Psi (\lambda - x).$$

Tableau VI.5 : pertes dues au recul d'ancrage

Section	Câble	$\alpha$ (rd)	$\Psi \cdot 10^{-3}$	$\lambda$ (m)	$\Delta \sigma_{\text{recul}}$ (MPa)
<b>0.00</b>	1 <sup>ère</sup> famille	0.21	4.26	9.96	120.00
	2 <sup>ème</sup> famille	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>4.20</b>	1 <sup>ère</sup> famille	0.21	4.26	9.96	69.00
	2 <sup>ème</sup> famille	0.46	8.62	9.91	139.39
<b>8.35</b>	1 <sup>ère</sup> famille	0.21	4.26	9.96	19.42
	2 <sup>ème</sup> famille	0.46	8.62	9.91	38.08
<b>16.70</b>	1 <sup>ère</sup> famille	0.21	4.26	9.96	0.00
	2 <sup>ème</sup> famille	0.46	8.62	9.91	0.00

VI.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale, dans une section donnée, à :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x) = \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

Avec : - n : nombre de gaines ;

- $E_p$  : module d'élasticité des armatures;
- $E_{ij}$  : module de déformation instantané du béton au jour « j » ;
- $\sigma_b(x)$  : contrainte normale du béton

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B_n} + \frac{P e^2(x)}{I_{GN}} + \frac{M(x) e(x)}{I_{GN}}$$

- $e(x)$  : excentricité du câble de précontrainte.

A titre de simplification ( $n-1 \cong n$ ), le BPEL retient la relation suivante:

$$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x) = \frac{E_p}{2 E_{ij}} \sigma_b(x)$$

$$P = n A_p (\sigma_{po} - \Delta\sigma_{\text{recul}} - \Delta\sigma_{\text{frot}}).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_p = 2.10^5 \text{ MPa.} \\ E_{i28} = 35\,981.73 \text{ MPa.} \\ E_{i14} = 33402.48 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Tableau VI.6 : pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Section (m)	câble	$\sigma_b$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (MPa)
0.00	1 <sup>ere</sup> famille	7.04	20.80
	2 <sup>eme</sup> famille	0.00	0.00
4.20	1 <sup>ere</sup> famille	11.94	35.21
	2 <sup>eme</sup> famille	21.64	60.16
8.35	1 <sup>ere</sup> famille	19.30	56.95
	2 <sup>eme</sup> famille	23.56	65.51
16.70	1 <sup>ere</sup> famille	16.22	47.86
	2 <sup>eme</sup> famille	22.76	63.29

**VI.6.1.4 Pertes instantanées totales**

Les pertes que nous venons de voir se produisent les unes à la suite des autres. Donc elles se cumulent. La perte instantanée totale désignée aussi par perte à la mise en œuvre se note  $\Delta\sigma_T$  :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{\text{frot}} + \Delta\sigma_{\text{recul}} + \Delta\sigma_{\text{racc}}$$

La tension initiale probable dans les câbles qui se note  $\sigma_{pi}(x)$  vaut :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_T$$

Tableau VI.7 : pertes instantanées totales

Section (m)	Câble	$\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{IT}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{IT}$
0.00	1 <sup>ère</sup> famille	107.05	120.00	20.80	247.85	9.42
	2 <sup>ème</sup> famille	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	1 <sup>ère</sup> famille	130.84	69.00	35.21	235.05	7.19
	2 <sup>ème</sup> famille	117.24	139.39	60.16	316.79	7.47
8.35	1 <sup>ère</sup> famille	154.34	19.42	56.95	230.71	7.46
	2 <sup>ème</sup> famille	129.00	38.08	65.51	232.59	5.48
16.70	1 <sup>ère</sup> famille	201.64	0.00	47.86	249.50	8.81
	2 <sup>ème</sup> famille	152.64	0.00	63.30	215.94	5.08

**VI.6.2 Pertes différées**

**VI.6.2.1 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 chimique. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. Elle a l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$$

Tel que :

- $E_p = 2 \times 10^5$  MPa => module d'élasticité;
- $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$  => retrait total du béton (Climat tempéré sec), [BPEL]

**VI.6.2.2 Pertes dues à la relaxation des aciers**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle est régie par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\rho}(x) = \frac{6 \times \rho_{1000}}{100} \left[ \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

- ⇒  $\sigma_{pi}$  : étant la tension initiale de l'acier, c'est-à-dire après pertes instantanées,
- ⇒  $f_{prg}$  : La contrainte de rupture garantie,

$\mu_0$  : Un coefficient pris égal à :  $\begin{cases} 0.43 \text{ pour les aciers, TBR} \\ 0.3 \text{ pour les aciers, RN} \\ 0.35 \text{ pour les autres aciers} \end{cases}$  ; Pour notre cas  $\mu_0 = 0.43$ .

- ⇒  $\rho_{1000}$  : relaxation caractéristique de l'acier à 1000 heures en %, en général :

$$\begin{cases} \rho_{1000} = 2.5\% \text{ pour les aciers TBR,} \\ \rho_{1000} = 8.0\% \text{ pour les aciers RN.} \end{cases}$$

- ⇒  $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{IT}$ .

Tableau VI.8 : pertes due à la relaxation des aciers

Section (m)	Câble	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\rho}$ (MPa)
<b>0.00</b>	1 <sup>ere</sup> famille	2565.18	146.30
	2 <sup>eme</sup> famille	0.00	0.00
<b>4.20</b>	1 <sup>ere</sup> famille	2628.38	157.78
	2 <sup>eme</sup> famille	3930.81	234.50
<b>8.35</b>	1 <sup>ere</sup> famille	2620.70	156.36
	2 <sup>eme</sup> famille	4015.07	250.21
<b>16.70</b>	1 <sup>ere</sup> famille	2582.50	149.41
	2 <sup>eme</sup> famille	4032.07	253.44

**VI.6.2.3 Pertes due au fluage du béton**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané  $\varepsilon_i$  à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

La perte de tension due au fluage est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M)E_P/E_{ij}$$

Dont : -  $\sigma_b$  contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$$\sigma_b(x) = M_g \times e_p / I_G + n \times A_p ([\sigma(x) - \Delta\sigma_d(x)] / B [1 + B \times e_p^2 / I_G]).$$

-  $\sigma_M$  : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble.

$$\sigma_M(x) = M_g \times e_p / I_G + n \times A_p (\sigma_{pi} / B [1 + B \times e_p^2 / I_G]).$$

Lorsque  $\sigma_M \leq 1.5 \sigma_b$  le BPEL permet l'utilisation de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times E_p / E_{ij}$$

Tableau VI.9 : pertes due à la relaxation des aciers

Section (m)	câble	$\sigma_m$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
0.00	1 <sup>ere</sup> famille	6.99	6.55	97.58
	2 <sup>eme</sup> famille	0.00	0.00	0.00
4.20	1 <sup>ere</sup> famille	11.74	10.76	160.40
	2 <sup>eme</sup> famille	21.38	19.64	273.02
8.35	1 <sup>ere</sup> famille	18.72	16.95	252.58
	2 <sup>eme</sup> famille	22.99	18.64	259.04
16.70	1 <sup>ere</sup> famille	15.73	14.02	208.95
	2 <sup>eme</sup> famille	22.15	17.70	246.01

#### VI.6.2.4 Pertes différées totales

Il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes précédents. Pour cela, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relaxation par un coefficient 5/6.

La perte différée totale vaut :  $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$

Tableau VI.10 : pertes différées totales

Section (m)	Câble	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{DT}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{DT}$
0.00	1 <sup>ere</sup> famille	60	146.30	97.58	279.50	9.87
	2 <sup>emme</sup> famille	60	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	1 <sup>ere</sup> famille	60	157.78	160.40	351.88	12.43
	2 <sup>emme</sup> famille	60	234.50	273.02	528.43	12.44
8.35	1 <sup>ere</sup> famille	60	156.36	252.58	442.89	15.63
	2 <sup>emme</sup> famille	60	250.21	259.04	527.55	12.42
16.70	1 <sup>ere</sup> famille	60	149.41	208.95	393.46	13.89
	2 <sup>emme</sup> famille	60	253.44	246.01	517.21	12.18

VI.6.3 Pertes totales

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pi} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{IT} \\ \sigma_{ef} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{DT} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{IT} - \Delta\sigma_{DT} \Rightarrow \text{contrainte effective.} \end{array} \right.$$

Tableau VI.11 : pertes totales

Section (m)	Câble	$\Delta\sigma_{IT}$ (MPa)	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{DT}$ (MPa)	$\sigma_{ef}$ (MPa)	$\Delta\sigma_T$ (MPa)	% $\Delta\sigma_T$
0.00	1 <sup>ere</sup> famille	266.85	2565.18	279.50	2285.68	546.35	19.29
	2 <sup>eme</sup> famille	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	1 <sup>ere</sup> famille	203.62	2628.38	351.88	2276.50	555.50	19.61
	2 <sup>eme</sup> famille	317.18	3930.81	528.43	3402.38	845.61	19.91
8.35	1 <sup>ere</sup> famille	211.30	2620.70	442.89	2177.81	654.19	23.09
	2 <sup>eme</sup> famille	232.93	4015.07	527.55	3487.52	760.48	17.90
16.70	1 <sup>ere</sup> famille	249.50	2582.50	393.46	2189.04	642.96	22.70
	2 <sup>eme</sup> famille	215.94	4032.07	517.21	3514.86	733.15	17.26

N.B :

Nous remarquons que Le max des pertes est 23.09 %, et ces pertes ne dépassent pas celle prise en compte 32% pour la détermination de l'effort de précontrainte P<sub>0</sub>.

Alors le nombre de câble est vérifié.

VI.7 Justifications aux E.L.S

VI.7.1 Vérification des contraintes normales

VI.7.1.1 Détermination des contraintes admissible

La vérification se fait à la classe 1, selon le règlement BPEL.

➤ Contraintes admissibles en service

Sous combinaison rare (G+D<sub>240</sub>).

$$\sigma_{CS} = 0.6 F_{C28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti} = 0.$$

Sous combinaison quasi-permanente (G).

$$\sigma_{Ci} = 0.5 F_{C28} = 17.5 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{ts} = 0.$$

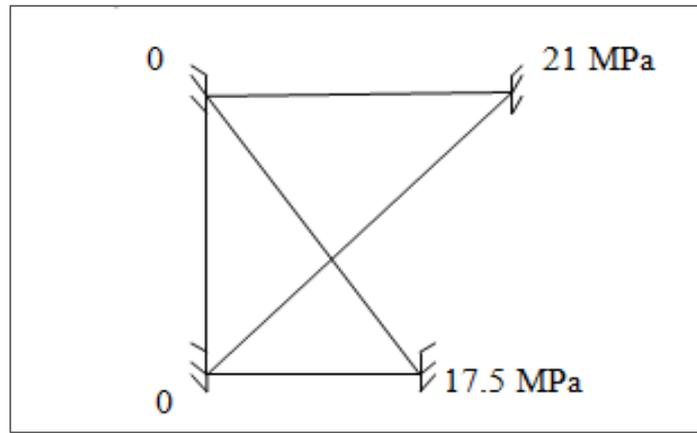


Figure VI.8 : diagramme des contraintes admissibles en service.

➤ Contraintes admissibles en construction

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = 0.6 F_{ct} \\ \sigma_t = 0.7 F_{tt} \end{array} \right.$$

### VI.7.1.2 Vérification

La précontrainte est représentée à un instant 't' par deux valeurs caractéristiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P(x, t) \\ P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P(x, t) \end{array} \right.$$

$P_0$  : représentant la précontrainte « à l'origine ».

$\Delta P(x, t)$  : la perte de précontrainte au point d'abscisse (x), à l'instant (t).

Pour les phases 1 et 2, la force de précontrainte qui donne P effet le plus défavorable est  $P_1$ , mais pour la phase d'exploitation (phase 3), c'est la force  $P_2$ .

➤ Etat à vide

$$\sigma_c = P/B_n - M_p \cdot V' / I_{GN} - M_m \cdot V' / I_{GN} \leq \sigma_{c \max}$$

$$\sigma_t = P/B_n + M_p \cdot V / I_{GN} + M_m \cdot V / I_{GN} \geq \sigma_{t \max}$$

➤ Etat en charge

$$\sigma_t = P/B_n - M_p \cdot V' / I_{GN} - M_M \cdot V' / I_{GN} \geq \sigma_{t \max}$$

$$\sigma_c = P/B_n + M_p \cdot V / I_{GN} + M_M \cdot V / I_{GN} \leq \sigma_{c \max}$$

Telle que :

- $\sigma_{c,t}$ : la contrainte de compression ( $\sigma_c$ ) ou la contrainte de traction ( $\sigma_t$ ) ;
- $M_p$  : moment dû à la précontrainte ( $M_p = F \times \text{le nombre de câbles} \times e$ );

- $P$  : effort de la précontrainte ( $P_1$  ou  $P_2$ );
- $M_m$  : moment dû aux charges permanentes;
- $M_M$  : moment dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitation;
- $\sigma_{c,t \max}$  : contrainte admissible (compression ou traction);
- $B_n$  : la section nette;
- $I_{GN}$  : le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section.

La vérification se fait selon les phases suivantes :

### ➤ Phase 1

- les câbles 1 et 2 doivent être tendus à 100 % au 14<sup>ième</sup> jours.
- pertes instantanées des 02 câbles.
- précontrainte des 02 câbles.
- $F_{C14} = 28.2 \text{ MPa}$ ,  $F_{t14} = 2.3 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{C \max} = 0,6 F_{CJ} = 17 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{t \max} = 0,7 F_{tJ} = 1.6 \text{ MPa}$ .

### ➤ Phase 2

- Coulage du hourdis
- section résistante : poutre
- poids de : poutre + l'ourdis
- précontrainte des 02 câbles.
- pertes instantanées des 02 câbles + 40% pertes différées.
- $F_{C28} = 35 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{C \max} = 0,6 F_{CJ} = 21 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{t \max} = 0,7 F_{tJ} = 1.89 \text{ MPa}$ .

### ➤ Phase 3 (56j)

- Le câble 3 relevé doit être tiré après bétonnage de l'ourdis, et une fois le béton de la dalle ayant atteint une résistance de 25 MPa.
- section résistante : poutre + l'ourdis
- poids de la poutre + l'ourdis
- précontrainte des 03 câbles.
- pertes instantanées des 03 câbles + 60% pertes différées
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{C \max} = 0,6 f_{cj} = 18 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{t \max} = 0,7 f_{tj} = 1.68 \text{ MPa}$ .

➤ Phase 4 (en service)

La mise en service

- section résistante : poutre + l'ourdis.
- poids propre du tablier +surcharges.
- précontrainte des 03 câbles.
- pertes totales.

- $\sigma_{c \max} = 0,5 f_{cj} = 17.5 \text{ MPa}$ . (Cas d'une combinaison rare)
- $\sigma_{c \max} = 0,6 f_{cj} = 21 \text{ MPa}$ . (Cas d'une combinaison permanente)
- $\sigma_{t \max} = 0$ .

