



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

## École Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

---

# Etude d'un viaduc en béton précontraint par post-tension

---

**Présenté par :**  
HABBICHE Zakaria Abderrahim  
REGUIEG Ouail

**Encadré par :**  
Mr. B.K. BENAZZOUZ, MCA  
Mme. N. BAUCHE, MAA

**Présenté et soutenu publiquement le 9 juillet 2020**

### Composition du Jury

<b>Président :</b>	Mr. A. BALI	Pr. ENP
<b>Rapporteurs :</b>	Mr. BK. BENAZZOUZ	MCA. ENP
	Mme. N. BAUCHE	MAA. ENP
<b>Examineurs :</b>	Mme. M. CHERRAK	MCB. ENP
	Mr. M. DEMIDEM	MAA. ENP





المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

## École Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

---

# Etude d'un viaduc en béton précontraint par post-tension

---

**Présenté par :**  
HABBICHE Zakaria Abderrahim  
REGUIEG Ouail

**Encadré par :**  
Mr. B.K. BENAZZOUZ, MCA  
Mme. N. BAUCHE, MAA

**Présenté et soutenu publiquement le 9 juillet 2020**

### Composition du Jury

<b>Président :</b>	Mr. A. BALI	Pr. ENP
<b>Rapporteurs :</b>	Mr. BK. BENAZZOUZ	MCA. ENP
	Mme. N. BAUCHE	MAA. ENP
<b>Examineurs :</b>	Mme. M. CHERRAK	MCB. ENP
	Mr. M. DEMIDEM	MAA. ENP

## ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة جسر يعتبر جزءاً من مشروع الطريق السريع الذي يربط مدينة خميس مليانة و برج بوعريريج . يتكون بشكل أساسي من ثلاثة أجزاء: الجزء الأول هو عرض موقع البناء بالإضافة إلى الخصائص الرئيسية للهيكل ، ويقدم الجزء الثاني مزايا و عيوب مختلف متغيرات الجسر لاختيار المتغير الأنسب ، الجزء الثالث يشمل بقية الدراسة ، وهي تصميم وحساب عناصر البنية الفوقية والبنية التحتية.

تم استخدام الروبوت أوتوديسك 2020 لحساب الخرسانة سابقة الإجهاد والنمذجة.

### كلمات الدالة

جسر، خرسانة مسبقة الاجهاد، عمود، أساس.

## ABSTRACT

This work consists of the study of a viaduct which is a part of the highway project that connects the city of Khémis Miliana and Bordj Bou Arreridj. It consists essentially of three parts: the first part is for the presentation of the construction site as well as the main characteristics of the structure, the second part presents the advantages and disadvantages of the different bridge alternatives to choose the most appropriate, and the third part includes the rest of the study, which is the calculation of the elements of the superstructure and infrastructure.

Autodesk robot 2020 was used for the calculations of prestressed concrete and the modeling.

**Keywords:** viaduct, stressed concrete, pile, foundation.

## Résumé

Ce travail consiste en l'étude d'un viaduc autoroutier faisant partie du projet d'autoroute reliant la ville de Khémis Miliana et Bordj Bou Arreridj. Il comporte trois parties : la première s'intéresse à la présentation du site de réalisation ainsi que les principales caractéristiques de l'ouvrage, la deuxième partie présente les avantages et les inconvénients des différentes variantes de pont afin de choisir la variante la plus appropriée, et la troisième partie comporte le reste de l'étude, c'est-à-dire, le prédimensionnement et le calcul des éléments de la superstructure et de l'infrastructure.

La précontrainte est réalisée par post-tension et la modélisation est faite par le logiciel Autodesk robot 2020.

**Mots clés :** viaduc, béton précontraint, pile, fondation.

## DEDICACES

Je dédie ce modeste travail aux deux personnes qui me sont les plus chères : mes parents.

Ils ont toujours été disponibles, m'ont tout donné sans rien attendre de retour, ont apaisé mes peines et ont fait de ma vie un éternel moment de bonheur, d'amour et d'affection.

A mon frère et mes sœurs : Islam, Fella et Souad.

A ma grand-mère et mes chères tantes.

A toute ma famille, à mes amis (es) et à tous ceux qui ont croisé mon chemin de près ou de loin et qui ont apporté un plus à ma vie.

A Abdelhak, Kamel, Ilyes et Souad, que je remercie sincèrement pour leur soutien.

**Zakaria**

## DEDICACES

A mon père, qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études.

A ma chère maman qui est pour moi une source de réconfort.

A tous mes frères qui m'ont accompagné durant toutes mes études.

A tous mes amis(es).

**Ouail**

## Remerciements

Louange à **Dieu** le tout-puissant qui nous a donné la santé, le courage et qui nous a guidé vers le savoir.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous réussissions nos études.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à nos promoteurs, **Mme. N. BAOUCHE** et **Mr. B.K. BENAZZOUZ** pour leur aide, leur disponibilité et leur confiance.

Nous remercions sincèrement tous les membres du jury :

A **Mr. A. BALI**, pour l'honneur qu'il nous a fait en acceptant de présider ce jury.

A **Mme M. CHERRAK** et **Mr. M. DEMIDEM**, pour le temps consacré à l'examen de ce travail.

Nos remerciements vont également à tout personnel de l'entreprise **ITALCONSULT**, à leur tête **Mr. M. OUELD AMAR** et **Mr. G. GALAMINI**.

Bien sûr, nous adressons notre profonde gratitude à tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, et particulièrement les enseignants du département de génie civil.

Enfin, nos remerciements vont à tous les étudiants de la promotion 2017-2020.

# Table des matières

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale .....	14
<b>Chapitre I : Données de base .....</b>	<b>15</b>
I.1 Introduction.....	17
I.2 Données fonctionnelles.....	17
I.2.1 Caractéristiques géométriques.....	17
I.2.2 Charges et surcharges .....	18
I.3 Données naturelles et climatiques.....	19
I.4 Conclusion .....	19
<b>Chapitre II : Généralités sur les ponts et analyse des variantes .....</b>	<b>20</b>
II.1 Généralités .....	22
II.1.1 Définitions et terminologie .....	22
II.1.2 Analyse fonctionnelle .....	23
II.2 Analyse des variantes .....	24
II.2.1 Etude comparative.....	25
II.3 Conclusion .....	25
<b>Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques des matériaux.....</b>	<b>26</b>
III.1 Introduction.....	29
III.2 Prédimensionnement de la superstructure .....	29
III.3 Caractéristiques géométriques du tablier.....	31
III.4 Caractéristiques des matériaux.....	32
III.5 Conclusion .....	34
<b>Chapitre IV : Description des charges et modélisation.....</b>	<b>35</b>
IV.1 Introduction .....	38
IV.2 Evaluation des charges.....	38
IV.2.1 Actions permanentes .....	38
IV.2.2 Actions dues au trafic .....	40
IV.2.3 Calcul des moments fléchissant longitudinaux .....	44
IV.2.4 Calcul des efforts tranchants .....	49
IV.3 Modélisation de l'ouvrage .....	52
IV.3.1 Etapes de modélisation .....	52
IV.3.2 Résultats .....	55



IV.4 Conclusion .....	57
<b>Chapitre V : Etude de la précontrainte .....</b>	<b>58</b>
V.1 Introduction .....	61
V.2 Précontrainte par post-tension.....	61
V.3 Dimensionnement de la précontrainte.....	61
V.3.1 Données de calcul .....	61
V.3.2 Détermination du nombre de câbles .....	62
V.3.3 Traçage et disposition des câbles de précontrainte .....	65
V.4 Calcul des pertes et chutes de tension .....	68
V.4.1 Pertes instantanées .....	68
V.4.2 Pertes différées.....	72
V.5 Vérification des contraintes .....	76
V.5.1 Vérification des contraintes à l'ELS .....	77
V.6 Calcul des déformations.....	79
V.6.1 Flèche due au poids propre .....	79
V.6.2 Flèche due aux surcharges .....	79
V.6.3 Contre-flèche .....	79
V.6.4 Flèche de construction .....	81
V.6.5 Flèche en service.....	81
V.6.6 Déplacement dû à la température.....	81
V.6.7 Déplacement dû au retrait .....	81
V.6.8 Déplacement dû au fluage.....	82
V.6.9 Calcul des rotations.....	82
V.6.10 Résultats.....	83
V.7 Ferrailage de la poutre .....	83
V.7.1 Armatures longitudinales de peau.....	83
V.7.2 Armatures longitudinales dans les zones tendues.....	83
V.7.3 Armatures transversales de peau.....	84
V.7.4 Armatures passives transversales.....	84
V.8 Vérification à l'ELU .....	85
V.8.1 Justification des armatures transversales .....	85
V.8.2 Justification de la rupture par l'effort tranchant .....	86
V.8.3 Vérification de l'inclinaison de la bielle béton.....	86
V.8.4 Sécurité à la rupture en flexion .....	86
V.9 Conclusion .....	87

<b>Chapitre VI : Etude du tablier et de l'appareil d'appui</b> .....	<b>88</b>
VI.1 Introduction .....	90
VI.2 Géométrie de l'hourdis .....	90
VI.3 Evaluation des efforts .....	90
VI.4 Ferrailage.....	91
VI.4.1 Ferrailage de la nappe supérieure (sur appui) .....	91
VI.4.2 Ferrailages de la nappe inférieure (mi- travée) .....	91
VI.5 Étude de l'entretoise.....	92
VI.5.1 Principe de ferrailage.....	92
VI.5.2 Evaluation des efforts .....	92
VI.5.3 Ferrailage.....	93
VI.6 Appareil d'appui .....	94
VI.6.1 Choix de type d'appareil d'appui .....	94
VI.6.2 Dimensionnement d'appareil d'appui .....	94
VI.6.3 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui $T_e$ .....	95
VI.6.4 Dimensionnement des frettes .....	95
VI.6.5 Vérification des appareils d'appuis .....	96
VI.7 Des d'appuis .....	97
VI.7.1 Dimensionnement des appuis .....	98
VI.7.2 Ferrailage des appuis .....	98
VI.7.3 Conclusion.....	99
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b> .....	<b>100</b>
VII.1 Introduction .....	103
VII.2 Etude de la pile.....	103
VII.2.1 Charges et surcharges.....	104
VII.2.2 Etude du chevêtre.....	104
VII.2.3 Etude du fût.....	110
VII.2.4 Etude de semelle .....	113
VII.3 Etude de la culée .....	115
VII.3.1 Prédimensionnement de la culée .....	116
VII.3.2 Charges appliquées sur la culée .....	117
VII.3.3 Etude du mur frontal .....	121
VII.3.4 Etude de mur garde grève .....	122
VII.3.5 Etude de dalle de transition .....	124
VII.3.6 Etude du corbeau.....	125