Tableau VI.12 : vérification des contraintes normales

		P(MN)	Contraintes (MPa)		Contraintes admissibles (MPa)	Vérification
<b>Phase 1</b>		2.15	Compression	13.32	18	<b>OK</b>
		2.15	Traction	3.81	1.66	<b>OK</b>
<b>Phase 2</b>		1.92	Compression	3.44	18.00	<b>OK</b>
		1.92	traction	9.76	1.33	<b>OK</b>
<b>Phase 3</b>		1.80	Compression	14.36	21.00	<b>OK</b>
		1.80	Traction	1.88	1.33	<b>OK</b>
<b>Phase 4</b>	<b>A vide</b>	1.82	Compression	11.84	21.00	<b>OK</b>
		1.82	Traction	3.21	0	<b>OK</b>
	<b>En charge</b>	1.43	Compression	7.35	17.50	<b>OK</b>
		1.43	Traction	0.58	0	<b>OK</b>

**VI.7.2 Ferrailage passif longitudinal**

Dans les ouvrages précontraints deux types d'armatures sont à prévoir :

- Armatures de peau ;
- Armatures dans les zones tendues.

**VI.7.2.1 Armatures de peau**

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous : L'action de phénomènes tels que le retrait différentiel et le gradients thermiques.

la section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre.[ G. DREUX, J.MAZARS et M.RIMBOEUF «Cours pratique de béton précontraint », EYROLLES 1984]

$$A_{Pmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur de parement.} \\ 0.1\% B \text{ (Section du béton).} \end{array} \right.$$

$$A_{Pmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times (0.47 \times 1.5) \times 2 = 11.82 \text{ cm}^2. \\ 0.001 \times 6139.85 = 6.14 \text{ cm}^2. \end{array} \right. \Rightarrow A_{Pmin} = 11.82 \text{ cm}^2.$$

**VI.7.2.2 Armatures dans la zone tendue**

Dans notre cas La vérification se fait en classe 1, donc il n'y a pas lieu de disposer des armatures longitudinales dans la zone tendue.

**VI.7.3 Vérification des contraintes tangentielles**

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue en phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales).

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_G \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_G + \sigma_t) \right) \\ \tau^2 - \sigma_G \cdot \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_G - \sigma_t) \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_G + \sigma_t) \right) \end{array} \right. \quad (1)$$

Avec :

- $\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale ;
- $\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement ;
- $\sigma_t$  : Contrainte normale transversale (Celle-ci n'existe que lorsqu'est présentée une précontrainte transversale).

Si  $\sigma_x < 0$ , les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left( f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

Pour notre cas,  $\sigma_t = 0$  alors (1) devient :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_G \right) \\ \tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_G) \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_G \right) \end{cases} \quad (2)$$

$\sigma_x$  au niveau du centre de gravité « G » est strictement positive, donc nous appliquons le système (2).

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times V$$

$\sigma_s$  et  $\sigma_i$  sont les contraintes de la fibre supérieure et la fibre inférieure.

### VI.7.3.1 Contrainte de cisaillement

Elle est la conséquence de la présence d'un effort tranchant et nous utiliserons pour sa détermination la notion d'effort tranchant réduit. La contrainte de cisaillement qui s'exerce sur une fibre de matière d'ordonnée y est :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{rd} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n(y)}$$

Avec :

- $V_{rd}$  : effort tranchant réduit ;
- $S(y)$  : le moment statique par rapport à l'axe Gz de la partie de section située au-dessus de l'ordonnée y ;
- $b_n(y)$  : Largeur nette de l'âme de la poutre,  $b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \emptyset = 36 - 4 = 32 \text{ cm}$ .

$$\begin{cases} m: \text{nombre de gaines par lit ;} \\ k=0,5, \text{ dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment;} \\ \emptyset= 8 \text{ cm, diamètre de la gaine.} \end{cases}$$

- $I_n$  : Moment d'inertie net par rapport à l'axe Gz.

Approximativement :  $S(y) = \frac{I_G}{0,8 \times h}$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{rd}}{b_n \cdot 0,8 \cdot h}$$

Tel que :  $V_{rd} = V - p_i \cdot \sin \alpha$

Tableau VI.13 : vérification des contraintes tangentielles

		$V_{rd}$ (MN)	$\sigma_G$ (MPa)	$\tau_v$ (MPa)	Vérification	
					1 <sup>ère</sup> condition	2 <sup>ème</sup> condition
Phase 1		-0,20	7,77	-0,53	OK	OK
Phase 2		-0,55	2,90	-1,43	OK	OK
Phase 3		-1.173	5.98	-2.34	OK	OK
Phase 4	A vide	-1,04	6,96	-2,33	OK	OK
	En charge	-0,81	6,71	-1,80	OK	OK

## VI.8 Justifications aux E.L.U. [BPEL 91 révisé 99 –art n°62]

### VI.8.1 Vérification des contraintes normales

Les sollicitations normales sont celle liées aux efforts normaux et aux moments fléchissant.

Ces vérifications consistent à assurer que les sollicitations de calcul sont intérieures à un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes. Les règles de calcul sont basées sur plusieurs hypothèses énoncées dans le paragraphe suivant.

#### VI.8.1.1 Hypothèses fondamentales de calcul

- La résistance en traction du béton est négligée;
- Le béton et l'acier ne subissent aucun glissement relatif;
- Les sections droites restent planes;
- Le diagramme des déformations doit respecter la règle des 3 pivots;
- Le comportement du béton est défini par le diagramme parabole-rectangle.

#### VI.8.1.2 Principe de la méthode de justification

Compte tenu de la résistance des matériaux qui constituent l'ouvrage, il est possible de définir pour la section droite considérée, un domaine résistant convexe est limité par une courbe (ou une surface, en cas de flexion déviée) dite d'interaction moment - effort normal. La méthode consiste à se fixer  $n - 1$  des  $n$  paramètres dont dépend la sollicitation en les prenant égaux à ceux de la sollicitation de calcul  $S_u$  et à comparer le  $n^e$  paramètre de  $S_u$  avec celui des deux points correspondants de la frontière.

Ainsi, s'est-on fixé  $N = N_u$ . La justification consiste à s'assurer que :

$$\overline{M_{u\min}} \leq M_u \leq \overline{M_{u\max}}$$

En général, pour une sollicitation de calcul donnée, il suffit de vérifier l'une des inégalités, l'autre se trouvant d'évidence satisfaite.

L'ensemble des sollicitations constantes ultimes  $\overline{S_U}(\overline{M_{umax}}, \overline{M_{umin}})$  définit une courbe fermée dite courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

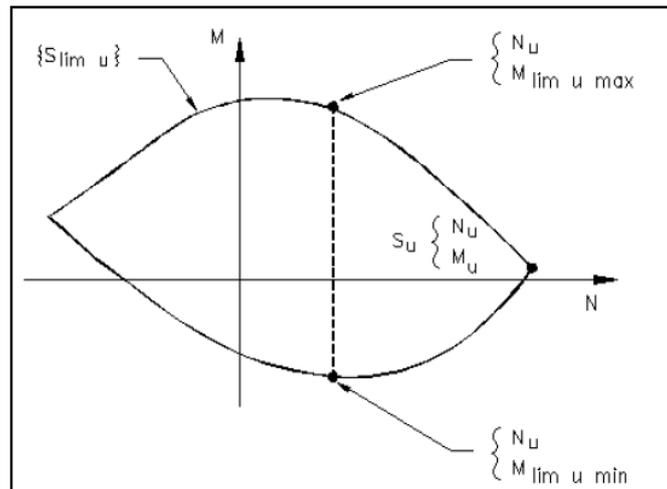


Figure VI.9 : courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

VI.8.1.3 Equations utilisées

➤ Equations d'équilibre

A l' E.L.U, on peut, au niveau de la section considérée, traduire l'équilibre par :

$$\begin{cases} N_U = B_C \times \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \times \Delta \sigma_p - A_s \times \sigma_s & (1) \\ \overline{M_{umax}} = B_C \times \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \times Z + A_s \times (d_s - d_p) \times \sigma_s & (2) \end{cases}$$

Avec :

- $N_U \Rightarrow$  effort normal sollicitant;
- $\overline{M_{umax}} \Rightarrow$  moment résistant ultime;
- $A_p \times \Delta \sigma_p \Rightarrow$  surtension de précontrainte ;
- $A_s \times \sigma_s \Rightarrow$  tension des armatures passives ;
- $Z \Rightarrow$  bras de levier du moment de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

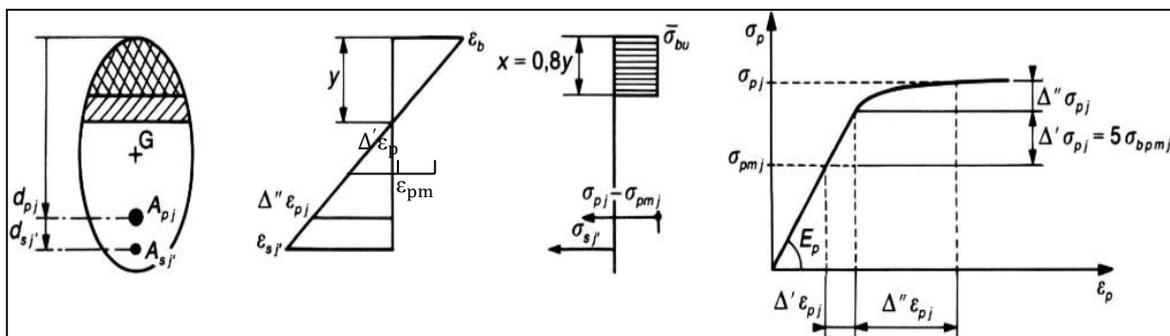


Figure VI.10 : diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes.

➤ Equations liées à l'hypothèse de la section plane

A partir des considérations sur la similitude des triangles, dans le diagramme des déformations, on peut écrire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \times d_p}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (4)$$

➤ Equation traduisant le comportement de l'acier

• Les armatures passives  $\Rightarrow \sigma_s = g(\varepsilon_s)$  (5)

• Les armatures actives  $\Rightarrow \Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm})$  (6)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} \\ \Delta' \varepsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} \end{array} \right. \quad \text{Où} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pm} = P_m / A_p \\ \sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_{\min}) \cdot \frac{e_p}{I} \end{array} \right.$$

L'état ultime peut être atteint sur le béton ou sur l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} \Rightarrow \text{suivant le type de sollicitation, sa valeur est entre } 2\text{‰} \text{ et } 3,5\text{‰} \end{array} \right. \quad (7)$$

Donc nous un système de 7 équations pour 7 inconnus à résoudre. La résolution se fait par approximations successives à partir d'un diagramme de déformation choisi.

➤ Application au projet

Le diagramme de déformation choisi c'est celui passant par les pivots A et B, ce qui impose

$$\Rightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\text{‰} \quad \text{et} \quad \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$$

On calcul  $N_{U1}$  à partir de (1), et on le compare avec  $N_U$  :

- Si  $N_{U1} = N_U \Rightarrow$  on calcul directement  $M_U$  ;
- Si  $N_{U1} > N_U \Rightarrow$  cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on devra pivoter le diagramme de déformation autour du pivot A c'est à dire faire une autre itération avec une nouvelle valeur de  $\varepsilon_b$  ;
- Si  $N_{U1} < N_U \Rightarrow$  on fait une nouvelle itération mais en pivotant autour du pivot B jusqu'à avoir  $N_{U1} = N_U$ .

On a:

$$A_p = 5400 \text{ mm}^2; A_s = 1256 \text{ mm}^2; d_p = 160 \text{ cm}; d_s = 172 \text{ cm}; h = 175 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \times n \times A_p = (1416 - 351.25) \times 3 \times 1800 = 574.97 \text{ KN} = 5.75 \text{ MN.}$$

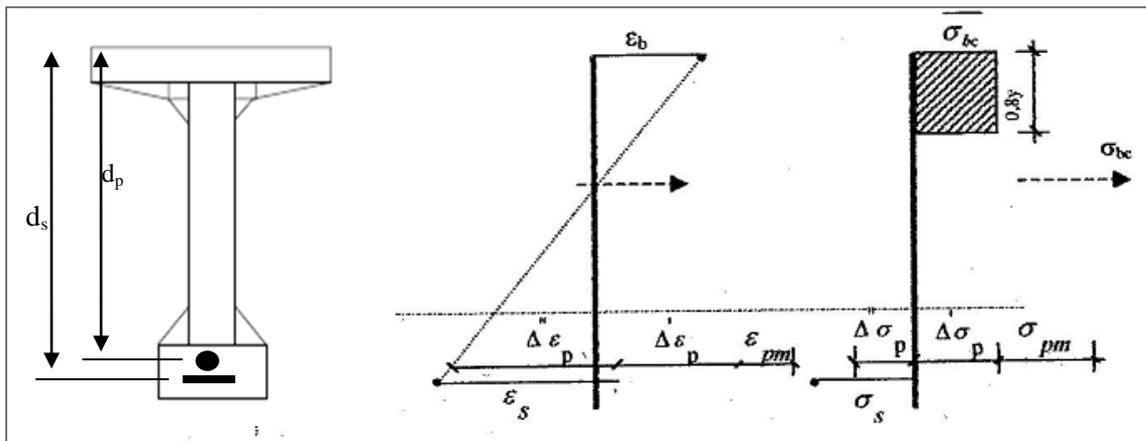


Figure VI.11 : diagramme des équations d'équilibre.

D'après les équations (1) et (2) on aura :

$$(1) \Rightarrow N_{U1} = 19.83 \times B_C - 5400 \times \Delta\sigma_p - 1256 \sigma_s$$

$$(2) \Rightarrow \bar{M}_{Umax} = 19.83 \times B_C \times Z + 1256 \sigma_s \times (ds - dp).$$

Et des équations (3) et (4) on aura :

$$(4) \Rightarrow \frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{1.72 - y}{y} = \frac{0.01}{0.0035} \Rightarrow y = 0.00602 / 0.0135 = 0.45 \text{ m.} \Rightarrow 0.8 y = 0.36 \text{ m.}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{\Delta''\epsilon_p}{\epsilon_b} = \frac{1.60 - y}{y} = \frac{1.15}{0.45} * 0.0035 \Rightarrow \Delta''\epsilon_p = 8.94 \text{ ‰.}$$

Pour les aciers passifs nous avons les deux inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1.74 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \\ \epsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1.74 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

$$\text{Comme } \epsilon_s = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa.}$$

Les paramètres de l'équation (6) sont déterminés à partir des inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_p < 0.9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_s} = 6.15 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \epsilon_p \\ \epsilon_p \geq 0.9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_s} = 6.15 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p \text{ sera calculée par une approximation successive.} \end{array} \right.$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pm} = P_m / A_p = 5749.65 / 0.0054 = 1064.8 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_{min}) \cdot \frac{e_p}{I} = 7.104 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 5.32 \text{ ‰} \\ \Delta' \varepsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 0.178 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_{pm} = 5.32 \text{ ‰} < 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = 1064 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p = 5.32 \text{ ‰} + 0.178 \text{ ‰} + 8.94 \text{ ‰} = 14.44 \text{ ‰} \geq 6.19 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_p = 1136 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_p = 1136 - 1064 = 72 \text{ MPa}$$

On a :

$$B_C = 0.8 \times y \times b = 0.36 \times 1.03 = 0.371 \text{ m}^2$$

De (1) nous aurons :

$$N_{U1} = 19.83 \times 0.371 - 5400 \times 10^{-6} \times 72 - 1256 \times 10^{-6} \times 347.83 = 6531.042 \text{ KN} = 6.53 \text{ MN}$$

Donc :

$N_{U1} > N_U \Rightarrow$  la section du béton comprimé est trop grande, on devra pivoter le diagramme de déformation autour du pivot A. le pivotement n'entraîne pas de modification significative de la valeur de  $\Delta'' \varepsilon_p$  donc  $\Delta'' \sigma_p$  de ; nous calculerons donc  $N_{U1}$  de manière à avoisiner le plus possible la valeur de  $N_U$  en diminuant  $\varepsilon_b$ .

$$\begin{aligned} \Rightarrow N_U &= 19.83 \times B_C - 5400 \times \Delta \sigma_p - 1256 \times \sigma_s \\ \Rightarrow B_C &= \frac{1}{19.83} \times [N_U + 5400 \times \Delta \sigma_p + 1256 \times \sigma_s] \\ \Rightarrow B_C &= 0.32 \text{ m}^2 \\ \Rightarrow y &= 0.39 \text{ m} \end{aligned}$$

Nous aurons donc :

$$\begin{cases} \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{1.72 - 0.39}{0.39} \Rightarrow \varepsilon_b = 2.93 \text{ ‰} \\ \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{1.72 - 0.39}{0.39} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = 9.09 \text{ ‰} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p &= 14.58 \text{ ‰} \geq 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = 1136.45 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \Delta \sigma_p &= 1136.45 - 1064 = 72.45 \text{ MPa} \\ \Rightarrow N_{U1} &= 19.83 \times B_C - 5400 \times \Delta \sigma_p - 1256 \times \sigma_s \\ &= 19.83 \times 0.32 - 3 \times 1800 \times 72 - 1256 \times 10^{-6} \times 348 \times 0.12 \\ &= 5.75 \text{ MN} \\ \Rightarrow N_{U1} &\approx N_U \end{aligned}$$

On estime ainsi avoir atteint le diagramme de déformation ultime.

Pour finir on calcul  $\overline{M_{umax}}$  à partir de l'équation (2)

$$\begin{aligned} \Rightarrow \overline{M_{umax}} &= 19.83 \times 0.32 \times (1.6 - 0.4 \times 0.39) + 18212 \times 347.83 \\ \Rightarrow \overline{M_{umax}} &= 9.22 \text{ MN.m.} \end{aligned}$$

Donc :

$$M_{max} = 8.184 \text{ MN.m} < \overline{M_{umax}} = 9.22 \text{ MN.m.} \Rightarrow \text{La résistance est assurée.}$$

### VI.8.2 Vérification des contraintes tangentielles

L'hypothèse qui régit les justifications à E.L.U, est la formation d'un treillis après fissuration du béton (treillis de MORSCH). Les vérifications à effectuer sont :

- vérification de non rupture des armatures transversales en traction;
- vérification à la compression des bielles de béton. [B.P.E.L 91 Art 7.3]

#### VI.8.2.1 Minimum d'armatures transversales

Il existe deux types d'armatures transversales, dans tous les cas des armatures passives, et plus rarement, des armatures actives. Les calculs seront effectués par rapport à la section d'about, là où l'effort tranchant est le plus important.

Pour les armatures passives, elles sont caractérisées par leur section ( $A_t$ ) et leur espacement ( $S_t$ ). Avec:

$$\begin{aligned} S_t &< \min (1 \text{ m}; 0,8h; 3.b_0) = \min (1 \text{ m}; 0,8 \times 1.5; 3 \times 0.35) \\ S_t &< \min (1 \text{ m}; 1.2; 1.05) \Rightarrow S_t < 1 \text{ m.} \end{aligned}$$

Le minimum d'armatures transversales placé dans l'âme de la poutre, de sorte à éviter les ruptures, est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.6 \times 0.31 \times 1.15}{400} = 5.35 \times 10^{-4} = 5.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ce minimum est à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible. Nous optons pour des cadres **2 HA12**;  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$ .

$$\Rightarrow A_t / s_t \geq 5.35 \quad \Rightarrow s_t \leq 0.42 \text{ cm} < 100 \text{ cm.}$$

Nous optons pour :  $S_t = 15 \text{ cm}$  pour la section d'about; et  $S_t = 35 \text{ cm}$  pour la section médiane.

## VI.8.2.2 Justification des armatures transversales

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles de béton les armatures.

$$\tau_{\text{red.u}} \leq \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times \cotg \beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

Avec :

- $\tau_{\text{red.u}} = \frac{V_{\text{red.u}}}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = 0,58 \text{ MPa}$ .
  - $V_{\text{red.u}} = V - p_u \cdot \sin \alpha = 1,152 - 3,84 \times \sin (10,52) = 0,38 \text{ MN}$ .
  - $\beta \Rightarrow$  l'angle d'inclinaison des bielles de béton, qui est égale à :  
 $\text{tg } 2\beta = \frac{2 \times \tau_{\text{red.u}}}{\sigma_{ux} - \sigma_{ut}} = \frac{2 \times 0,58}{5,16 - 3,44} = 0,67 \Rightarrow \beta = 17^\circ < 30^\circ$ .
- On prend :  $\beta = 30^\circ$

$$\tau_{\text{red.u}} \leq \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times \cotg \beta + \frac{f_{tj}}{3} = 3,74 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les armatures de peau elles doivent être de 2 cm<sup>2</sup>/ml. On adoptera donc un cadre de HA12 pour la table de compression (même chose pour le talon) ainsi que pour l'âme avec un St = 15cm dans la section d'about, et un cadre de HA12 pour la table de compression (même chose pour le talon) ainsi que pour l'âme dans la section médiane avec un St=35cm pour les deux.

## VI.8.2.3 Justification des bielles de béton

La condition est la suivante :

$$\tau_{\text{red.u}} \leq \frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b}$$

$$0,58 \text{ MPa} \leq \frac{35}{4 \times 1,5} = 5,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

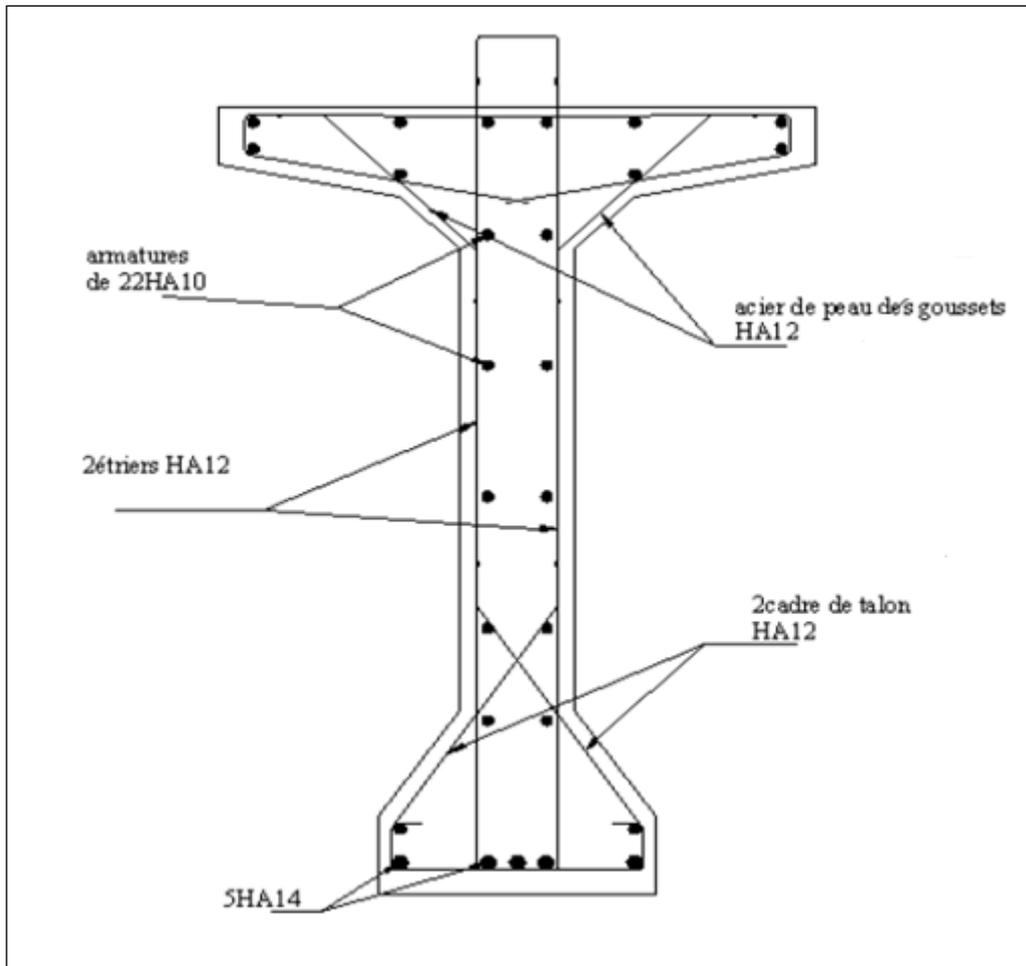


Figure VI.12 : ferrailage passive de la poutre.

### VI.9 Conclusion

D'après l'étude de la précontrainte on a obtenu les résultats suivants : Le nombre de câbles est : 3 12T15.

La valeur des pertes totales de précontraint est :  $23.09\% < 32\%$ .

Le ferrailage passif est : 5HA14 pour les armatures inférieures longitudinales, 22HA10 pour les armatures supérieures longitudinales, et pour les armatures transversales on a opté 02 cadres de HA12.

Nous traitons dans le chapitre suivant l'étude de l'hourdis général.

## Chapitre VII : Etude de l'hourdis général

### VII.1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert d'une couverture pour le pont, dans notre cas il joue le rôle d'entretoise donc il assure la répartition transversale des efforts. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Le but de cette étude consiste à déterminer les efforts internes ainsi que le ferrailage de l'hourdis général.

### VII.2 Méthodologie de calcul

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions transversale et longitudinale, les moments résultant ( $M_x$ ;  $M_y$ ) nous permettront de calculer les armatures transversales et longitudinales.

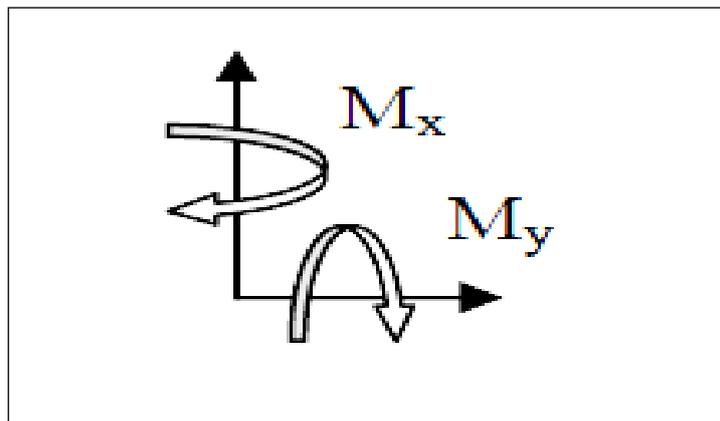


Figure VII.1 : fonctionnement de l'hourdis.

Selon les règles du BAEL, les calculs seront effectués pour une poutre en béton armé de section  $1 \times 0.25$  m. Nous nous placerons dans le cas des fissurations préjudiciables et les armatures seront calculées à l'ELU puis vérifiées à l'ELS.

Nous considérons deux sections une à l'endroit de l'appui (**S1**) où l'effort tranchant est maximum et la deuxième (**S2**) entre axe des poutres où le moment fléchissant est le plus important.

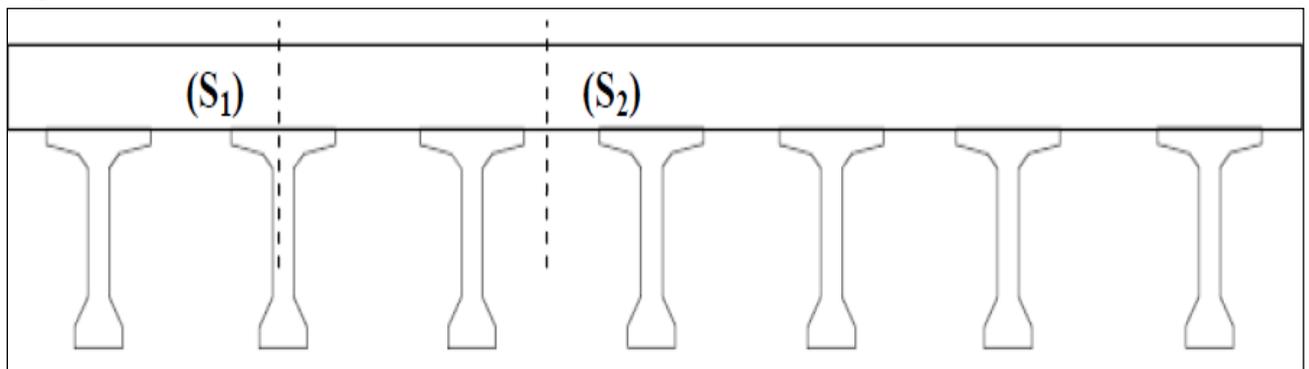


Figure VII.2 : vue transversale de l'hourdis général.

Les différentes charges permanentes à considérer et les surcharges à prendre en compte sont :

Tableau VII.1 : charges et surcharges à prendre dans le calcul du l'hourdis

Charges permanentes (t/ml)		Surcharges
Poids propre de l'hourdis (1x0.25)	6.125	- Système de charge A ;
Poids d'étanchéité + revêtement	1.386	- Système de charge Bc ;
Poids de garde-corps	0.2	- Système de charge Mc120 ;
Poids de glissière	0.3	- Convoi exceptionnelle D240 ;
Poids de trottoirs	1.4	- Surcharge de trottoir.
Poids de corniche	1.03	

### VII.3 Etude de la flexion transversale

#### VII.3.1 Calcul à E.L.U

En modélisant la structure avec le logiciel ROBOT, on trouve que les moments fléchissant les plus défavorables sont provoqués par la surcharge Bc pour la section entre axes des poutres (S2), et par la surcharge D240 à l'endroit des appuis (S1).

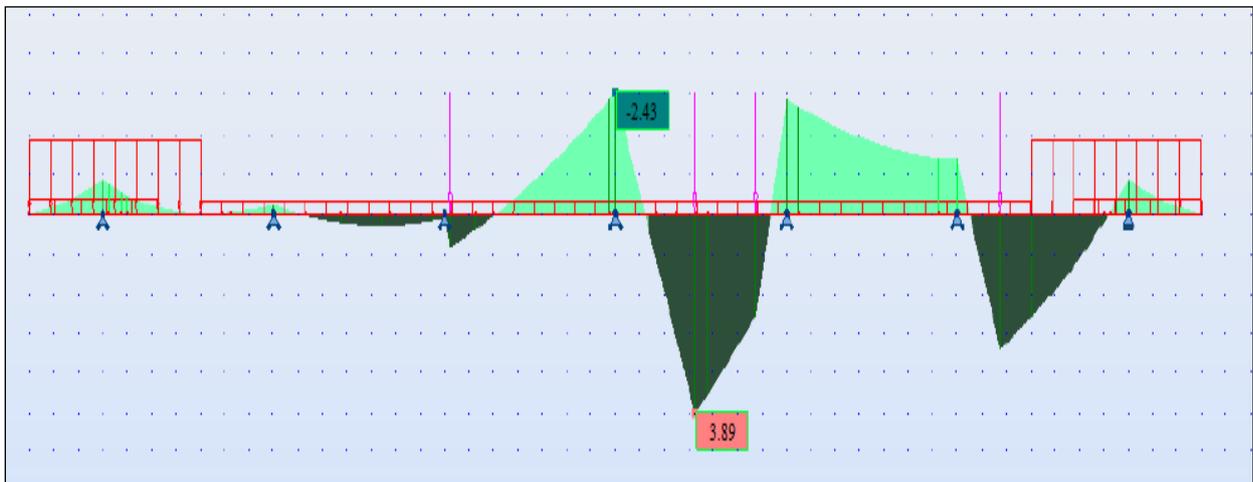


Figure VII.3 : diagramme du à la combinaison  $1.35(CP+CCP) + 1.6(Bc+St)$ .