VII.3.7 Etude du mur en retour.....	126
VII.4 Etude des pieux.....	127
VII.4.1 Nombre des pieux .....	127
VII.4.2 Pieux de la pile .....	127
VII.4.3 Pieux de la culée.....	129
VII.5 Conclusion .....	130
Conclusion générale .....	131
Références bibliographiques.....	133
Annexes.....	134

## Listes des figures

Figure I-1 : Vue satellite du site de l'ouvrage (Google Earth).....	17
Figure I-2 : Tracé en plan (Bureau d'étude ITALconsult) .....	17
Figure I-3 : Profil en long en mètre (Bureau d'étude ITALconsult).....	18
Figure I-4 : Profil en travers en centimètre (Bureau d'étude ITALconsult) .....	18
Figure II-1 : Superstructure et infrastructure d'un pont .....	22
Figure II-2 : Eléments constitutifs des ponts.....	24
Figure III-1 : Schéma descriptif des dimensions des poutres sans hourdis.....	29
Figure III-2 : Schéma descriptif des dimensions des poutres avec hourdis.....	29
Figure III-3 : Entretoise .....	30
Figure IV-1 : Répartition des sections.....	38
Figure IV-2 : Système de charges Bc (R.C.P.R).....	41
Figure IV-3 : Système de charges Br (R.C.P.R).....	42
Figure IV-4 : Système charge Bt (R.C.P.R).....	43
Figure IV-5 : Système de charge Mc120 .....	44
Figure IV-6 : Convoi D240 .....	44
Figure IV-7 : Poutre sous la charge du poids propre.....	45
Figure IV-8 : Poutre sous la surcharge Bc cas 1.....	45
Figure IV-9 : Poutre sous la surcharge Bc cas 2.....	47
Figure IV-10 : Surcharge Bt .....	48
Figure IV-11 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120 .....	48
Figure IV-12 : Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240 .....	49
Figure IV-13 : Charge uniformément répartie due au poids propre.....	49
Figure IV-14 : Charge due à A(1) .....	50
Figure IV-15 : Charges dues à la surcharge Bc.....	50
Figure IV-16 : Charges dues à la surcharge Bt.....	50
Figure IV-17 : Charges dues à la surcharge MC120.....	51
Figure IV-18 : Charges dues à la surcharge D240.....	51
Figure IV-19 : Définition des poutres, dalle, entretoise, appui .....	52
Figure IV-20 : Affectation des charge permanentes CCP .....	53
Figure IV-21 : Charges A(1) .....	53
Figure IV-22 : Charge Bc .....	53
Figure IV-23 : Charge Mc120 .....	54
Figure IV-24 : Charge D240 .....	54
Figure IV-25 : Moment fléchissant du au poids propre de la poutre .....	55
Figure IV-26 : Effort tranchant du au poids propre de la poutre .....	55
Figure IV-27 : Diagrammes des moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU .....	55
Figure IV-28 : Diagramme des efforts tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU .....	56
Figure IV-29 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS .....	56

Figure IV-30 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS .....	56
Figure IV-31 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS .....	57
Figure IV-32 : Diagramme des efforts tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS .....	57
Figure V-1 : Etapes de réalisation de la précontrainte par post-tension.....	61
Figure V-2 : Tracé des câbles sortants de la section médiane .....	65
Figure V-3 : Tracé des câbles sortants de l'about .....	66
Figure V-4 : L'allure des câbles .....	68
Figure V-5 : Frottements le long du câble .....	69
Figure V-6 : Diagramme de $\bar{M}$ et $M$ .....	80
Figure V-7 : Diagramme des contraintes à mi travée .....	84
Figure V-8 : Ferrailage de la poutre.....	85
Figure VI-1 : Moment max à l'ELS sous la combinaison $G + 1,2 Bc3$ .....	90
Figure VI-2 : Effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison $G + 1,2 Bc3$ .....	91
Figure VI-3 : Modélisation de l'entretoise .....	92
Figure VI-4 : Diagramme des moments de l'entretoise.....	92
Figure VI-5 : Diagramme d'efforts tranchants de l'entretoise .....	93
Figure VI-6 : Ferrailage de l'entretoise.....	94
Figure VI-7 : Eléments de l'appareil d'appui.....	96
Figure VII-1 : Dimensions de la pile en mètre.....	103
Figure VII-2 : Charges appliquées au chevêtre à l'ELU.....	105
Figure VII-3 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU .....	106
Figure VII-4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU .....	106
Figure VII-5 : Charge appliquée au chevêtre à l'ELS .....	106
Figure VII-6 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS .....	106
Figure VII-7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS .....	107
Figure VII-8 : Section fictif de torsion.....	108
Figure VII-9 : Représentation schématique de ferrailage du chevêtre .....	110
Figure VII-10 : Schéma de ferrailage du fût .....	112
Figure VII-11 : Schéma de ferrailage de la semelle.....	115
Figure VII-12 : Eléments constitutifs de la culée (S.E.T.R.A) .....	115
Figure VII-13 : Dimensions de la culée.....	116
Figure VII-14 : Poussée des terres .....	119
Figure VII-15 : Schéma de ferrailage de mur frontal .....	121
Figure VII-16 : Schéma de ferrailage du mur garde-grève .....	123
Figure VII-17 : Schéma de ferrailage de la dalle de transition.....	124
Figure VII-18 : Schéma de ferrailage du corbeau.....	125
Figure VII-19 : Schéma de ferrailage du mur en retour.....	126
Figure VII-20 : Schéma de ferrailage du pieu de la pile.....	128
Figure VII-21 : Schéma de ferrailage du pieu de la culée .....	129

## Listes des tableaux

Tableau III-1 : Caractéristiques géométriques des poutres sans hourdis.....	30
Tableau III-2 : Caractéristiques géométriques des poutres avec l'hourdis .....	30
Tableau III-3 : Récapitulatif des caractéristiques du pont.....	32
Tableau III-4 : Caractéristiques du béton.....	33
Tableau III-5 : Caractéristiques des câbles de précontrainte .....	33
Tableau IV-1 : Poids propres des sections.....	38
Tableau IV-2 : Valeur de $a_1$ .....	40
Tableau IV-3 : Valeurs de $L_0$ .....	40
Tableau IV-4 : Valeurs de $A(L)$ en fonction du nombre de voies chargées.....	40
Tableau IV-5 : Valeurs de $bc$ en fonction du nombre de voies chargées.....	42
Tableau IV-6 : Charges de système $B_c$ .....	42
Tableau IV-7 : Charge de système $B_t$ .....	43
Tableau IV-8 : Effort de freinage .....	43
Tableau IV-9 : Calcul des ordonnées cas 1 .....	46
Tableau IV-10 : Calcul des ordonnées cas 1 .....	47
Tableau IV-11 : Moments maximums .....	51
Tableau IV-12 : Efforts tranchants maximums .....	52
Tableau IV-13 : Combinaison d'action.....	54
Tableau V-1 : Résultats de calcul.....	62
Tableau V-2 : Caractéristiques des sections .....	62
Tableau V-3 : Caractéristiques des câbles .....	68
Tableau V-4 : Valeurs des pertes dues aux frottements .....	69
Tableau V-5 : Valeurs de la longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.....	70
Tableau V-6 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage aux différentes positions .....	70
Tableau V-7 : Valeurs des excentricités des câbles.....	71
Tableau V-8 : Pertes par raccourcissement instantané.....	72
Tableau V-9 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées.....	72
Tableau V-10 : Pertes par retrait pour les câbles d'about .....	73
Tableau V-11 : Pertes dues au fluage du béton.....	74
Tableau V-12 : Pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about.....	74
Tableau V-13 : Pertes différées totales .....	75
Tableau V-14 : Evaluation des pertes totales.....	75
Tableau V-15 : Phases de construction .....	76
Tableau V-16 : Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane sans hourdis .....	76
Tableau V-17 : Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane avec hourdi .....	76
Tableau V-18 : Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + hourdis) .....	77
Tableau V-19 : Vérification des contraintes normales à l'ELS .....	77
Tableau V-20 : Vérification des contraintes tangentielles à l'ELS.....	78
Tableau V-21 : Flèche due à la précontrainte à l'about et à mi-travée .....	80
Tableau V-22 : Flèches et rotations totales .....	83
Tableau VII-1 : Surcharges d'exploitations .....	104

Tableau VII-2 : Charges appliquées sur le chevêtre.....	105
Tableau VII-3 : Charges et surcharges appliquées sur le fût .....	110
Tableau VII-4 : Charges et surcharges appliquées sur la semelle.....	113
Tableau VII-5 : Efforts et moments sollicitant la culé.....	120
Tableau VII-6 : Charges appliquées sur la dalle de transition.....	124
Tableau annexe -VII-7: Contraintes limites de l'acier. ....	141
Tableau annexe -VII-8: Caractéristiques homogènes de la section médiane .....	145

# Introduction générale

Le réseau routier est un facteur essentiel dans la vie économique et sociale d'un pays. Les ponts constituent les points sensibles du réseau. Leur défaillance provoque toujours une perturbation importante sur le trafic.

Le souci principal de l'ingénieur en génie civil est comment concevoir un pont en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles.

Ce travail, qui s'intéresse à l'étude de la superstructure et l'infrastructure d'un viaduc, entre dans le cadre de la réalisation de la 4<sup>ème</sup> rocade d'Alger reliant Khémis Miliana et Bordj Bou Arreridj. Le but de ce projet est d'améliorer le trafic et le transport routier entre les wilayas et de faciliter la vie des citoyens.

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré notre mémoire en 7 chapitres.

Le chapitre I est consacré aux données de base du projet.

Le chapitre II s'intéresse à l'analyse fonctionnelle et à l'analyse des variantes des ponts.

Le chapitre III est consacré au prédimensionnement des poutres précontraintes et au choix des matériaux de construction.

Le chapitre IV est dédié à l'évaluation des charges et des surcharges appliquées à l'ouvrage, et à la modélisation à l'aide du logiciel Robot Analysis structural 2020.

L'étude de la précontrainte des poutres ainsi que le calcul du ferrailage et le calcul des déformations sont présentés au chapitre V.

Quant au chapitre VI, il traite l'étude du ferrailage du tablier et des appareils d'appui.

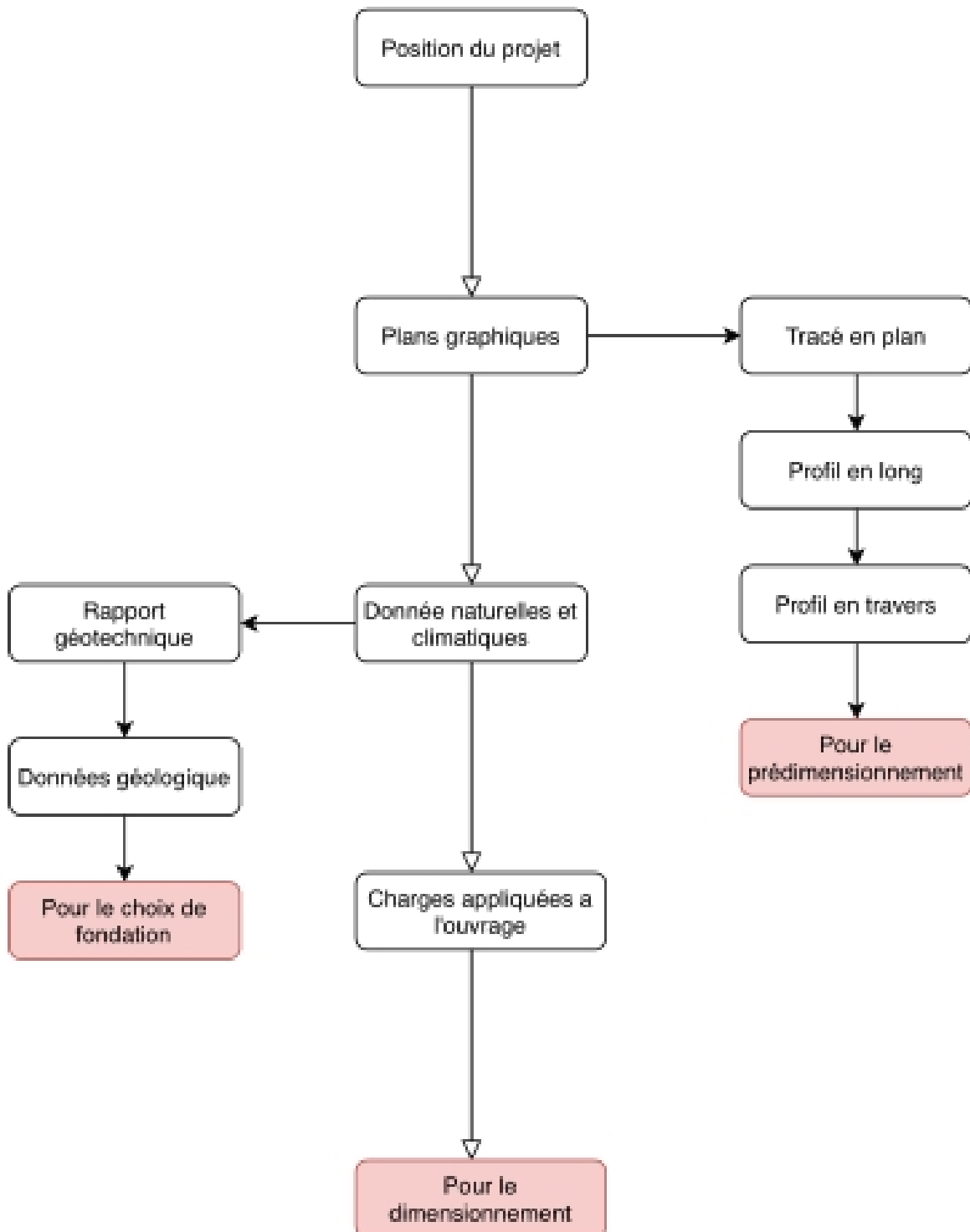
L'étude de l'infrastructure avec toutes les vérifications qui s'imposent est exposée au chapitre VII.

Une conclusion générale résumant les points essentiels de l'étude clôture notre mémoire.



# **Chapitre I : Données de base**

# Organigramme du chapitre I



## I.1 Introduction

Le présent travail a pour objectif l'étude d'un pont viaduc qui se trouve entre les kilomètres 6+698 à 6+912 de l'itinéraire où l'autoroute traverse un oued. Il fait partie de l'autoroute reliant Khémis -Miliana à Bordj Bou Arreridj sur 262 km.

Pour la conception d'un tel ouvrage, nous avons besoin de données fonctionnelles et naturelles. Ce chapitre respecte l'organigramme présenté plus haut. Il en sera de même pour tous les autres chapitres où chacun sera précédé d'un organigramme approprié.

## I.2 Données fonctionnelles

### I.2.1 Caractéristiques géométriques

#### a) Position du projet

L'ouvrage se situe dans la daïra de Khméis Miliana, le site réservé à l'ouvrage du PK6+698 au PK6+912 se situe entre Khémis Miliana et Médéa (Figure I-1).

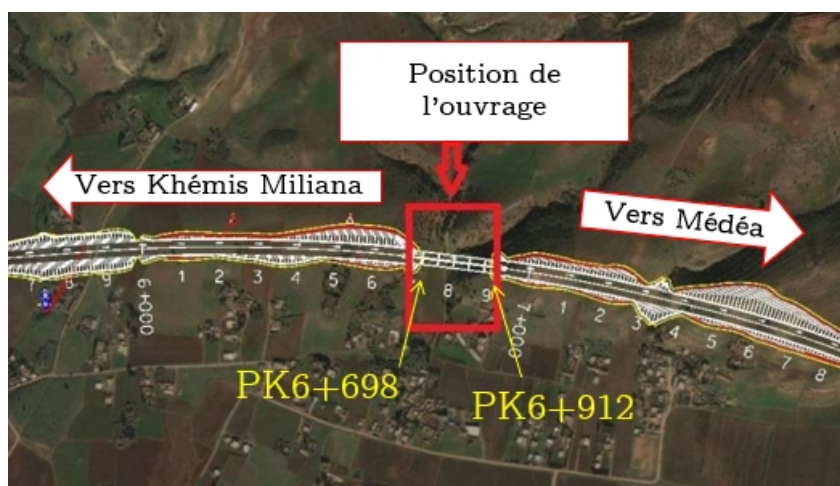


Figure I-1 : Vue satellite du site de l'ouvrage (Google Earth)

#### b) Tracé en plan

Le tracé en plan est une projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route.

Le tracé de la chaussée portée par l'ouvrage est droit de longueur totale de 216 m (Figure I-2).

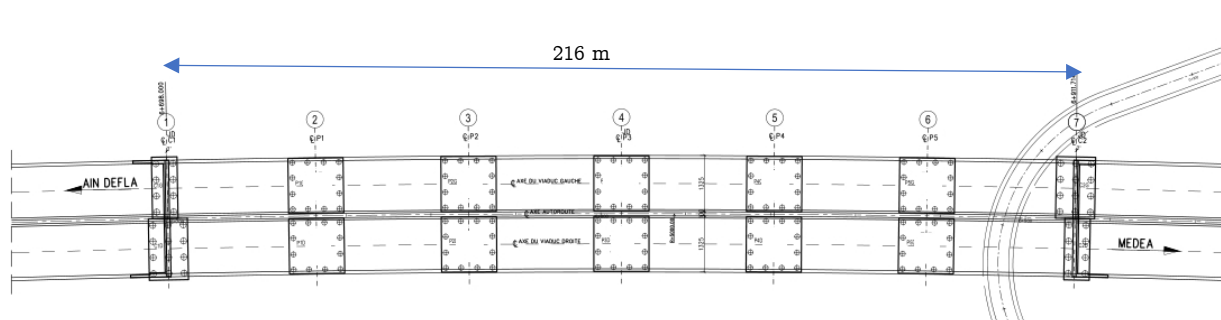


Figure I-2 : Tracé en plan (Bureau d'étude ITALconsult)

c) Profil en long

Un profil en long de voirie est une coupe verticale qui suit l'axe central de la voirie, notre ouvrage est composé de 6 travées, deux travées de rive de 35 m chacune, et 4 travées de 36 m chacune (Figure I-3).

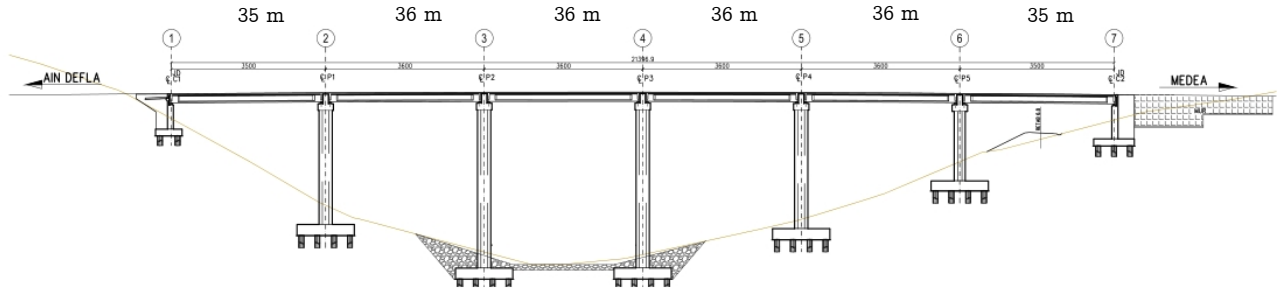


Figure I-3 : Profil en long en mètre (Bureau d'étude ITALconsult)

d) Profil en travers

Par définition le profil en travers représente l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal. Les éléments les plus importants de notre ouvrage sont (Figure I-4) :

- Un tablier (13,25 m)
- Une seule corniche.
- Deux glissières de sécurité.
- Deux gardes corps.
- Un dévers (2,5% vers l'extérieur).