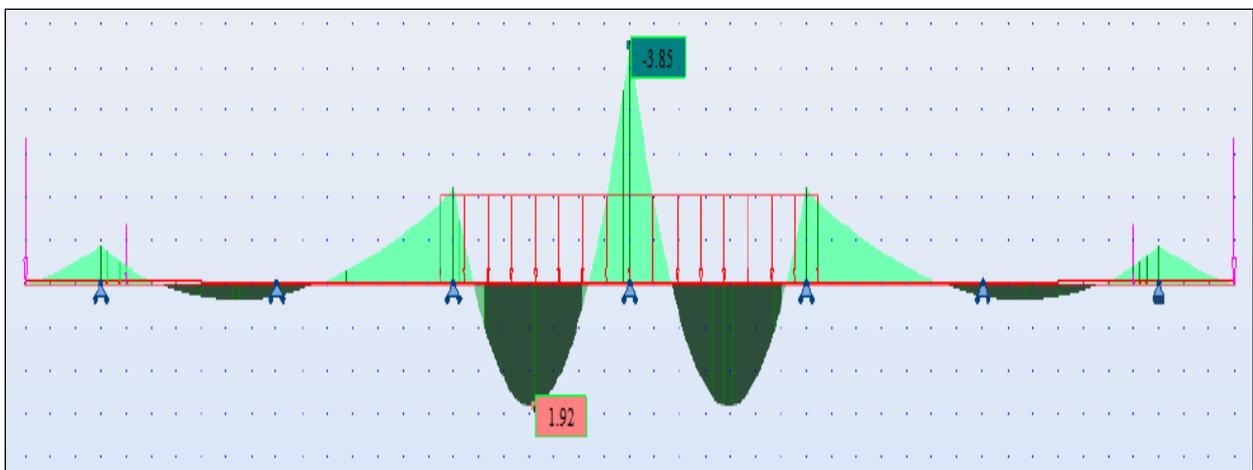


Figure VII.4 : diagramme du à la combinaison  $1.35(CP+CCP+D240)$ .

D'où, les moments les plus défavorables selon l'ELU sont :

- $M_{S1} = -0.385 \text{ MN.m}$
- $M_{S2} = 0.389 \text{ MN.m}$

Nos données sont comme suit :

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.85 \times 27 / 1.5 = 15.3 \text{ MPa} ;$$

$$d' = 3 \text{ cm d'où, } d = 22 \text{ cm.}$$

Tableau VII.2 : détermination de la section d'armatures selon l'ELU

Section 1	Section2
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>M_u = 0.385 \text{ MN.m}</math></li> <li>• <math>\mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.05</math></li> <li>• <math>\mu_{bu} = 0.05 \leq \mu_{limite} = 0.104</math></li> </ul> <p style="text-align: center;">↓</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pivot A <math>\Leftrightarrow \epsilon_s = 10 \text{ ‰} &gt; \epsilon_{sl} = f_e / \gamma_s \cdot E_s = 1.74 \text{ ‰}</math>  <math>\Leftrightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}</math></li> <li>• <math>\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.064</math></li> <li>• <math>A_{us} = 1.07 \times M_u / (d \times \sigma_s) = 5.38 \text{ cm}^2</math></li> </ul> <p style="text-align: center;">↓</p> <p style="text-align: center;"><b>4HA14</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>M_u = 0.389 \text{ MN.m}</math></li> <li>• <math>\mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.05</math></li> <li>• <math>\mu_{bu} = 0.05 \leq \mu_{limite} = 0.104</math></li> </ul> <p style="text-align: center;">↓</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pivot A <math>\Leftrightarrow \epsilon_s = 10 \text{ ‰} &gt; \epsilon_{sl} = f_e / \gamma_s \cdot E_s = 1.74 \text{ ‰}</math>  <math>\Leftrightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}</math></li> <li>• <math>\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.064</math></li> <li>• <math>A_{us} = 1.07 \times M_u / (d \times \sigma_s) = 5.43 \text{ cm}^2</math></li> </ul> <p style="text-align: center;">↓</p> <p style="text-align: center;"><b>4HA14</b></p>

### VII.3.2 Vérification à E.L.S

Les vérifications porteront sur :

- Un état limite de compression du béton;
- Un état limite d'ouverture des fissures.

Même constatation est faite à l'ELS qu'à l'E.L.U, c'est-à-dire, la surcharge Bc provoque les moments fléchissant les plus défavorables pour la section entre axes des poutres (S2) et la surcharge D240 à l'endroit des appuis (S1).

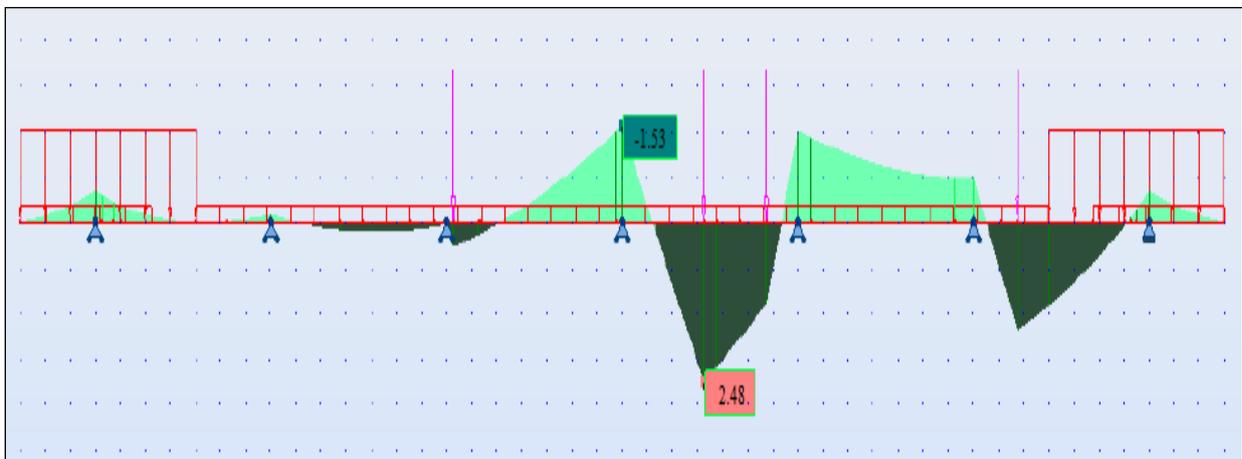


Figure VII.5 : diagramme du à CP+CCP+Bc+St.

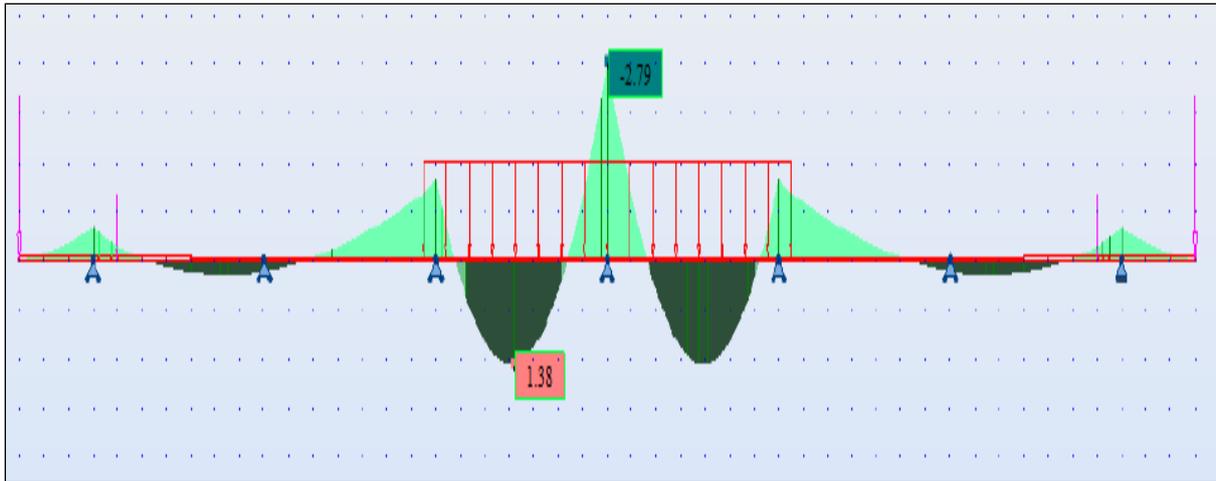


Figure VII.6 : diagramme du à CP+CCP+D240.

D'où, les moments les plus défavorables selon l'ELU sont :

- $M_{S1} = 0.248 \text{ MN.m}$
- $M_{S2} = -0.279 \text{ MN.m}$

Nos données sont comme suit :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3f_e ; 110\sqrt{\eta ft} \} = 207.31 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa.}$$

Le calcul des contraintes se fera en considérant une section homogène comprenant la section de béton comprimé et les sections d'aciers comptées  $n = 15$  fois en gardant le même centre de gravité. Les relations utilisées sont les suivantes:

- $\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I;$
- $\sigma_s = n \cdot M_{ser} \cdot (d-y) / I.$

Tel que  $y$  est tiré de l'équation suivante :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s$$

$$\text{et } I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d-y)^2$$

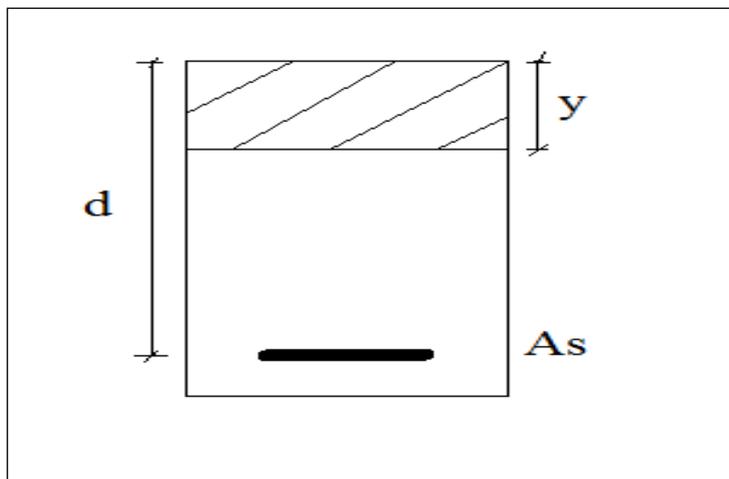


Figure VII.7 : section homogène de béton.

Tableau VII.3 : vérification de la section d'armatures selon l'ELS

Section 1	Section2
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>M_{ser} = 0.248 \text{ MN.m}</math></li> <li>• <math>y^2 + 1.602 \times 10^{-2} \cdot y - 3.52 \times 10^{-3} = 0</math> <math>y = 0.112 \text{ m}</math></li> <li>• <math>I = 5.6 \times 10^{-4} \text{ m}^4</math>.</li> <li>• <math>\sigma_{bc} = 24.8 \times 10^{-3} \times 0.112 / 0.00056 = 4.96 \text{ MPa}</math> <math>\sigma_{bc} = 4.96 \text{ MPa} &lt; \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa}</math>.</li> <li>• <math>\sigma_s = 15 \times 24.8 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.112) / 0.00056 = 72 \text{ MPa}</math> <math>\sigma_s = 72 \text{ MPa} &lt; \bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ MPa}</math>.</li> </ul> <p style="text-align: center;">⇓</p> <p style="text-align: center;"><b>Les deux conditions sont vérifiées.</b> D'où, <math>A_{sers} = A_{us} = 5.38 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA14}</math></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>M_{ser} = -0.279 \text{ MN.m}</math></li> <li>• <math>y^2 + 1.623 \times 10^{-2} \cdot y - 3.57 \times 10^{-3} = 0</math> <math>y = 0.112 \text{ m}</math></li> <li>• <math>I = 5.6 \times 10^{-4} \text{ m}^4</math>.</li> <li>• <math>\sigma_{bc} = 27.9 \times 10^{-3} \times 0.112 / 0.00056 = 5.58 \text{ MPa}</math> <math>\sigma_{bc} = 5.58 \text{ MPa} &lt; \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa}</math>.</li> <li>• <math>\sigma_s = 15 \times 27.9 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.112) / 0.00056 = 81 \text{ MPa}</math> <math>\sigma_s = 81 \text{ MPa} &lt; \bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ MPa}</math>.</li> </ul> <p style="text-align: center;">⇓</p> <p style="text-align: center;"><b>Les deux conditions sont vérifiées.</b> D'où, <math>A_{sers} = A_{us} = 5.43 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA14}</math></p>

Donc, la section d'armatures à prendre sont :

**4HA14** que ça soit pour la section S1 (fibre inférieure) ou S2 (fibre supérieure) avec un espacement  $S_T = \frac{100 - 4 \times 1.4}{4} = 23.6 \text{ cm}$ .

**VII.3.3 Condition de non fragilité**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 3.41 \text{ cm}^2$ .

Les sections d'armatures adoptées sont supérieures à  $A_{min} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**VII.3.4 Ferrailage longitudinal**

Comme nous avons la même section d'armatures transversales dans la fibre supérieure et la fibre inférieure, la section d'armatures longitudinale sera donc de :

$A_L = A_T / 3 = 1.83 \text{ cm}^2$

Nous adoptant un ferrailage de **4HA12**.

**VII.4 Conclusion**

Le ferrailage adopté pour l'hourdis général est représenté dans la figure suivante :

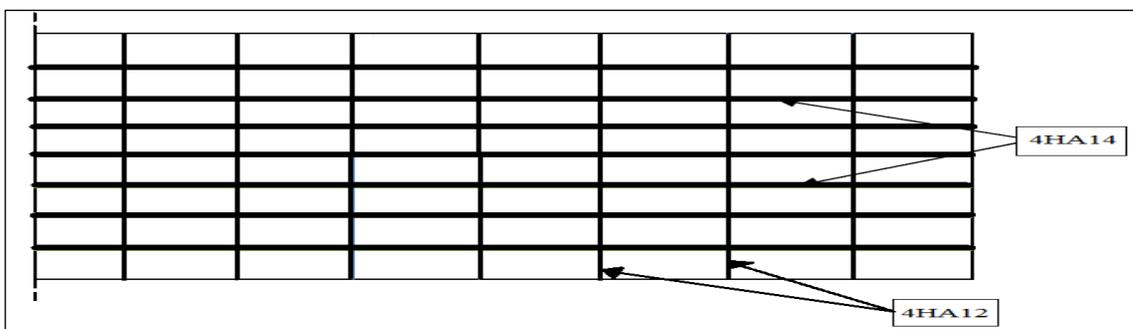


Figure VII.8 : ferrailage de l'hourdis.