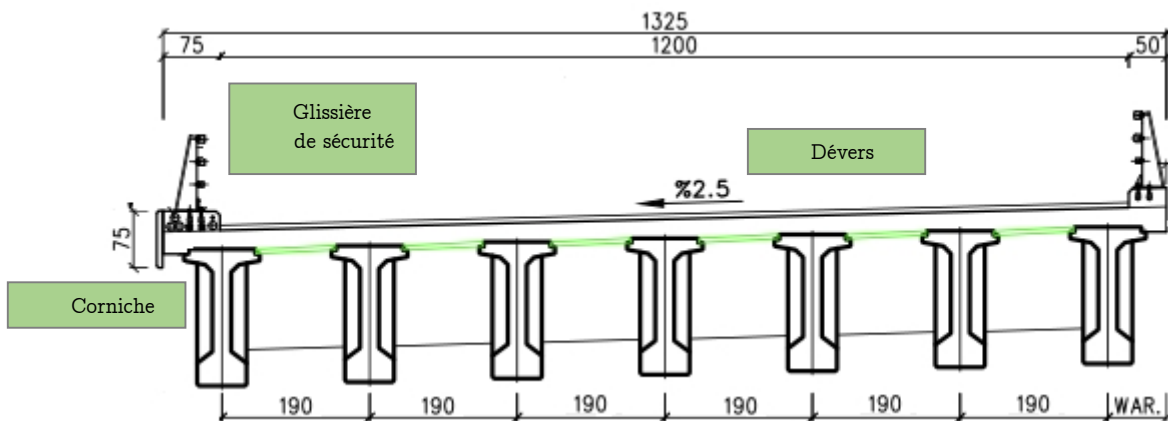


Figure I-4 : Profil en travers en centimètre (Bureau d'étude ITALconsult)

I.2.2 Charges et surcharges

Les charges appliquées à un pont sont essentiellement de deux types :

I.2.2.1 Charges permanentes

Ce sont des charges qui ne varient pas dans le temps, elles comprennent :

- **Le poids des éléments porteurs** : poutres, dalle, entretoise.
- **Le poids des éléments non porteurs** : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

### I.2.2.2 Charges variables

Ce sont des charges qui varient dans le temps et elles sont définies souvent par un règlement (par exemple le R.C.P.R 2008 {6}), elles comprennent :

- **Charge d'exploitation** : comprennent essentiellement dans le cas d'un pont routier les systèmes de charges A, B, et le système de charge militaire et les convois exceptionnels.
- **Charges climatiques** : essentiellement le vent et la température.
- **Actions accidentelles** : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

## I.3 Données naturelles et climatiques

### a) Topographie et géologie

D'après le rapport géotechnique, le projet est implanté dans une zone montagneuse et a une structure géologique dominée par les unités d'alluvions âgées de Quaternaire et âgées de Miocène.

### b) Pluviométrie et vent

Le climat de la wilaya de Aïn Defla est de type méditerranéen semi-aride, avec un caractère de continentalité très marqué. La pluviométrie varie entre 500 à 600 mm/an ainsi qu'à son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de l'ouest.

### c) Géotechnique

Les données géotechniques sont nécessaires car elles permettent d'obtenir une implantation d'appuis plus judicieuse et déterminent la portance du sol de fondation.

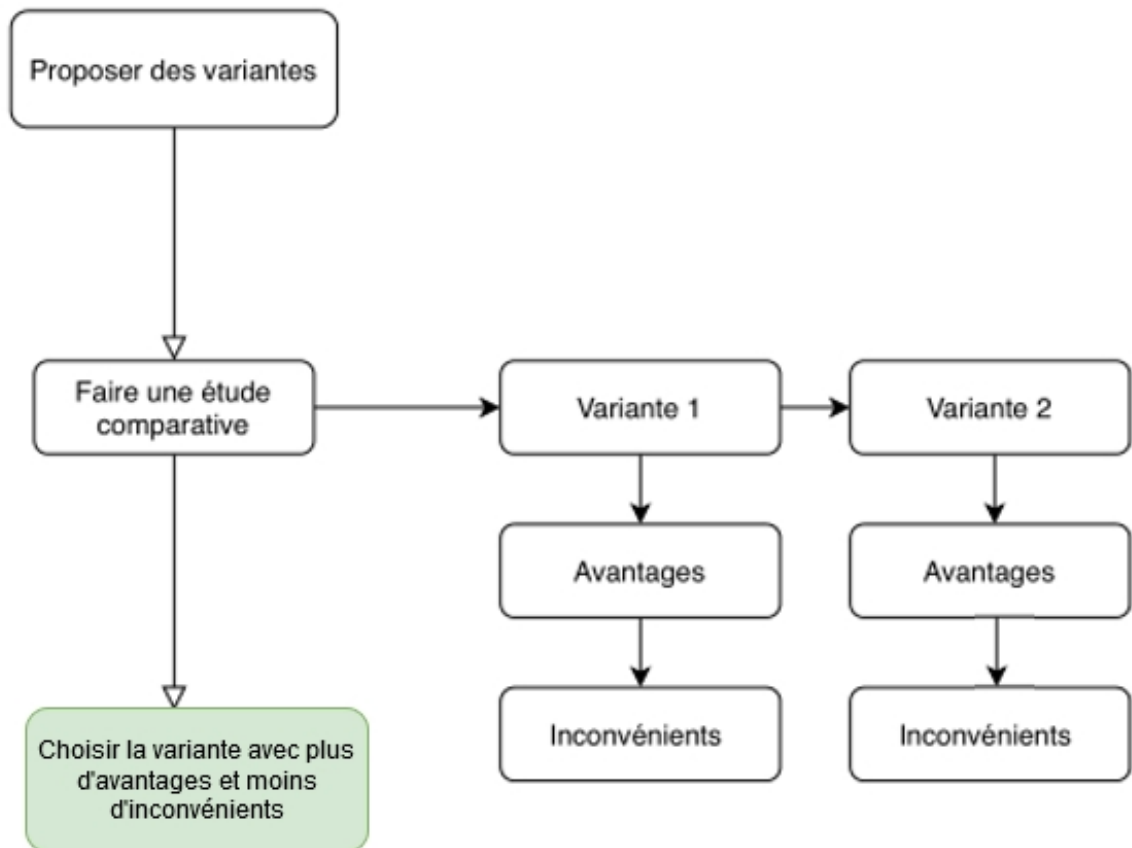
D'après le rapport géotechnique fourni par le bureau d'étude Coba, ce rapport est basé sur les forages effectués et les essais au laboratoire (annexe 1), le choix s'est porté sur des fondations profondes notamment les pieux.

## I.4 Conclusion

Les données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage sont nécessaires pour faire une bonne conception du projet.

## **Chapitre II : Généralités sur les ponts et analyse des variantes**

# Organigramme du chapitre II



## II.1 Généralités

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

En distingue en outre les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres).
- **Viaduc** : ouvrage généralement de grande hauteur, ou à nombreuse travées.

### II.1.1 Définitions et terminologie

#### II.1.1.1 Terminologie

**Portée** : la portée d'un pont désigne la longueur d'une partie d'un pont comprise entre deux piles, mesurée entre axes d'appareils d'appui, ou entre une pile et une culée.

**Travée** : c'est l'élément de tablier entre deux éléments d'appui du pont.

**Superstructure** : c'est la partie supérieure du pont, elle comprend le tablier, les entretoises, les appareils d'appuis, et les équipements.

**Infrastructure** : c'est la partie inférieure du pont, elle comprend et les appuis et les fondations.

La figure II-1 présente la partie superstructure et infrastructure d'un pont.

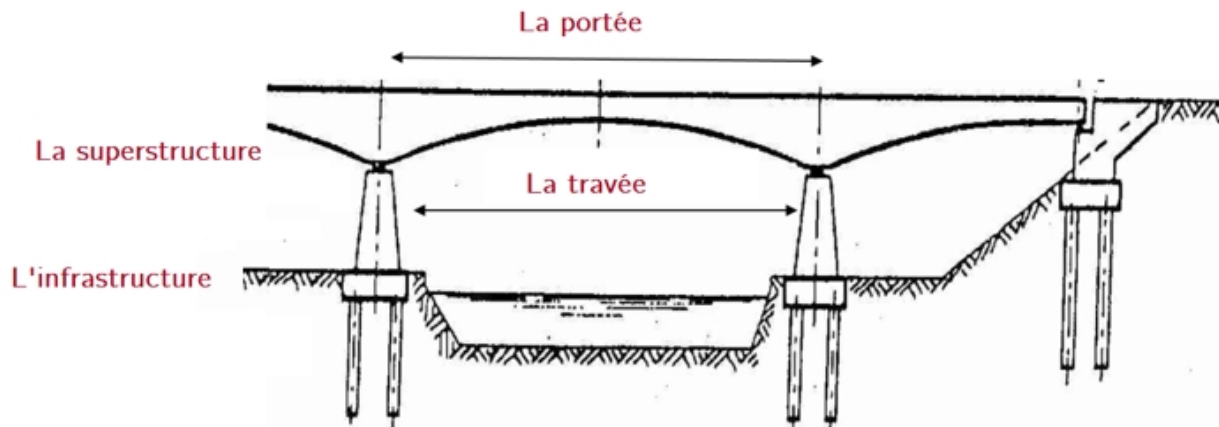


Figure II-1 : Superstructure et infrastructure d'un pont

#### II.1.1.2 Différents types de ponts

**Pont métallique** : c'est un pont dont la structure est réalisée en métal.

**Pont à poutre en béton armé** : c'est un pont dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en béton armé.

**Pont à poutre en béton précontraint** : c'est un pont où on utilise des poutres préfabriquées en béton précontraint.



**Pont mixte** : un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales.

### II.1.2 Analyse fonctionnelle

Ce paragraphe s'intéresse aux éléments constitutifs du pont et leur fonctionnement.

**Tablier** : le tablier d'un pont est une structure porteuse qui supporte les charges du trafic routier et les transmet aux appuis.

**Corniche** : la corniche est un élément qui équipe les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

**Garde-corps** : ils assurent la sécurité des piétons.

**Dalle de transition** : la dalle de transition est un équipement de confort pour l'utilisateur.

**Couche de roulement** : la couche de roulement est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat.

**Joint de chaussée** : c'est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température.

**Appareil d'appui** : c'est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis. Il sert à amortir le déplacement du tablier sous l'effet de charge et de température.

**Chevêtre** : c'est la partie supérieure d'une pile. Lorsque le tablier repose sur celle-ci par l'intermédiaire d'un ou plusieurs appareils d'appui. Sa fonction est, d'une part d'assurer la diffusion des efforts dans la pile, et d'autre part de permettre la mise en place et le positionnement proprement dit des appareils d'appui.

**Pile** : c'est un appui intermédiaire supportant la superstructure de l'ouvrage et il permet de transmettre les charges de la superstructure aux fondations.

**Culée** : c'est un appui d'extrémité, elle assure le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage et elle comporte :

- Un mur de front : il assure la stabilité du remblai.
- Un mur de tête : il assure le soutènement des remblais latéralement.

**Entretoise** : c'est un élément en béton armé disposée perpendiculairement aux poutres principales. Autrement dit, elle est placée transversalement par rapport à la portée du pont.

**Fondation :** une fondation se définit comme la partie d'un ouvrage qui assure la transmission des charges vers le sol.

La figure II-2 illustre les éléments constitutifs des ponts.

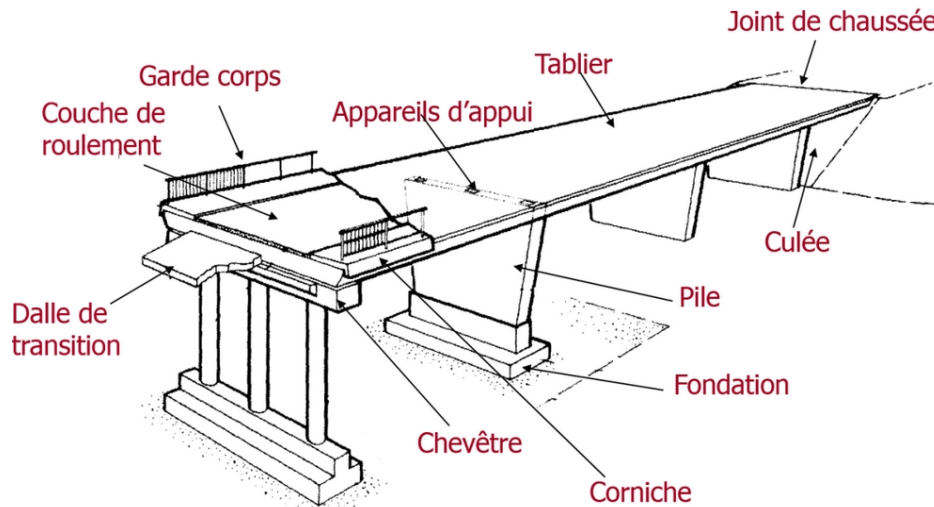


Figure II-2 : Eléments constitutifs des ponts

## II.2 Analyse des variantes

L'objectif de l'analyse des variantes consiste à déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

On distingue quatre types de variantes :

- Variante 1 : Pont métallique.
- Variante 2 : Pont mixte.
- Variante 3 : Pont à poutre en béton armé.
- Variante 4 : Pont à poutre en béton précontraint.

Dans notre cas, les ponts métalliques ou mixtes présentent un inconvénient majeur qui est le coût de l'acier et le problème de corrosion (fort taux d'humidité). Par conséquent, les deux premières variantes sont écartées.

Pour cette raison, l'étude comparative porte sur un pont en béton armé et un pont en béton précontraint.

## II.2.1 Etude comparative

### II.2.1.1 Pont à poutre en béton armé

#### a) Avantages

- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, le rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.
- Mieux maîtriser la qualité des poutres, du point de vue comportement mécanique (la qualité du béton et le ferrailage) et aussi qualité des parements et tolérances dimensionnelles.
- Simplicité et rapidité d'exécution ce qui réduit les délais d'exécutions.

#### b) Inconvénients

- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La portée est comprise entre 10 et 20 m.

### II.2.1.2 Pont à poutre en béton précontraint

#### a) Avantages

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé.

#### b) Inconvénients

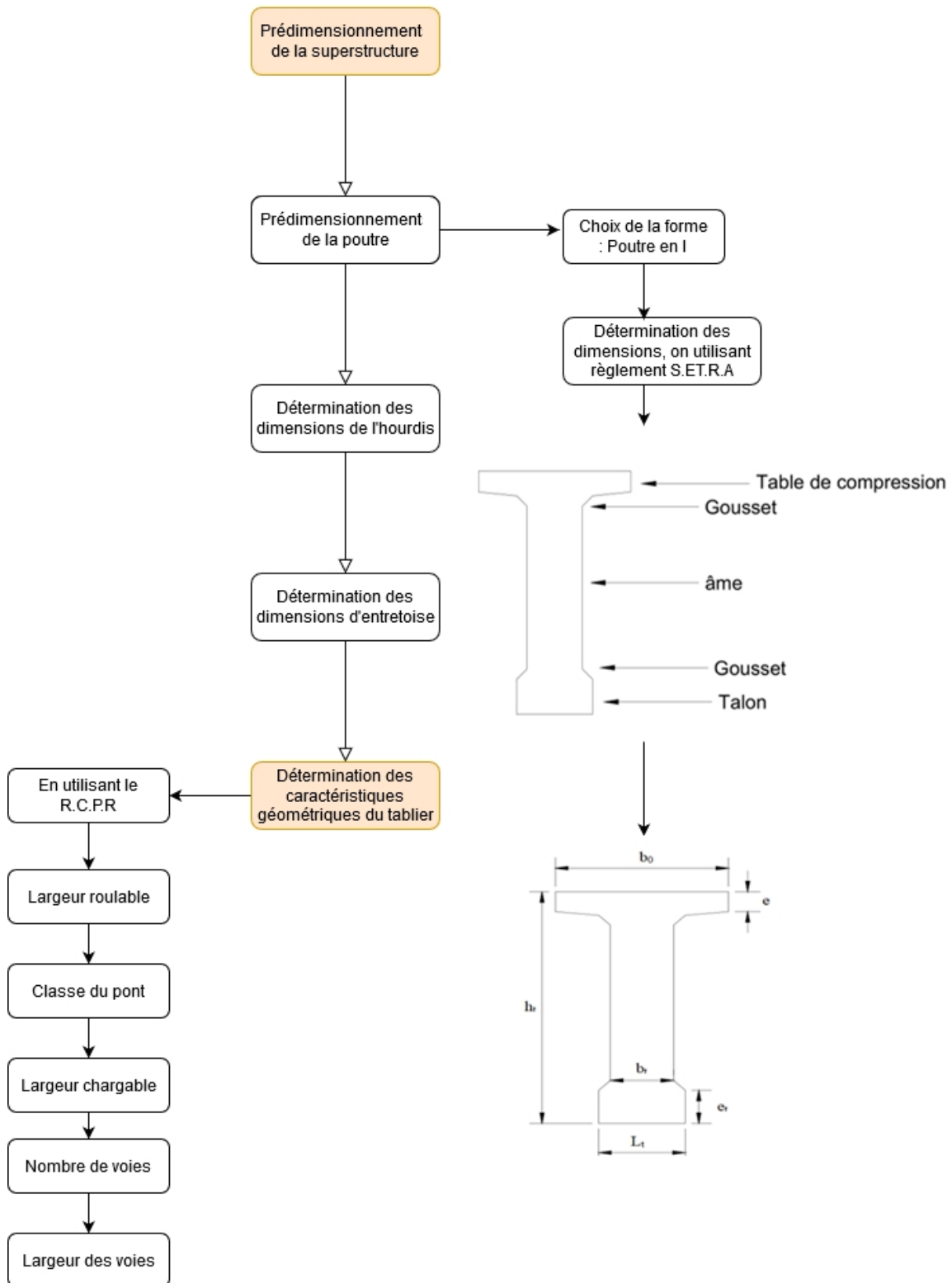
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.
- La nécessité pour disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

## II.3 Conclusion

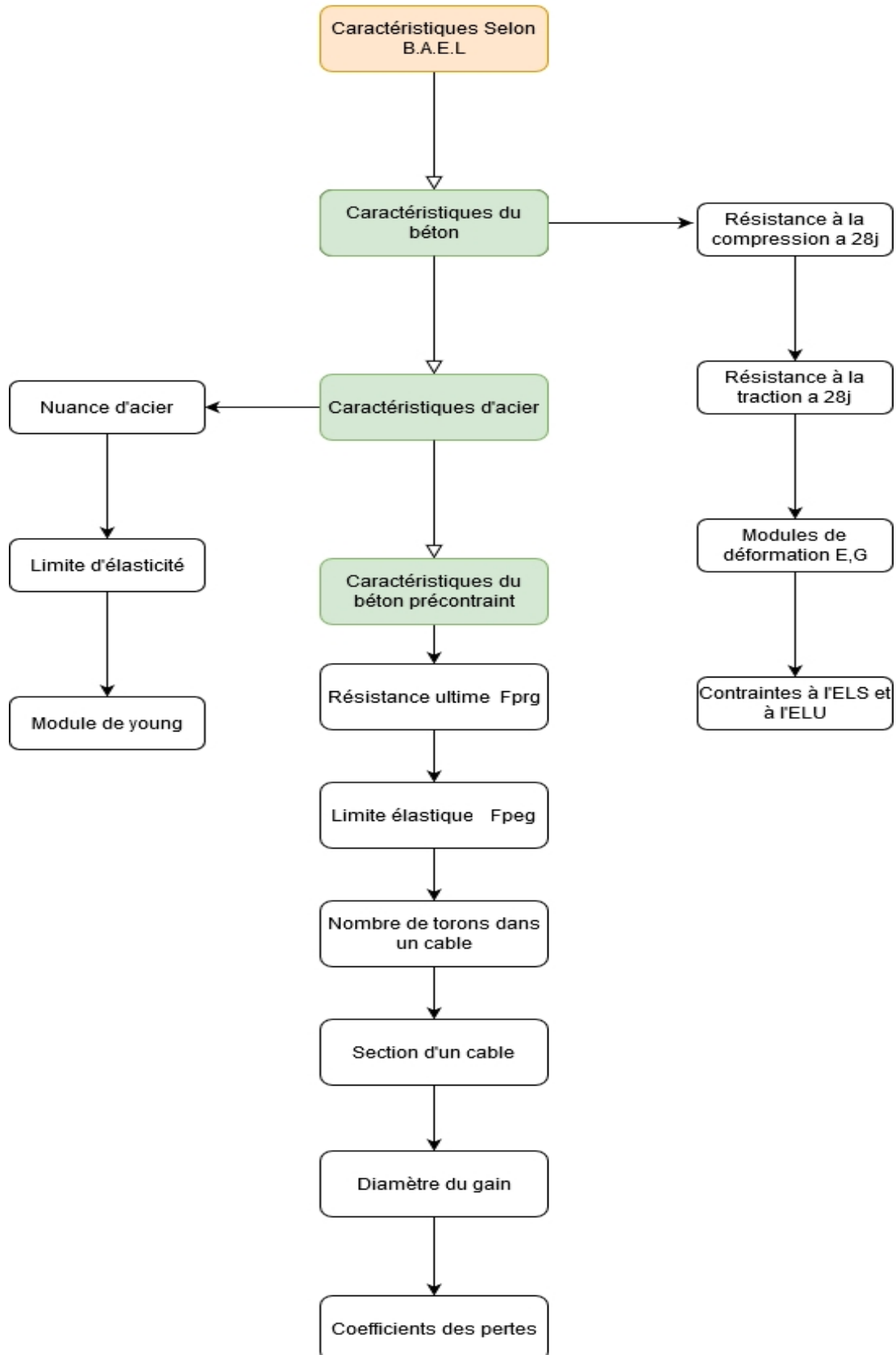
Après l'analyse des différentes variantes et en tenant compte des données naturelles et fonctionnelles du projet, en plus de l'existence d'une usine des poutres en béton précontraint à proximité du site où sera implanté l'ouvrage, nous avons opté pour un pont en béton précontraint par post-tension.