## Chapitre VIII : Etude de la culée

### VIII.1 Introduction

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

### VIII.2 Culée à mur de front (culée remblayée)

Généralement on appelle culée remblayée, toute culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde-grève et prolongé par des murs en retours ou en ailes (murs latéraux), pour laquelle ont été dissociées les fonctions porteuse et de soutènement.

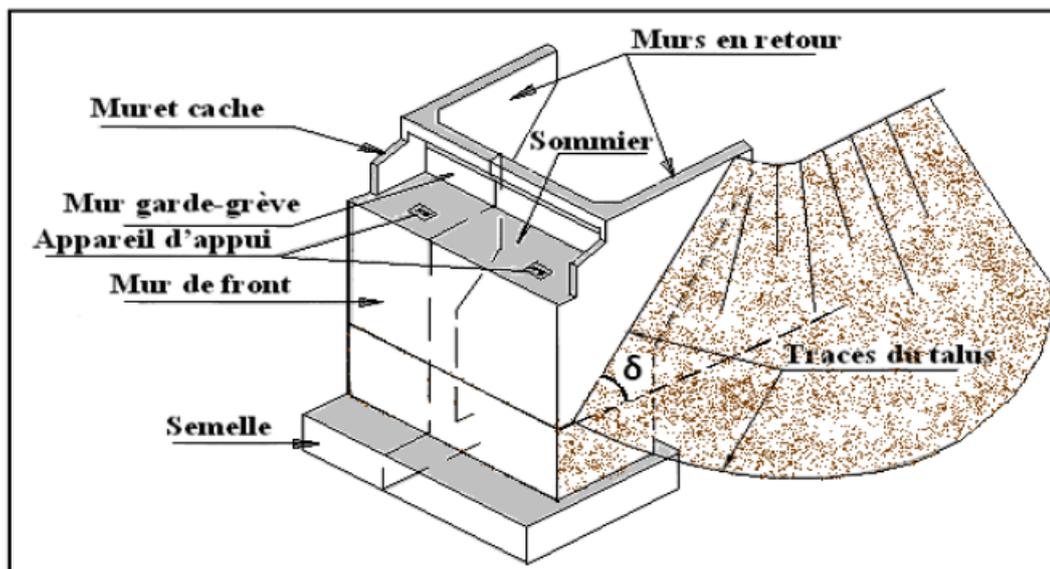


Figure VIII. 1 : morphologie d'une culée remblayée.

### VIII.3 Implantation des culées

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

D'où :

$$H_{\text{culée droite}} = H_{\text{culée gauche}} = 7.80\text{m}$$

VIII.4 Pré-dimensionnement de la culée

Tableau VIII. 1 : pré-dimensionnement de la culée

Eléments	Paramètres	Culée
Mur garde grève	Hauteur	$H_{m\text{gg}}= 2.05\text{m}$
	Épaisseur	$E_{m\text{gg}}= 0.30\text{ m}$
	Longueur	$L_{m\text{gg}}= 9.80\text{ m}$
Mur de front	Hauteur	$H_{m\text{f}}=5.75\text{ m}$
	Épaisseur	$E_{m\text{f}}= 1.2\text{ m}$
	Largeur	$L_{m\text{f}}= 9.80\text{ m}$
Mur en retour	Hauteur	$H= 7.80\text{ m}$
	Épaisseur	$E= 0.30\text{ m}$
	Longueur	$L= 7.46\text{m}$
Dalle de transition	Longueur	$L= 5.00\text{ m}$
	Épaisseur	$E= 0.30\text{ m}$
Corbeau	section	$S= 2.40 \times 1.80\text{ m}^2$
	Longueur	$L= 9.20\text{ m}$
Semelle	Hauteur	$E= 1.50\text{ m}$
	Longueur	$L= 10.00\text{ m}$
	Largeur	$l= 5.90\text{ m}$

VIII.5 Evaluation des efforts sollicitant la culée

VIII.5.1 Détermination du coefficient de poussée  $K_{ad}$

La détermination du coefficient de poussée  $K_{ad}$  se fait par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right)^2}$$

Avec :

- $\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai.
- $\alpha = 0$  : fruit de mur de soutènement.
- $\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale.
- $\delta = 0$  : angle de frottement remblai-culée.

$$\tan \theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \implies \theta = \arctg\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right)$$

Tel que :

$$\left[ \begin{array}{l} \varepsilon_H = A \text{ tel que, } A=0.25 \text{ (selon RPOA2008)} \\ \varepsilon_V = 0.3\varepsilon_H = 0.075 \end{array} \right.$$

A : coefficient d'accélération de zone. Les coefficients de poussée pour les différentes conditions sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Pour les conditions normales :

$$K_v=kh=0 ; K_{ad}=0.$$

Les coefficients pour les quatre cas du séisme :

On a fait les calculs sur 4 quatre cas favorables de séismes correspondant à :

**1er cas** : cas normal sans séisme «  $kh=k_v=0$  »

**2ème cas** : cas de séisme « horizontal+verticale vers le bas » «  $kh=0.25 ; k_v=0.075$  »

**3ème cas** : cas de séisme « horizontal » «  $kh=0.25 ; k_v=0$  »

**4ème cas** : cas de séisme « horizontal+verticale vers le haut » «  $kh=0.25 ; k_v=-0.075$  ».

Tableau VIII. 2 : valeurs des paramètres de poussée des terres

Action du séisme	$K_h$	$K_v=0.3k_h$	$\theta^\circ$	$K_{ad}$
Cas 01	0	0	0	0.33
Cas 02	0.25	0.075	13.09	0.54
Cas 03	0.25	0	14.03	0.51
Cas 04	0.25	-0.075	15.12	0.49

### VIII.5.2 Calcul des sollicitations

La poussée des terres agissant sur une hauteur  $h$  et sur un largeur  $L$  est donnée comme suit:

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) h^2 K_{ad}$$

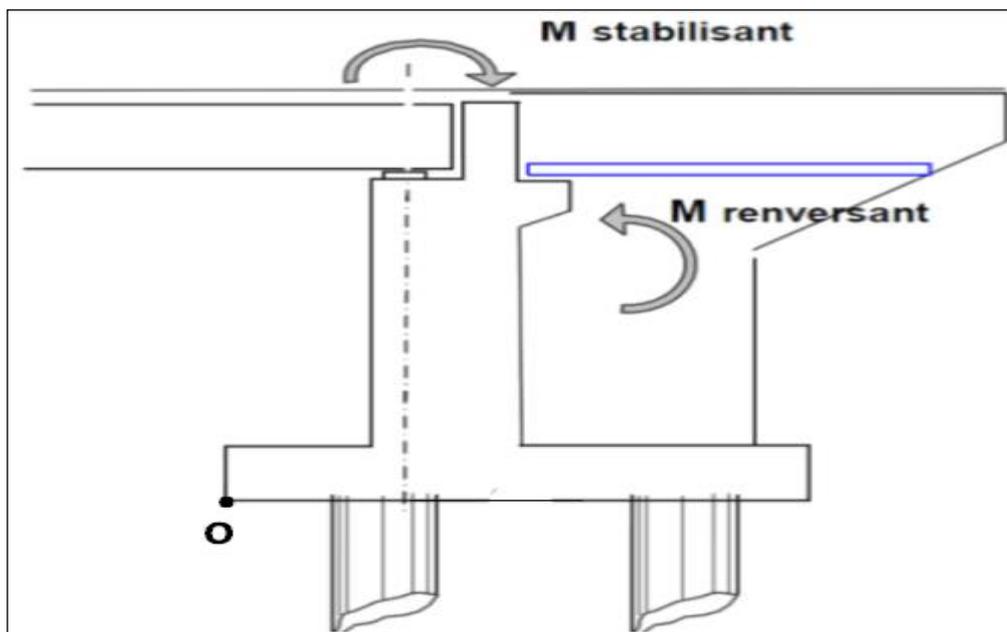


Figure VIII. 2 : moments sollicitant la culée.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existant :

Tableau VIII. 3 : ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants

Désignation	Poids (KN)	Efforts horizontaux $F_h = K_h \times P$ (KN)	Efforts Verticaux $F_v = (1 \pm K_v) \cdot P$ (KN)	Bras de Levier $\langle V \rangle$ (m)	Bras de levier $\langle H \rangle$ (m)	Moment renversant $F_h \times V$ (KN.m)	Moment stabilisant $F_v \times H$ (KN.m)
Tablier	331.78	0	331.78	7.52	2.95	0	978.75
	331.78	82.95	356,66	7.52	2.95	623.78	1052.15
	331.78	82.95	331.78	7.52	2.95	623.78	978.75
	331.78	82.95	306.89	7.52	2.95	623.78	905.33
Mur de garde grève	15.07	0	15.07	8.28	3.80	0	57.27
	15.07	3.77	16.20	8.28	3.80	31.22	61.56
	15.07	3.77	15.07	8.28	3.80	31.22	57.27
	15.07	3.77	13.94	8.28	3.80	31.22	52.97
Corbeau	14.49	0	14.49	7.07	4.1	0	59.41
	14.49	3.62	15.58	7.07	4.1	25.59	63.88
	14.49	3.62	14.49	7.07	4.1	25.59	59.41
	14.49	3.62	13.40	7.07	4.1	25.59	54.94
Mur frontal	211.31	0	211.31	4.38	2.95	0	623.36
	211.31	52.83	227.16	4.38	2.95	231.40	670.12
	211.31	52.83	211.31	4.38	2.95	231.40	623.36
	211.31	52.83	195.46	4.38	2.95	231.40	576.61
Mur en retour	79.95	0	79.95	5.4	4.73	0	378.16
	79.97	19.98	85.9	5.4	4.73	107.89	406.54
	79.95	19.98	73.95	5.4	4.73	107.89	349.78
Semelle	221.25	0	221.25	0.75	2.95	0	652.69
	221.25	55.31	237.84	0.75	2.95	41.48	701.63
	221.25	55.31	221.25	0.75	2.95	41.48	652.63
	221.25	55.31	204.66	0.75	2.95	41.48	603.75
Dalle de transition	34.5	0	34.5	8.42	6.75	0	232.88
	34.5	8.63	37.09	8.42	6.75	72.66	250.396
	34.5	8.63	34.5	8.42	6.75	72.66	232.88
	34.5	8.63	31.91	8.42	6.75	72.66	215.39
Dés d'appui	1.25	0	1.25	7.35	2.95	0	3.69
	1.25	0.31	1.34	7.35	2.95	2.28	3.95
	1.25	0.31	1.25	7.35	2.95	2.28	3.69
	1.25	0.31	1.16	7.35	2.95	2.28	3.42
Plot parasismique	1.75	0	1.75	7.6	2.95	0	5.16
	1.75	0.44	1.88	7.6	2.95	3.34	5.55
	1.75	0.44	1.75	7.6	2.95	3.34	5.16
	1.75	0.44	1.62	7.6	2.95	3.34	4.48
Poids des terres sur la dalle de transition	74.52	0	74.52	8.72	6.75	0	503.01
	74.52	18.63	80.11	8.72	6.75	162.45	540.74
	74.52	18.63	74.52	8.72	6.75	162.45	503.01
	74.52	18.63	68.93	8.72	6.75	162.45	465.28

Tableau VIII. 4: suite du tableau VIII.3 : ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants

Désignation	Poids (KN)	Efforts horizontaux $F_h = K_h \times P$ (KN)	Efforts Verticaux $F_v = (1 \pm K_v) \cdot P$ (KN)	Bras de Levier $\langle V \rangle$ (m)	Bras de levier $\langle H \rangle$ (m)	Moment renversant $F_h \times V$ (KN.m)	Moment stabilisant $F_v \times H$ (KN.m)
Poids et poussées sur talon	342.79	0	342.79	4.83	4.2	0	1439.72
	342.79	85.70	368.49	4.83	4.2	413.93	1547.66
	342.79	85.70	342.79	4.83	4.2	413.93	1439.72
	342.79	85.70	317.08	4.83	4.2	413.93	1331.74
Poids des Surcharges sur remblai 1(t/m <sup>2</sup> )	55.20	0	55.20	8.54	6.75	0	372.60
	55.20	13.80	59.34	8.54	6.75	117.85	400.55
	55.20	13.80	55.20	8.54	6.75	117.85	372.60
	55.20	13.80	51.06	8.54	6.75	117.85	344.66
Freinage Bc	47.33	47.33	0	7.55	2.95	357.34	0
	0	0	0	7.55	2.95	0	0
	0	0	0	7.55	2.95	0	0
	0	0	0	7.55	2.95	0	0
Surcharge A(l) +St	126.92	0	126.92	7.52	2.95	0	374.41
	126.92	31.73	136.44	7.52	2.95	239.56	402.50
	126.92	31.73	126.92	7.52	2.95	239.56	374.41
	126.92	31.73	117.40	7.52	2.95	239.56	346.33
Total	1580.57	28.50	1580.57	/	/	215.18	5808.08
	1553.82	388.46	1380.046	/	/	2153.40	6243.716
	1553.82	388.46	1552.69	/	/	2153.40	5808.08
	1553.82	388.46	1437.27	/	/	2153.40	5372.12

VIII.5.2.1 Calculs des poussées dues aux terres

La détermination des poussées dues aux terres se fait par la relation suivante :

$$P = 0.5 \cdot K_{ad} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5: moments de poussée due aux terres

Désignation	P	V	M <sub>R</sub>
Mur GG + Mur Front	$0.5 \cdot 7.8^2 \cdot 9.8 \cdot 1.8 \cdot 0.33 = 177.08$	4.1	726.028
	$0.5 \cdot 7.8^2 \cdot 9.8 \cdot 1.8 \cdot 0.54 = 289.77$	4.1	1188.057
	$0.5 \cdot 7.8^2 \cdot 9.8 \cdot 1.8 \cdot 0.51 = 273.67$	4.1	1122.047
	$0.5 \cdot 7.8^2 \cdot 9.8 \cdot 1.8 \cdot 0.49 = 262.94$	4.1	1078.054
Semelle	$0.5 \cdot 1.5^2 \cdot 10 \cdot 1.8 \cdot 0.33 = 6.68$	0.5	3.340
	$0.5 \cdot 1.5^2 \cdot 10 \cdot 1.8 \cdot 0.54 = 10.94$	0.5	5.470
	$0.5 \cdot 1.5^2 \cdot 10 \cdot 1.8 \cdot 0.51 = 10.33$	0.5	5.165
	$0.5 \cdot 1.5^2 \cdot 10 \cdot 1.8 \cdot 0.49 = 9.92$	0.5	4.960

VIII.5.2.2 Calculs des poussées dues aux surcharges

La détermination des poussées dues aux surcharges se fait par la relation suivante :

$$P = K_{ad} \times \gamma \times H \times L$$

Les résultats des moments de poussée due aux surcharges sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 6 : moments de poussée due aux surcharges

Désignation	P	V	M <sub>R</sub>
Mur GG + Mur Front	1,2x7.8x9.8x0, 33=30.27	5.4	163.46
	1,2x7.8x9.8x0, 54=49.53	5.4	267.46
	1,2x7.8x9.8x0, 51=46.78	5.4	252.61
	1,2x7.8x9.8x0, 49=44.95	5.4	242.73
Semelle	1,2x1, 5x10 x0, 33=5.94	0,75	4.46
	1,2x1, 5x10x 0,54=9.72	0,75	7.29
	1,2x1, 5x10x0, 51=9.18	0,75	6.89
	1,2x1, 5x10x 0, 49=8.82	0,75	6.62

Le tableau suivant récapitule les résultats des moments et des efforts globaux :