# **Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques des matériaux**

# Organigramme du chapitre III (Partie 1)



# Organigramme du chapitre III (Partie 2)



### III.1 Introduction

Le prédimensionnement de la superstructure est fait conformément au document S.E.T.R.A 1996 (service d'études techniques des routes et autoroutes).

Les détails des calculs se trouvent dans l'annexe 2.

### III.2 Prédimensionnement de la superstructure

Le schéma descriptif des dimensions des poutres sans hourdis est présenté dans la figure III-1.

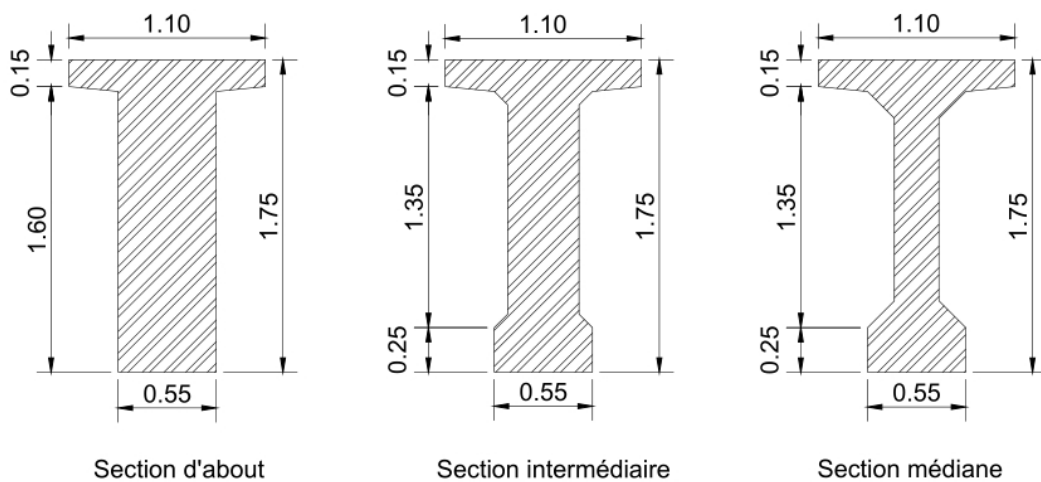


Figure III-1 : Schéma descriptif des dimensions des poutres sans hourdis

Le schéma descriptif des dimensions des poutres avec hourdis est présenté dans la figure III-2.

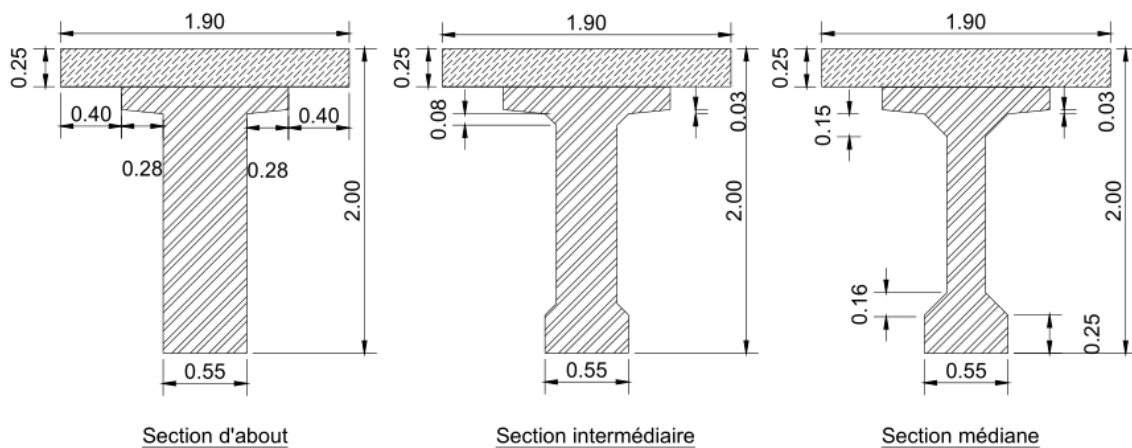


Figure III-2 : Schéma descriptif des dimensions des poutres avec hourdis

Les résultats du prédimensionnement sont :

- Épaisseur de l'hourdis :  $E_H = 25 \text{ cm}$
- Nombre des poutres :  $N = 7$  poutres
- Entraxe entre les poutres :  $d = 1,9 \text{ m}$

a) Poutres

Les caractéristiques géométriques des poutres sans hourdis sont résumées dans le tableau III-1.

Tableau III-1 : Caractéristiques géométriques des poutres sans hourdis

	Section d'about	Section médiane
$A_{brute} (m^2)$	1,05	0,69
$A_{nette} (m^2)$	0,99	0,65
$S_{brute} (m^3)$	0,99	0,65
$S_{nette} (m^3)$	0,94	0,62
$I_{\Delta(brute)} (m^4)$	1,23	0,88
$I_{\Delta(nette)} (m^4)$	1,10	0,74
$I_G (m^4)$	0,29	0,25
$V (m)$	0,81	0,79
$V' (m)$	0,94	0,96
$\rho (\%)$	0,39 (39%)	0,41 (41,07%)
$r (m)$ [périmètre]	5.67	5.89

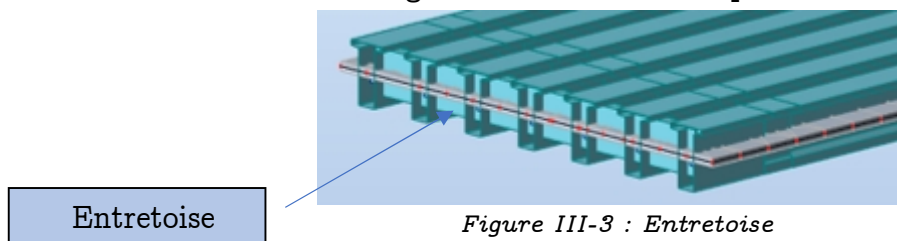
Les caractéristiques géométriques des poutres avec hourdis sont résumées dans le tableau III-2.

Tableau III-2 : Caractéristiques géométriques des poutres avec l'hourdis

	Section d'about	Section médiane
$A_{brute} (m^2)$	1,52	1,16
$A_{nette} (m^2)$	1,45	1,11
$S_{brute} (m^3)$	1,88	1,52
$S_{nette} (m^3)$	1,78	1,44
$I_{\Delta(brute)} (m^4)$	2,90	2,5
$I_{\Delta(nette)} (m^4)$	2,61	2,25
$I_G (m^4)$	0.58	0,52
$V (m)$	0,77	0,67
$V' (m)$	1,23	1,33
$\rho (\%)$	0,42 (42,58%)	0,52 (52%)
$r (m)$ [périmètre]	7.74	7.99

b) Entretoise

Le nombre d'entretoises est égale à deux. Elles sont placées aux extrémités de la travée.





Les dimensions de l'entretoise :

- Hauteur : 1,32 m
- Epaisseur : 0,35 m

### III.3 Caractéristiques géométriques du tablier

Les caractéristiques géométriques du tablier sont déterminées conformément au règlement R.C.P.R 2008 {6} (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes).

#### a) Largeur roulable $l_r$

La largeur roulable est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue et les bordures. Elle comprend donc, outre la chaussée proprement dite, toutes les surlargeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

La largeur roulable de notre ouvrage est donc :  $l_r = l_t - l_g - l_G$

Avec :

- $l_t = 13,25$  m (largeur totale du pont)
- $l_g = 0,5$  m (largeur de la glissière de sécurité)
- $l_G = 0,75$  m (largeur du garde-corps)

Donc :

$$l_r = 13,25 - 0,5 - 0,75 = 12 \text{ m}$$

#### b) Classe du pont

La longueur roulable est supérieure à 7 m, donc selon le R.C.P.R 2008 {6}, l'ouvrage appartient à la classe 1.

#### c) Largeur chargeable $l_c$

La largeur chargeable est obtenue :

- En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe :  $l_c = l_r - 2 \times 0,5$
- En conservant cette même largeur roulable dans le cas contraire :  $l_c = l_r$ .

Pour cette étude, on a :

$$l_c = l_r - 2 \times 0,5 = 11 \text{ m}$$

#### d) Nombre de voies $N$

Le nombre de voies  $N$  est donnée par la relation suivante :

$$N = E\left(\frac{l_c}{3}\right) = E\left(\frac{11}{3}\right) = 3$$

On a donc, 3 voies.

### e) Largeur des voies $lv$

Elle correspond entre la largeur chargeable et le nombre de voies :

$$lv = \frac{11}{3} = 3,67 \text{ m}$$

Les caractéristiques de l'ouvrage étudié sont résumées dans le tableau III-3.

*Tableau III-3 : Récapitulatif des caractéristiques du pont*

Largeur roulable ( $lr$ )	12 m
Largeur chargeable ( $lc$ )	11 m
Nombre de voies (N)	3 voies
Largeur d'une voie ( $lv$ )	3,67 m
Classe du pont	1 <sup>ère</sup> classe

## III.4 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux de construction utilisés dans l'étude de ce pont sont conformes aux recommandations de règlement B.A.E.L 91 {1}.

Les détails de calculs figurent dans l'annexe 3.

### a) Béton

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène le ciment, le sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de béton armé sauf qu'il est utilisé sous des contraintes plus élevées.

Les caractéristiques du béton utilisés dans le cadre de ce projet figurent dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
Résistance caractéristique à la compression $f_{c28}$	40 MPa	27 MPa
Résistance caractéristique à la traction $f_{t28}$	3 MPa	2,2 MPa
Module de déformation longitudinale instantané	37619,47 MPa	33000 MPa
Module de déformation longitudinale différée	12653,82 MPa	11100 MPa
Module de déformation transversale G (E.L.S)	15674,77 MPa	13750 MPa
Module de déformation transversale G (E.L.U)	18809,72 MPa	6500 MPa
Contrainte de compression à l'état limite ultime $f_{bu}$	22,99 MPa	15,3 MPa
Contrainte de compression à l'état limite service $\sigma_{bc}$	24 MPa	16,2 MPa

### b) Aciers passifs

Les aciers utilisés pour notre ouvrage sont des armatures à haute adhérence de nuance FeE500 dont le module de Young égal  $2 \times 10^5$  MPa.