Tableau VIII. 7 : récapitulatif donnant les moments et efforts globaux

Désignation	Condition	K <sub>H</sub> × P	(1+K <sub>v</sub> )P	M <sub>R</sub>	M <sub>S</sub>
Total	C.N	248.47	1580.57	1108.01	5808.08
	H + V+	748.42	1380.046	3621.68	6243.716
	H	728.42	1552.69	3540.11	5808.08
	H + V-	715.09	1437.27	3485.76	5372.12

VIII.5.2.3 Vérification de la stabilité de la culée

- Stabilité au renversement :
 

{	Condition normale : $M_s / M_R \geq 1.5$
	Condition sismique : $M_s / M_R \geq 1$
  
- Stabilité au glissement :
 

{	Condition normale : $V/H * \text{tg } \varphi \geq 1.5$
	Condition sismique : $V/H * \text{tg } \varphi \geq 1$

Le tableau suivant résume la vérification de la stabilité au renversement et au glissement :

Tableau VIII. 8 : vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Cas	H(t)	V( t )	M <sub>R</sub> ( t.m )	M <sub>S</sub> ( t.m )	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{V}{H} \text{tg } \varphi$
1	248.47	1580.57	1108.01	5808.08	5.24190215>1.5	2.1145453>1.5
2	748.42	1380.046	3621.68	6243.716	1.72398334>1	1.06313103>1
3	728.42	1552.69	3540.11	5808.08	1.64064958>1	1.22897065>1
4	715.09	1437.27	3485.76	5372.12	1.54116176>1	1.15882078>1

Dans les quatre cas, on remarque bien que les deux conditions (la stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

### VIII.6 Etude et ferrailage de la culée

#### VIII.6.1 Mur garde grève

##### VIII.6.1.1. Evaluation des efforts sur le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

❖ **Forces verticales :**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

❖ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

a) **Poussée des terres :** Elle est donnée par la formule suivante:

$$P = 0.5 K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h$$

D'où:

$$M_t = \frac{1}{6} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

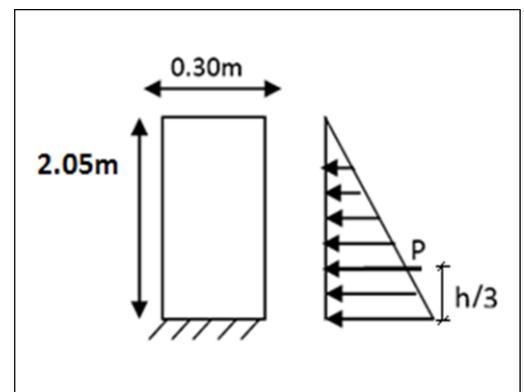


Figure VIII. 3 : poussée des terres sur le mur GG.

Avec  $K_a$ : Coefficient de poussée des terres.

- $k_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.333$
- $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ : Poids volumique des terres.
- $h = 2.17 \text{ m}$ : Hauteur du mur garde grève
- $\varphi = 30^\circ$  : Angle de frottement interne du sol.

$$M_t = 1/6 * 0.333 * 1.8 * (2.05)^3 = 0.86 \text{ t.m/ml}$$

D'où  $M_t = 0.86 \text{ t.m/ml}$

**b) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève.

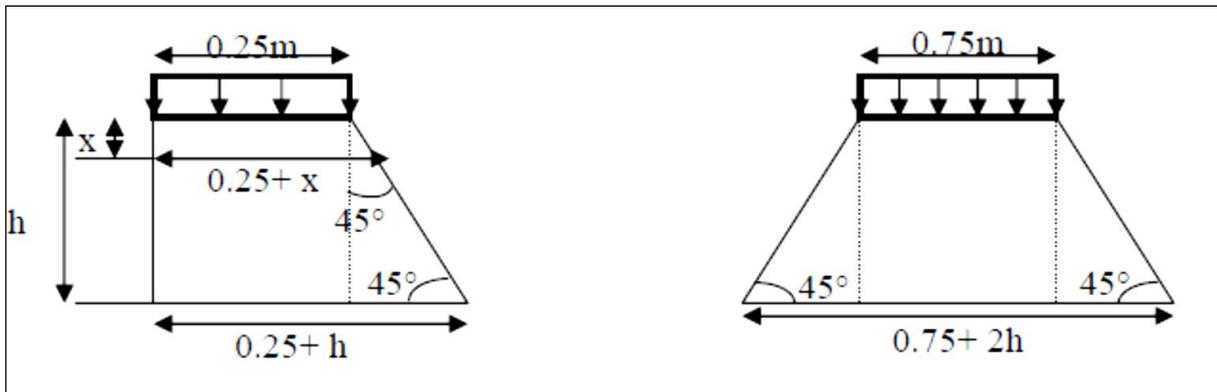


Figure VIII. 4 : poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h - x}{0.25 + x} dx$$

Avec :  $K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$

Coefficient de pondération :  $\begin{cases} \gamma = 1.6 \text{ à ELU} \\ \gamma = 1.2 \text{ à ELS.} \end{cases}$

$b_c = 1.1$  : coefficient de pondération du système Bc.

$\delta = 1$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0.333$

$h = 2.05 \text{ m}$ .

$$k_{ELS} = 0.333 * 1.1 * 1 * 1.2 = 0.44$$

$$k_{ELU} = 0.333 * 1.1 * 1 * 1.6 = 0.59$$

Donc  $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_p = 4.876 \text{ t.m/ml.} \\ \text{ELS: } M_p = 3.636 \text{ t.m/ml.} \end{array} \right.$

**c) Moment dû à la force de freinage : [PP73 appuis de tablier]**

On considère que l'effet d'une seule roue et l'on a admis une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact d'où :

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

Avec  $\mu$  : coefficient de pondération :  $\left\{ \begin{array}{l} \mu = 1.6 \text{ à l'E.L.U} \\ \mu = 1.2 \text{ à l'E.L.S} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_f = 4.52 \text{ t.m/ml.} \\ \text{ELS: } M_f = 3.39 \text{ t.m/ml.} \end{array} \right.$$

Le moment total à l'encastrement:

$$M_{ELU} = 1.35 M_t + (M_p + M_f) = 10.557 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 7.886 \text{ t.m/ml}$$

**VIII.6.1.2 Ferrailage**

**a) Verticalement**

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m.}$$

Le ferrailage se fait à l'aide du logiciel BAEL 91 qui donne :

**À ELS.**

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m.}$$

$$A_s = 22.37 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 6\text{HA}25 \text{ (27.54 cm}^2\text{); } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armature de construction :**

$$A'_s = A_s / 3 = 9.817 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8\text{HA}14$$

$$A'_s = 12.32 \text{ cm}^2$$

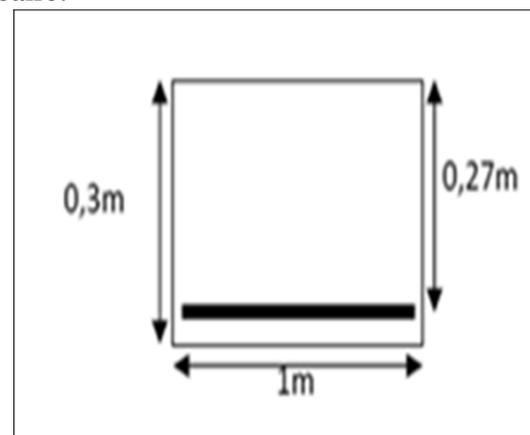


Figure VIII. 5: bande de ferrailage.

b) Horizontalement

D'après les documents (SETRA), on disposera HA12 tous les 15 cm.

➤ Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}\right) = 207.314 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.92 \text{ MPa} < 16.2 \text{ MPa} .\text{C'est vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 145.56 \text{ MPa} < 207.3 \text{ MPa} .\text{C'est vérifié.}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$27.54 \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.44$$

La condition est vérifiée.

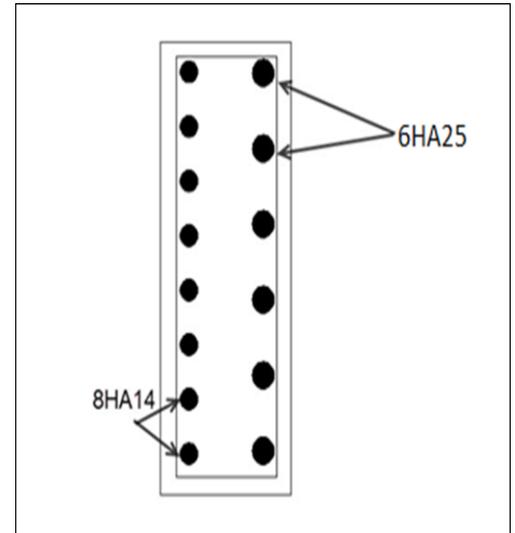


Figure VIII. 6 : ferrailage du mur garde grève.

VIII.6.2 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

VIII.6.2.1 Evaluation des efforts

- Poids de la dalle de transition :  $g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}$ .
- Poids du remblai :  $g_2 = 1.8 \times 0.9 \times 1 = 1.62 \text{ t/m}$ .
- Poids propre du revêtement :  $g_3 = 2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/m}$ .
- Poids total:  $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2.55 \text{ t/m}$ .
- Surcharges :  $Q = 1 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/m}$ .

Le tableau suivant donne Les efforts internes dans la dalle de transition :

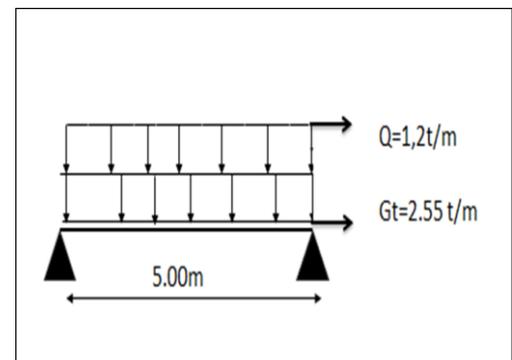


Figure VIII. 7 : modélisation de la dalle de transition.

Tableau VIII. 9 : efforts internes dans la dalle de transition

	Charge (t/m)	M ( t.m/ml)	T (t/ml)
Charges permanentes G	2.55	7.97	6.38
Surcharge Q	1.2	3.75	3.0

➤ **Combinaison des efforts :**

$$ELU : \begin{cases} M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 16.76 \text{ t.m /ml.} \\ T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q = 13.41 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q = 12.47 \text{ t.m /ml.} \\ T_{ELS} = T_G + 1.2 T_Q = 9.98 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

**VIII.6.2.2 Ferrailage**

**a) Verticalement**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire:  
 $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1\text{m}$  ;  $h = 0.30\text{m}$ .

Le ferrailage se fait à l'aide du Logiciel BAEL 91 qui donne:

$A_s = 33.98\text{cm}^2$  , On prend 8HA25,  $A_s = 39.25 \text{ cm}^2$ ,  $St=20\text{cm}$ .

Soit 02 cadres de HA10/ml pour  $A_s=3.14\text{cm}^2$ .

➤ **Armature de construction**

$$A's = A_s / 3 = 11.33 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8\text{HA}14$$

$$A's = 12.32 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nf_{ij}}\right) = 207.314 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.7 \text{ MPa} < 16.2 \text{ MPa} .\text{C'est vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 205.4 \text{ MPa} < 207.3 \text{ Mpa} .\text{C'est vérifié.}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$39.25 \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.44\text{cm}^2 .\text{C'est vérifié.}$$

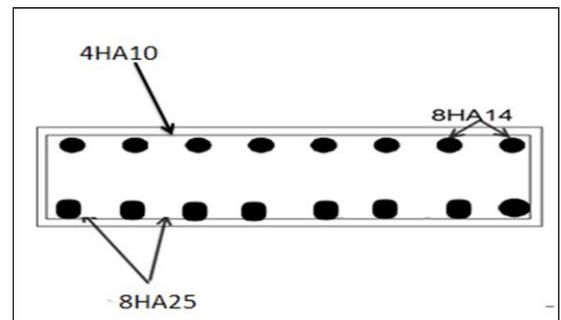


Figure VIII. 8 : ferrailage de la dalle de transition.

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.1341}{0.27} = 0.49 \text{ Mpa.}$$

$$\tau'_u = \inf\{ 4 \text{ Mpa} ; 0.1 f_{c28} \} = 2.7 \text{ Mpa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau'_u \geq \tau_u \rightarrow \text{vérifié.}$$

VIII.6.3 Corbeau

VIII.6.3.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableau VIII. 10 : évaluation des charges et surcharges du corbeau.

Corbeau	Les charges et surcharges $R_i = qL/2$	Réactions $RELU = 1.35 \sum_{i=1}^4 R_i + 1.6R_5$ $RELS = \sum_{i=1}^4 R_i + 1.2R_5$		Moments $MELU = RELU * 0.15$ $MELS = RELS * 0.15$
Réaction due à la dalle de transition	$R_1 = 1.88 \text{ t/ml}$	<b>E L U</b>	$R_{ELU} = 14.49 \text{ t/ml.}$	$M_{ELU} = 2.17 \text{ t.m /ml.}$
Réaction des poids des terres	$R_2 = 4.05 \text{ t/ml}$			
Réaction due au revêtement	$R_3 = 0.44 \text{ t/ml}$			
Réaction due au poids propre du corbeau	$R_4 = 0.81 \text{ t/ml}$	<b>E L S</b>	$R_{ELS} = 10.78 \text{ t/ml.}$	$M_{ELS} = 1.62 \text{ t.m/ml.}$
Réaction dû aux surcharges sur remblai	$R_5 = 3.0 \text{ t/ml}$			

VIII.6.3.2 Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide du logiciel BAEL99 :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ ;  $b_0 = 1\text{m}$ ;  $h = 0.3 \text{ m}$ .  $d = 0.27 \text{ m}$ .

$A_s = 4.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Soit : 5HA12 pour  $A_s = 5.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

➤ Condition de non fragilité

$$5.6 \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.44 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

➤ Armature de construction

$A's = A_s / 3 = 1.87 \text{ cm}^2$  soit 3HA10,  
 $A's = 2.35 \text{ cm}^2$ .

Pour les armatures transversales ; on utilise des cadres de HA 10 espacés de 20 cm.

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de HA25 tous les 1 m.

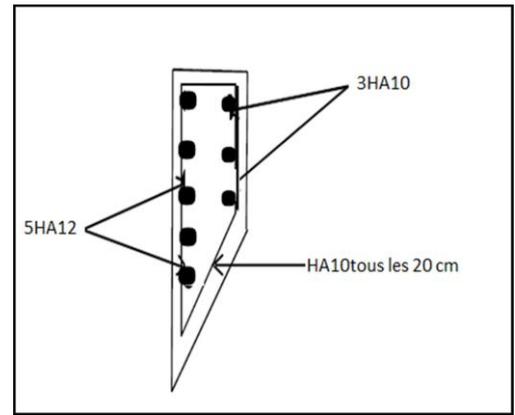


Figure VIII. 9 : ferrailage du corbeau.

VIII.6.4 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle et aux murs en retour, il travaille à la flexion composé. Il est sollicité essentiellement aux charges et surcharges et aux efforts globaux agissant sur la base de mur frontal

Tableau VIII. 11 : Evaluation des charges et surcharges

Force vertical	Force horizontal
- Son poids propre,	- Les poussées horizontales réparties,
- Poids de la superstructure,	- La force sismique (0.30*G),
- Réactions des surcharges.	- Forces de freinage d'essieu Bc.