### c) Aciers actifs

La précontrainte est réalisée par post -tension. Les câbles utilisés dans notre cas sont des torons de diamètre 15 (T15). Les caractéristiques des armatures de précontrainte en post-tension à prendre en compte dans les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-5 : Caractéristiques des câbles de précontrainte

Résistance ultime	$f_{prg} = 1\ 860$ MPa
Limite élastique	$f_{peg} = 1\ 670$ MPa
Module d'élasticité	$E_p = 1950\ 000$ MPa
Section droite d'un toron	$A_{p-torron} = 140$ mm <sup>2</sup>
Section d'un câble	$A_p = 1680$ mm <sup>2</sup>
Diamètre du gain	$D = 80$ mm
Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures	$\rho = 2,5$ %
Coefficient de recul d'encrage	$g = 6$ mm
Coefficient de frottement en courbe	$f = 0,18$ rd <sup>-1</sup>
Coefficient de perte de tension par unité de longueur	$\varphi = 0,002$ m

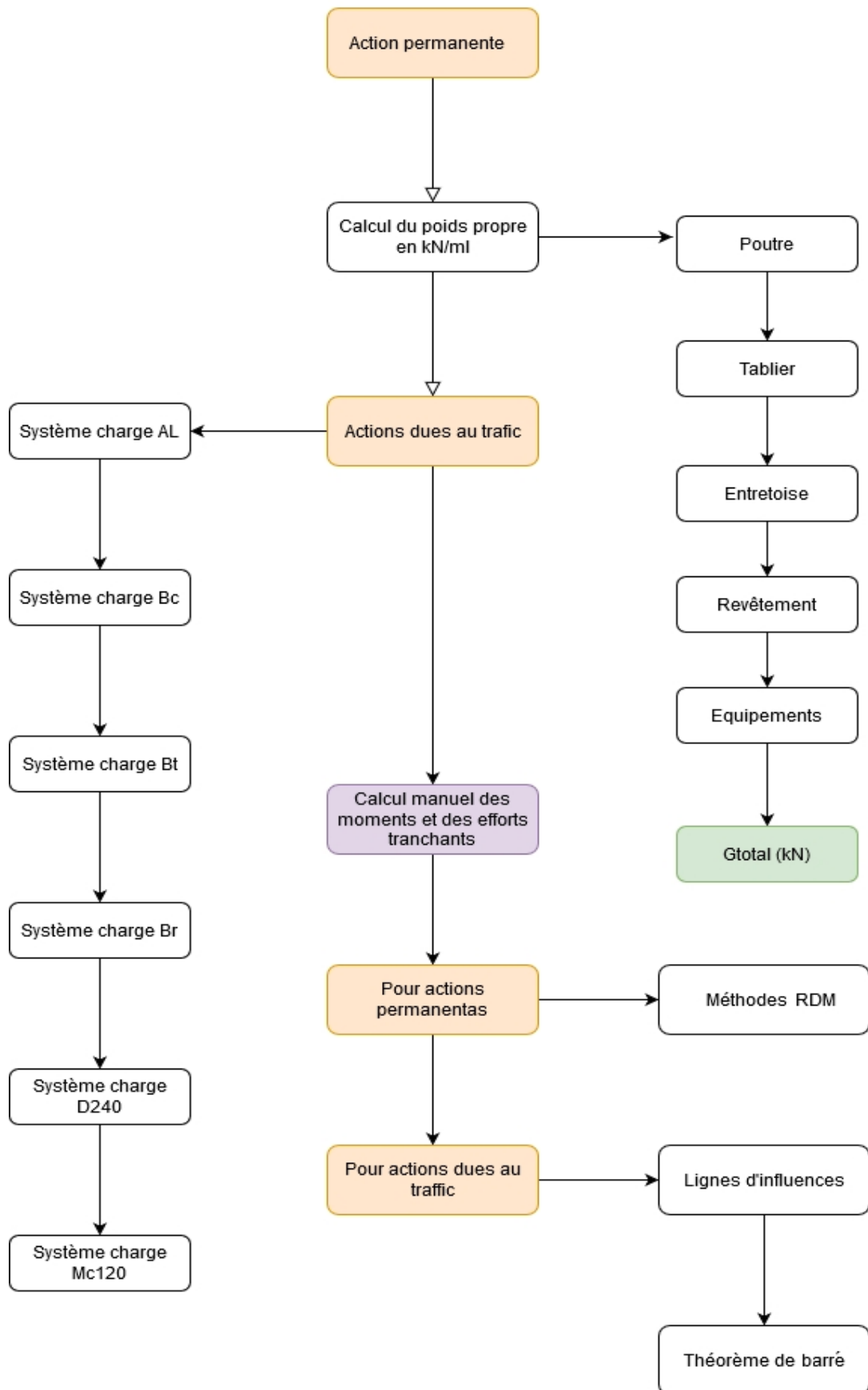
### III.5 Conclusion

A partir des caractéristiques des matériaux utilisés, il vient :

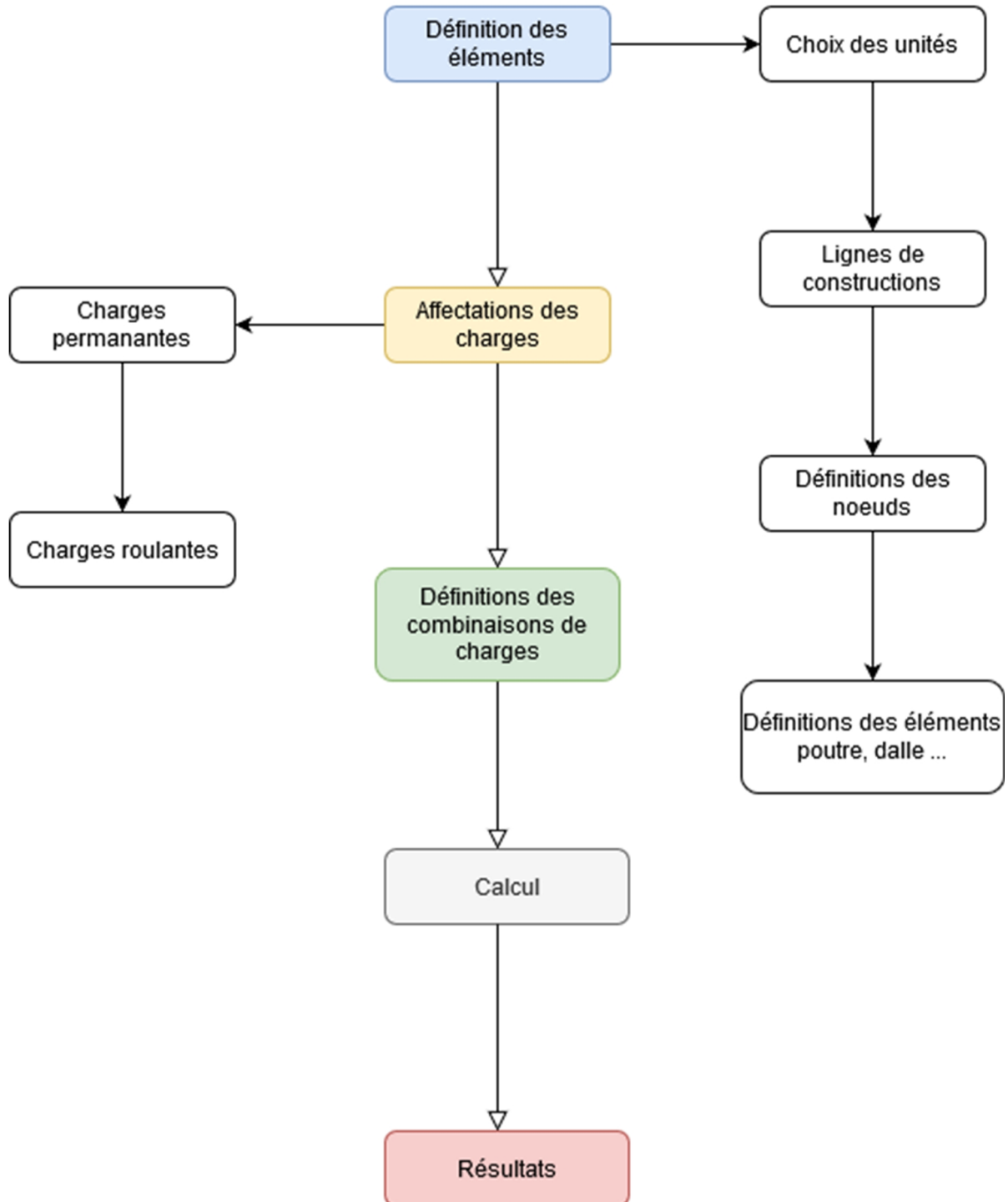
- Pour la précontrainte : des câbles composés de torons (12T15).
- Pour le béton armé : des aciers à haute adhérence FeE500 et une résistance à la compression de 40 MPa.

# **Chapitre IV : Description des charges et modélisation**

# Organigramme du chapitre IV (Partie 1)



# Organigramme du chapitre IV (Partie 2)



## IV.1 Introduction

Ce chapitre présente le calcul des charges et surcharges nécessaires à la détermination des moments qui sollicitant l’ouvrage concerné. Ce calcul est fait conformément au règlement R.C.P.R 2008 {6}.

## IV.2 Evaluation des charges

### IV.2.1 Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse (CP) et les compléments des charges permanentes (CCP) des éléments non porteurs.