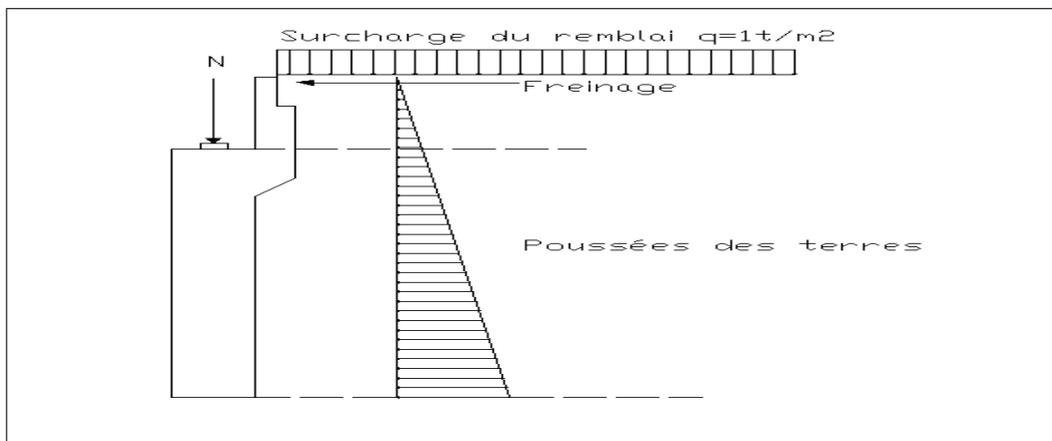


Figure VIII. 10 : ensemble des efforts agissants sur le mur frontal.

Tableau VIII. 12: efforts globaux agissant sur la base de mur frontal

		Effort horizontal $F_h$ (t)	Effort vertical $F_v$ (t)	MR (t.m)	MS (t.m)	Moment à la base de mur (t.m)
Somme des efforts	Cas n° 1	47.33	1065.62	286.34	859.88	573.542
	Cas n° 2	294.58	1266.64	1306.6	924.28	382.1061
	Cas n° 3	290.56	1156.21	1295.9	845.01	450.9256
	Cas n° 4	287.88	1065.1	1288.9	795.36	493.6021

**Condition normale :**

**Effort normale :**

$$N_{ser} = 1065.62t = 106.56t/ml$$

$$N_u = 1438.59 t = 143.86 t/ml$$

**Moment :**

$$M_{ser} = 573.542t.m = 57.35 t.m/ml$$

$$M_u = 774.225 t .m= 77.42 t.m/ml$$

**Condition sismique la plus défavorable n°4:**

**Effort normale :**

$$N_{ser} = 106.51 t/ml$$

$$N_u = 143.79 t/ml$$

**Moment :**

$$M_{ser} = 49.36 t.m /ml.$$

$$M_u = 66.64 t.m/ml$$

**VIII.6.4.1 Ferrailage**

➤ **Verticalement**

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU, Avec :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1\text{m}$  ;  $h = 1.5 \text{ m}$ .

La condition la plus défavorable est la condition normale.

$$N_{ELU} = 143.86 t /ml$$

$$M_{ELU} = 77.42 t.m /ml.$$

Le ferrailage se fait à l'aide du Logiciel SOCOTEC qui donne :

$$A_s = 22.15 \text{ cm}^2/ml. \text{ Soit : } 8\text{HA}20 \text{ pour chaque nappe. } A_s = 25.13 \text{ cm}^2/ml.$$

• **Condition de non fragilité**

$$25.13 \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 1.35}{400} = 17.23 \text{ cm}^2 C' \text{ est vérifié.}$$

Pour les armatures de construction on prend :

$$A'_s = A_s / 3 = 8.38 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8\text{HA}12 \text{ pour } A'_s = 9.05 \text{ cm}^2/ml.$$

➤ **Horizontalement**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU, Avec :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1\text{m}$  ;  $h = 1.5 \text{ m}$ .

La condition la plus défavorable est la condition normale.

$$M_{ELU} = 77.42 t.m/ml.$$

$$A_s = 16.72 \text{ cm}^2/ml. \text{ Soit } 6\text{HA}20 \text{ pour } A_s = 18.84 \text{ cm}^2/ml.$$

• **Condition de non fragilité**

$$18.84 \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 1 \times 1.35}{400} = 17.23 \text{ cm}^2 C' \text{ est vérifié.}$$

Pour les armatures de construction on prend :

$$A'_s = A_s / 3 = 6.28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}12 \text{ pour } A'_s = 6.78 \text{ cm}^2/ml.$$

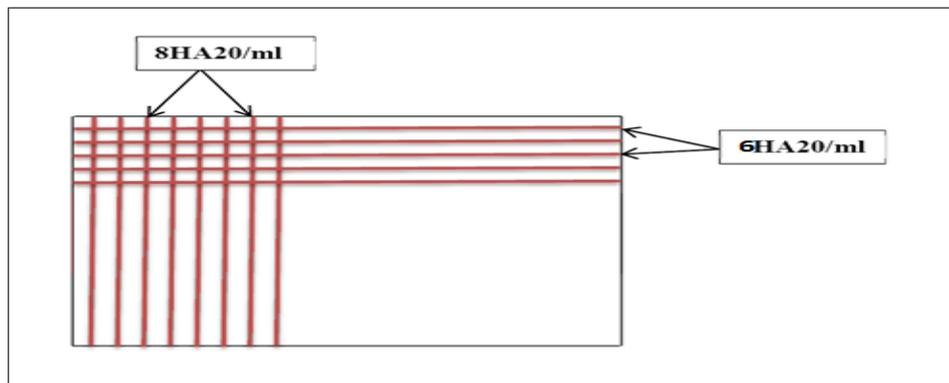


Figure VIII. 11 : ferrailage du mur de frontal.

**VIII.6.5 Mur en retour**

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge de remblai.
- Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t [Document SETRA].

**VIII.6.5.1 Evaluation des efforts horizontaux et les moments à l'encastrement (par rapport au mur frontal)**

a) Poussée des terres :

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = 8.87 \text{ t/ml} \longrightarrow M_t = 17.83 \text{ t.m/ml.}$$

b) Poussée des surcharges sur remblai :

$$P_{sr} = q \cdot K_a \cdot H = 1.96 \text{ t/ml} \longrightarrow M_{sr} = 5.49 \text{ t.m/ml.}$$

c) Poussée de la surcharge concentrée (2t)

$$P_{sc} = 2 \cdot 1.2 = 2.4 \text{ t} \longrightarrow M_{sc} = 2.58 \text{ t.m/ml.}$$

➤ **Les combinaisons**

$$M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 36.98 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 27.51 \text{ t.m/ml.}$$

**VIII.6.5.2 Ferrailage horizontal**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELS:  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $h = 0.3 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ELU} = 36.98 \text{ t.m /ml.} \\ M_{ELS} = 27.51 \text{ t.m /ml.} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait à l'aide du logiciel SOCOTEC :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 39.86 \text{ cm}^2 \text{ ; soit } 5\text{HA}32/\text{ml pour } A_s = 40.21 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_s' = A_s / 3 = 13.40 \text{ cm}^2/\text{ml ; soit } 4\text{HA}12 \text{ pour } A_s' = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml.} \end{array} \right.$$

**VIII.6.5.3 Evaluation des efforts verticaux et les moments à l'encastrement (par rapport au mur frontal)**

a/.Poids propre du mur :

$P_G = 4.52 \text{ t/ml.} \longrightarrow M_G = 13.63 \text{ t.m /ml.}$

b/.Poussée de la surcharge concentrée (4t) :

$P_{sc} = 4.8t \longrightarrow M_{sc} = 28.94t.m.$

c/.Poids propre de la superstructure :

$P_{su} = 0.8t/ml. \longrightarrow M_{su} = 0.4 \text{ t.m/ml.}$

➤ **Les combinaisons**

$M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6M_{sc} = 27.21 \text{ t.m /ml.}$

$M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 20.23 \text{ t.m /ml.}$

**VIII.6.5.4 Ferrailage horizontal**

$\left\{ \begin{array}{l} M_{ELU} = 27.21t.m /ml. \\ M_{ELS} = 20.23 \text{ t.m /ml.} \end{array} \right.$

Le ferrailage se fait à l'aide du logiciel SOCOTEC :

$A_s = 27.02 \text{ cm}^2/ml$ , Soit : 6HA25 pour  $A_s = 29.45\text{cm}^2/ml$ ,  $e = 15\text{cm}$ .

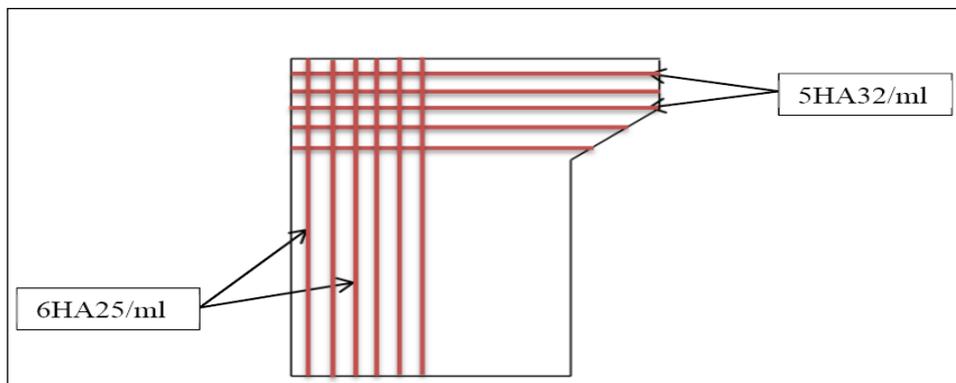


Figure VIII. 12 : ferrailage du mur en retour.

**VIII.7 Conclusion**

Le ferrailage à prendre dans chaque élément de la culée est comme suit :

- a) mur garde grève : partie amont 6HA25, partie aval 8HA14.
- b) dalle de transition : nappe inferieure 8HA25, nappe supérieure 8HA14, 2 cadres de HA10.
- c) corbeau : partie amont 5HA12, partie aval 3HA10, HA10 comme armatures transversales.
- d) mur de front : armatures verticales 8HA20, armatures horizontales 6HA20.
- e) mur en retour : armatures transversales 6HA25, armatures horizontales 5HA32.

### Conclusion générale

Notre travail consiste à l'étude et la modélisation d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension, situé à la wilaya de Rélizane et permet de franchir une voie expresse et de relier entre la ville de Rélizane et la commune de Oueled Sidi Mihoub. Les résultats obtenus nous ont permis d'obtenir les conclusions suivantes :

- Les poutres sont à section variable avec un épaissement de **35 cm** au niveau de la section d'about et un autre de **21 cm** au niveau de la section médiane.
- Le poids propre total du tablier est de **20.48 t/ml**.
- Les surcharges à utiliser pour le dimensionnement des ponts routiers sont les suivantes :  
surcharges réparties : chargement A(L), S<sub>T</sub> ;  
surcharges ponctuelles chargement B<sub>c</sub>, B<sub>t</sub>, B<sub>r</sub> ;  
surcharges militaires chargement Mc120 ;  
convoi exceptionnel chargement D240.
- Pour la répartition longitudinale des efforts, on a trouvé que le moment le plus défavorable est obtenu sous le chargement **D240** avec la valeur de **1446.14 t.m**, ainsi pour l'effort tranchant à une valeur de **173.17 t**.
- Pour la répartition transversale des efforts, et après avoir modéliser de notre pont, le moment et l'effort tranchant, les plus défavorables sont obtenus sous le chargement **G+D240** avec des valeurs maximales de **606.58 t.m** et de **± 66.67 t** respectivement.
- Pour le ferrailage actif, le nombre de câbles est égal à **3 12T15** avec une perte totale égale à **23.09%** qui est inférieure à la valeur estimée à 32%.
- Pour le ferrailage passif, on a **5HA14** pour la nappe inférieure du talon et **22HA10** pour l'âme et la table de compression, et de HA12 pour les armatures de construction.
- Le ferrailage de l'hourdis général est de **4HA14** pour les armatures longitudinales et de **4HA12** pour les armatures transversales.
- Les éléments de la culée sont soumis aux sollicitations suivantes :

Mur garde grève	}	sont ferrailés à la flexion simple
Dalle de transition		
Corbeau		
Mur en retour	}	sont ferrailés à la flexion composée
Mur frontal		
- Le ferrailage opté pour les éléments de la culée est :  
Mur garde grève : 8HA14 pour la partie amont, et 6HA25 pour la partie avale.  
Dalle de transition : 4HA10 pour la nappe supérieure, et 8HA25 pour la nappe inférieure .  
Corbeau : 5HA12 pour la partie amont, et 3HA10 pour la partie avale.  
Mur en retour : 5HA32/ml pour les armatures longitudinales, et 6HA25/ml pour les armatures transversales.

## **Conclusion générale**

Mur frontal : 6HA20/ml pour les armatures longitudinales, et 8HA20/ml pour les armatures transversales.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un pont, comment appliquer les différents règlements de calcul et la lecture des différentes références bibliographiques.

On peut désormais dire que ce travail de fin d'étude nous offrira un pas considérable pour une bonne entame de notre vie professionnelle.

## Références Bibliographiques

### ❖ Ouvrages

- ✓ **Abdelaziz YAZID** « Béton précontraint cours et exercices » 2005/2006.
- ✓ **G. DREUX, J.MAZARS et M.RIMBOEUF**, «Cours pratique de béton précontraint », EYROLLES 1984.
- ✓ **Henry THONIER** « Le béton précontraint aux états limites », les presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1985.
- ✓ **Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY** « Conception des ponts », technique d'ingénieur C 4 498.
- ✓ Manuel d'utilisation Logiciel **Autodesk Robot**.

### ❖ Règlements

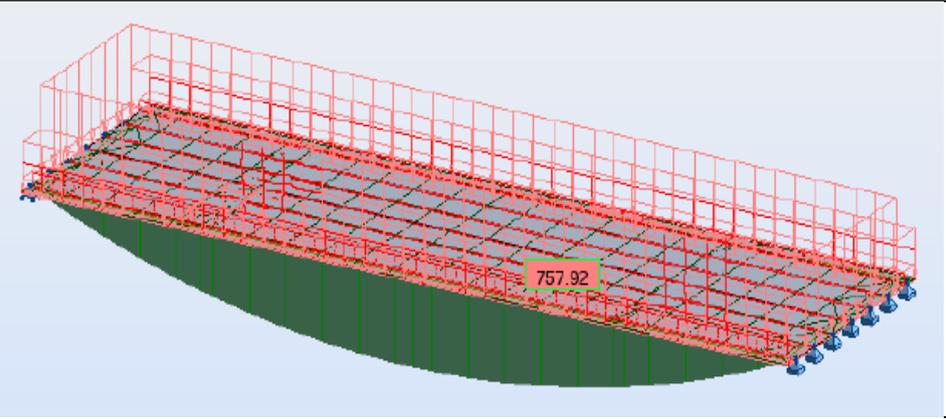
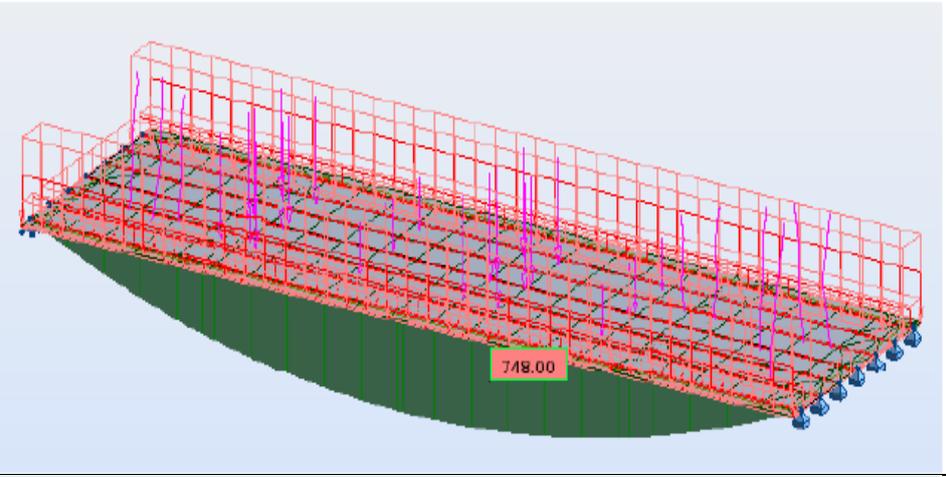
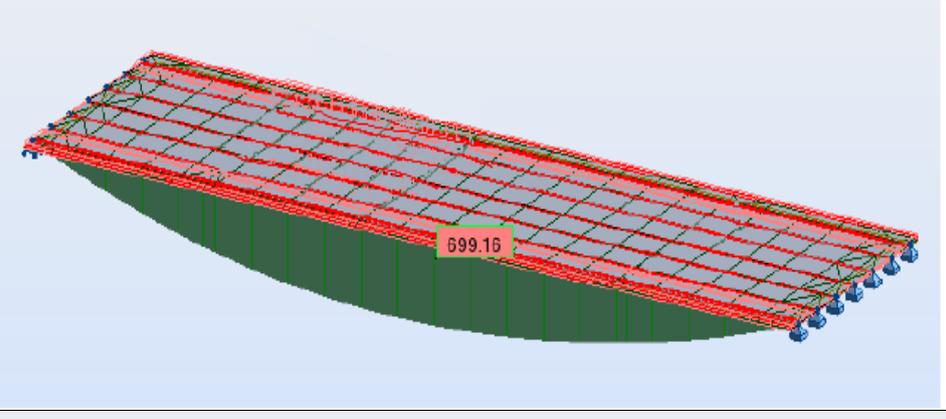
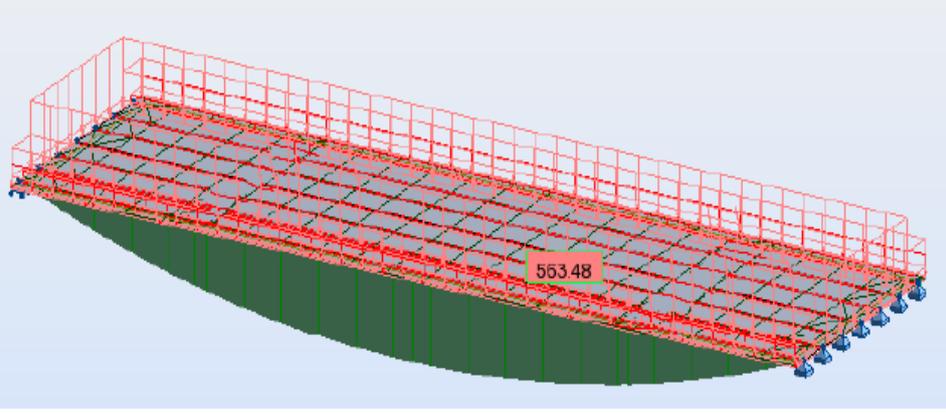
- ✓ **B.A.E.L 91 révisées 99**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé.
- ✓ **B.A.E.L 91 révisées 99**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé.
- ✓ **Fascicule n° 61 titre II**, conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art (programmes de charges et épreuves des ponts-routes).
- ✓ **R.C.P.R**, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- ✓ **R.P.O.A 2008**, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- ✓ **S.E.T.R.A 1996**. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).

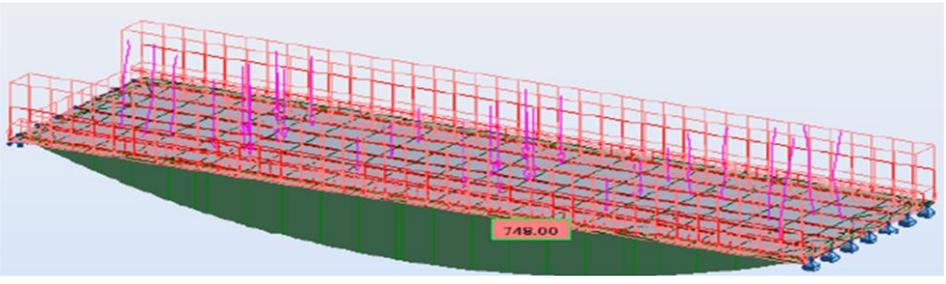
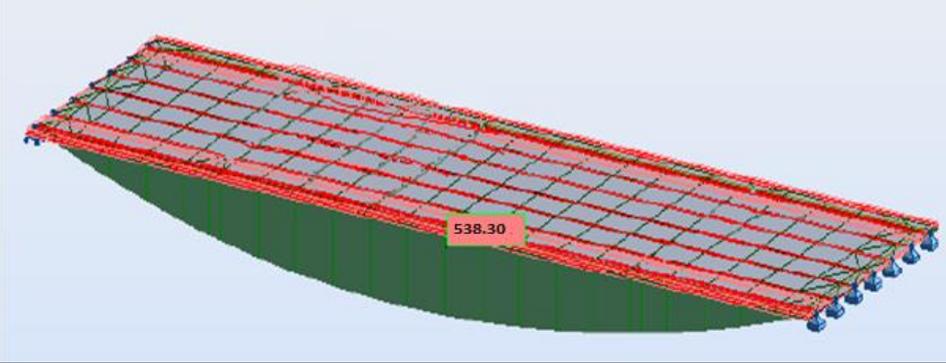
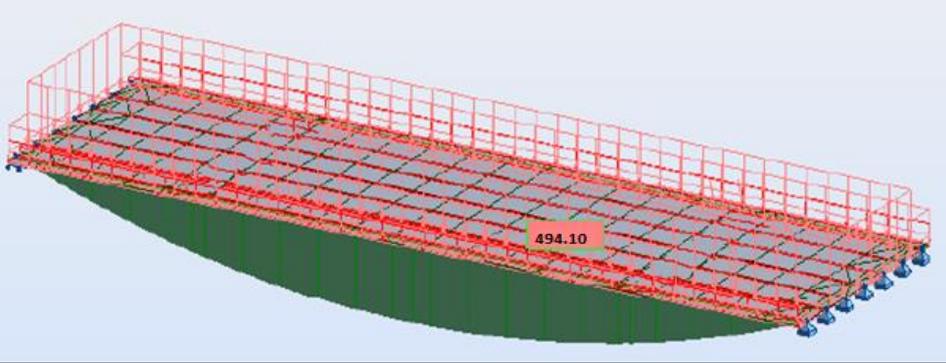
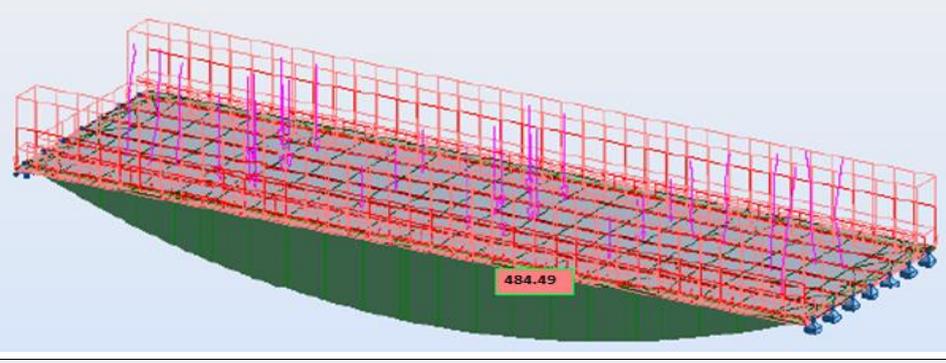
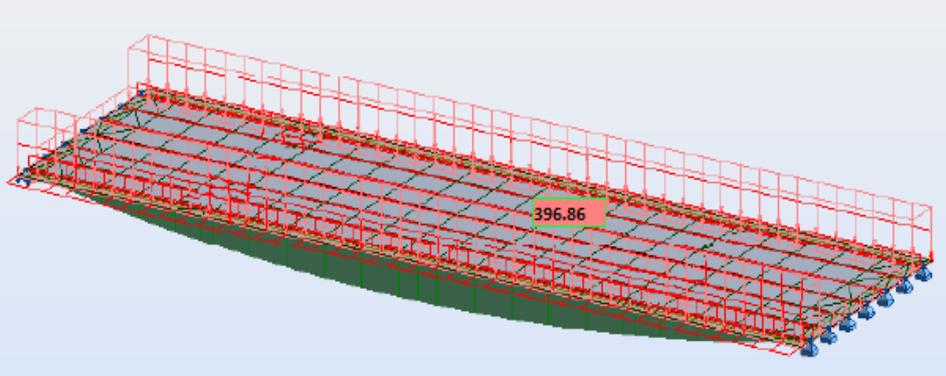
### ❖ Cours

- ✓ Cours béton précontraint, ENP, dirigé par Mr. **R.BOUTEMEUR**.
- ✓ Cours béton armé, ENP, dirigé par Mr. **R.BOUTEMEUR**.
- ✓ Cours Résistance des matériaux, ENP, dirigé par Mr. **ALARIBI**.
- ✓ Cours pont, Ecole Nationale Polytechnique, dirigé par M<sup>me</sup> **D.CHERID**.

Annexe :  
Diagrammes des différentes  
combinaisons

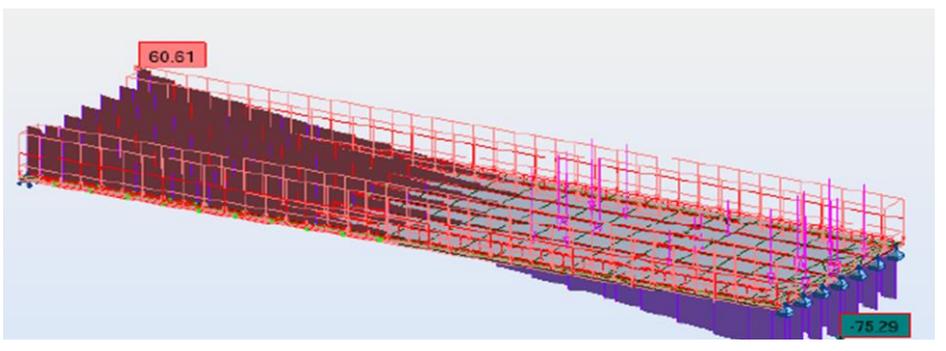
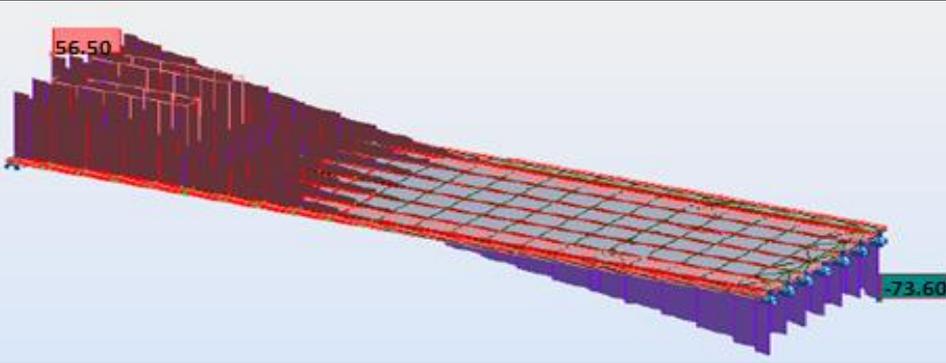
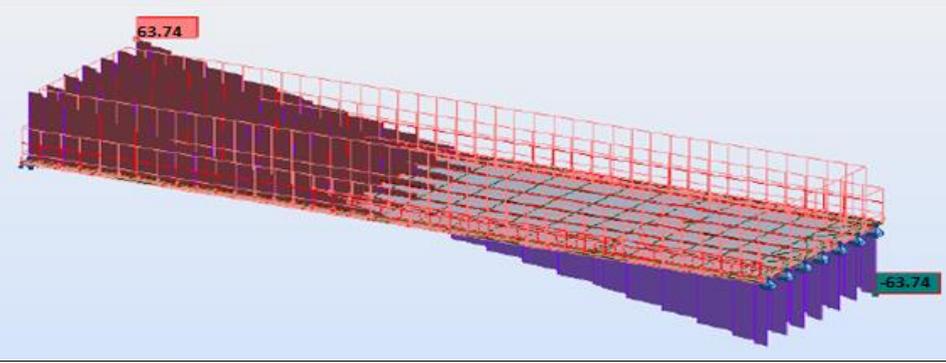
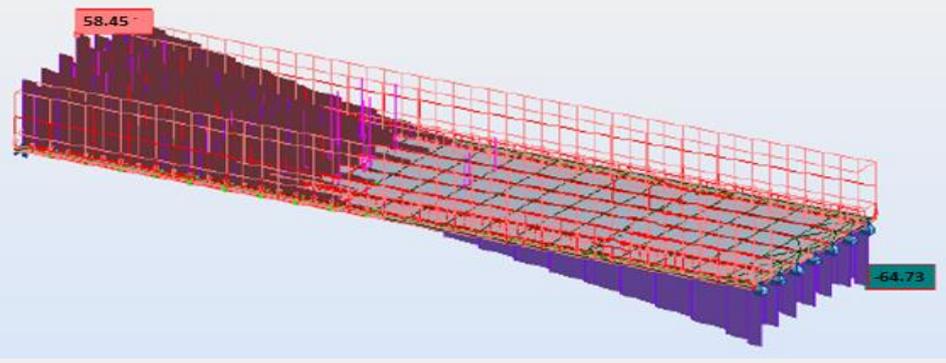
**Annexe 1 : Diagrammes des moments fléchissant**

<b>E L U</b>	$1.35 G+1.6 (A(L) +S_T)$	
	$1.35G+1.6 (Bc + S_T)$	
	$1.35G+1.35Mc120$	
<b>E L S</b>	$G+1.2 (A(L) +S_T)$	

<b>E L S</b>	G+1.2 (Bc+S <sub>T</sub> )	
	G+Mc120	
	G+0.7 (A(L) +S <sub>T</sub> )	
	G+0.7 (Bc+ S <sub>T</sub> )	
	G+W	

**Annexe 1 : Diagrammes des efforts tranchants**

<b>E L U</b>	$1.35 G + 1.6 (A(L) + S_T)$	
	$1.35G + 1.6 (Bc + S_T)$	
	$1.35G + 1.35Mc120$	
<b>E L S</b>	$G + 1.2 (A(L) + S_T)$	

E L S	G+1.2 (Bc+S <sub>T</sub> )	
	G+Mc120	
	G+0.7 (A(L) +S <sub>T</sub> )	
	G+0.7 (Bc+ S <sub>T</sub> )	
	G+W	