#### IV.2.1.1 Charges permanentes (CP)

##### a) Poids propre de la poutre

La poutre principale est composée de 3 sections (Figure IV-1)

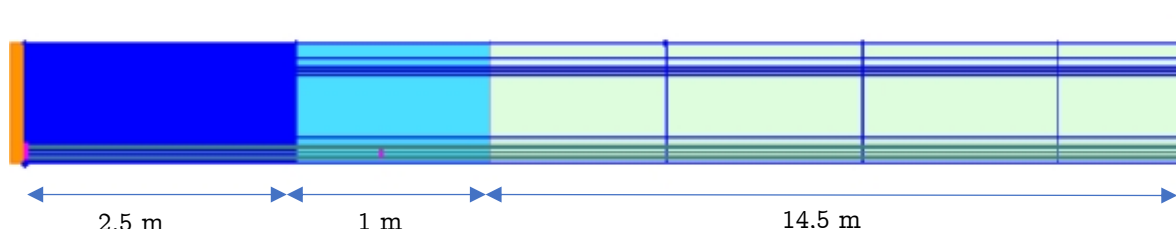


Figure IV-1 : Répartition des sections

Les poids propres des différentes sections sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Poids propres des sections

Section	$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	L (m)	P (kN)
About	25	1,05	2,5	65,625
Intermédiaire	25	0,86	1	21,5
Médiane	25	0,69	14,5	250,125

Le poids propre d’une poutre est donné par :

$$P_{\text{poutre}} = \frac{[2 \times (P + P + P)]}{L} = \frac{[2 \times (6,6 + 2,5 + 2,1)]}{3} = 18,73 \text{ kN/ml}$$

Le poids propre des sept poutres est :

$$P_{\text{poutres}} = 7 \times 18,73 = 131,11 \text{ kN/ml}$$

##### b) Poids propre de la dalle

Les dimensions de la dalle sont :

- Epaisseur de la dalle est : 25 cm
- Largeur de tablier : 13,25 m

Le poids propre de la dalle est :

$$P_{\text{dalle}} = \gamma_b \times L_t \times e \times 1 \text{ ml} = 25 \times 13,25 \times 0,25 \times 1 = 82,81 \text{ kN/ml}$$



### c) Poids propre de l'entretoise

Le poids propre des entretoises est donné par :

$$P_{\text{entretoise}} = n \times \gamma_b \times H \times L \times 1 = \frac{2 \times 25 \times 1,32 \times 0,35 \times 6}{36} = 3,85 \text{ kN/ml (2 entretoises)}$$

La charge permanente (CP) par mètre linéaire est donc :

$$CP = 217,77 \text{ kN/ml}$$

La charge permanente du tablier (dalle + 7 poutres + 2 entretoises) d'une travée dans un seul sens vaut :

$$CP = 7698,72 \text{ kN}$$

### IV.2.1.2 Complément de charge permanente (CCP)

#### a) Poids du revêtement

L'épaisseur du revêtement en béton bitumineux, de masse volumique de  $24 \text{ kN/m}^3$ , est de 10 cm. Ceci donne un poids de :

$$P_{\text{revêtement}} = L_r \times \gamma_r \times e_r \times 1 \text{ ml} = 12 \times 24 \times 0,1 \times 1 = 28,8 \text{ kN/ml}$$

#### b) Poids des corniches et bordure

Le poids de la corniche est :

$$P_{\text{corniche}} = S \times \gamma_b = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/ml}$$

#### c) Poids de la glissière de sécurité

Le poids de la glissière de sécurité est :

$$P_{GS} = P_{GS\text{-gauche}} + P_{GS\text{-droite}} = 0,75 \times 2 = 1,75 \text{ kN/ml}$$

#### d) Poids du garde-corps

Le poids du garde-corps est :

$$P_{GC} = 0,5 \times 2 = 1 \text{ kN/ml}$$

Donc, la charge permanente complémentaire est :

$$CCP = P_{\text{revêtement}} + P_{\text{corniche}} + P_{GS} + P_{GC} = 37,8 \text{ kN/ml}$$

Sur toute la travée, on a :

$$CCP = 37,8 \times 36 = 1360,8 \text{ kN}$$

Poids total des actions permanentes :

$$G_{\text{Totale}} = CP + CCP = 9200,52 \text{ kN}$$

## IV.2.2 Actions dues au trafic

### IV.2.2.1 Système de charge A

Dans le cas des ponts où la portée est au plus égale à 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme d'intensité égale au produit de la valeur  $A(L)$  par des coefficients  $a_1, a_2$ .

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times n \times l_v \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Avec :

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{12 + L}$$

$$A(36 \text{ m}) = 2,3 + 360 / (12 + 36) = 9,8 \text{ kN/m}^2$$

- $a_1$  est déterminé selon la classe du pont comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Valeur de  $a_1$

Nombre de voies	1	2	3	4	> 5
Première classe	1	1	0,9	0,75	0,7
Deuxième classe	1	0,9			
Troisième classe	0,9	0,8			

$L_0$  est déterminé selon la classe du viaduc (Tableau IV-3)

Tableau IV-3 : Valeurs de  $L_0$

Classe de viaduc	$L_0$
1	3,5
2	3
3	2,75

- $a_2$  est déterminé à partir de la relation suivante :  $a_2 = \frac{L_0}{L_v}$

Dans notre cas :  $a_2 = 0,95$

Les valeurs de la charge A sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Valeurs de  $A(L)$  en fonction du nombre de voies chargées

	$A(L)$ KN/m <sup>2</sup>	$a_1$	$a_2$	$L_v$ (m)	A (kN/m)
Une voie chargée	9,8	1	0,95	3,67	34,30
Deux voies chargées	9,8	1	0,95	7,34	68,60
Trois voies chargées	9,8	0,9	0,95	11	92,61

### IV.2.2.2 Coefficient de majoration dynamique

Coefficient multiplicateur affecté à une charge connue statiquement pour tenir compte des effets dynamiques. Il est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Avec :

- G : charge permanente du viaduc.
- S : charge maximale correspondante.
- L : longueur de la travée.

### IV.2.2.3 Systèmes de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

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

Les systèmes Bc et Br s'appliquent dans tous les cas et pour toutes les classes tandis que le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

#### a) Système de charge Bc

La figure IV-2 représente la disposition dans le sens transversal. Chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5 mètres de largeur. Les diverses bandes peut être contigües ou séparées.

La figure IV-2 représente la disposition dans le sens longitudinal. Le nombre de camions est limité à deux.

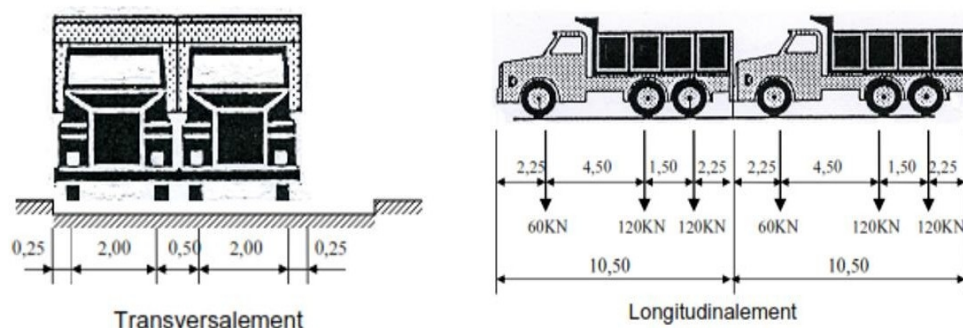


Figure IV-2 : Système de charges Bc (R.C.P.R)

La masse totale du camion est 30 t, et le nombre de camions par fil est limité à deux. La charge S pour n voies est donnée par la formule suivante :

$$S = n \times (E_{AR} \times 4 + E_{AV} \times 2)$$

Avec :

$E_{AV}$  : poids de l'essieu avant

$E_{AR}$  : poids de l'essieu arrière

$b_c$  : coefficient fonction du nombre de voies donné par le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Valeurs de  $b_c$  en fonction du nombre de voies chargées

Nombre de voies	1	2	3	4	$\geq 5$
Classe n°01	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
Classe n°02	1	1			
Classe n°03	1	0,8			

Le tableau suivant montre les différentes valeurs de la charge  $B_c$

Tableau IV-6 : Charges de système  $B_c$

Nombre de voies chargées	$B_c$	S (kN)	$\delta_{B_c}$	Charge par essieu (kN)	
				EAV	EAR
Une voie chargée	1,2	720	1,06	EAV	76,32
				EAR	152,64
Deux voies chargées	1,1	1320	1,07	EAV	141,24
				EAR	282,48
Trois voies chargées	0,95	1710	1,075	EAV	183,825
				EAR	367,65

### b) Système charge $B_r$

La roue isolée, qui constitue le système  $B_r$  porte une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue  $B_r$ , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable (Figure IV-3).

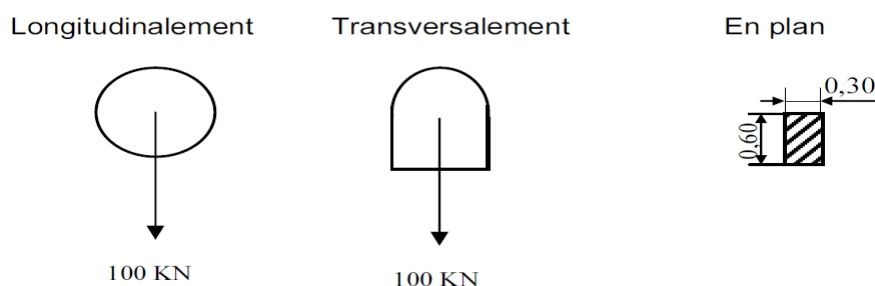


Figure IV-3 : Système de charges  $B_r$  (R.C.P.R)

### c) Système charge $B_t$

Un tandem de système  $B_t$  comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatique. Ce système est illustré dans la figure suivante :

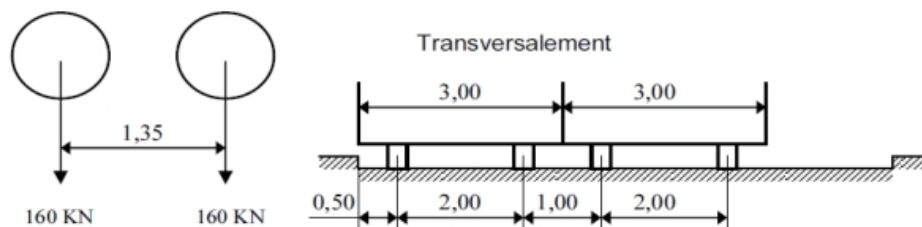


Figure IV-4 : Système charge Bt (R.C.P.R)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Charge de système Bt

Nombre de voies chargées	B <sub>t</sub>	S (kN)	δb <sub>t</sub>	Charge par essieu (kN)
Une voie chargée	1,2	384	1,055	202,5
Deux voies chargées au plus	1,2	768	1,061	407,4

#### IV.2.2.4 Effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc, sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. La résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent pas à la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appui.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est présenté dans le tableau suivant :

$$F = \frac{L}{2 + 0,0 \cdot S}$$

Tableau IV-8 : Effort de freinage

Voies	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )		F (kN)
1	132,00	93,5	60,35
2	264,00	9,35	118,03
3	396,00	8,42	155,89

L'effort de freinage correspondant à la charge B<sub>c</sub> est égal à : 300 kN

#### IV.2.2.5 Système de charge militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 (Figure IV-5).

Les caractéristiques des véhicules sont :

- Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.
- Dans le sens transversal, un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

- Dans le sens longitudinal, le nombre de convoi est illimité.
- Poids total : 1100 kN
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,00 m

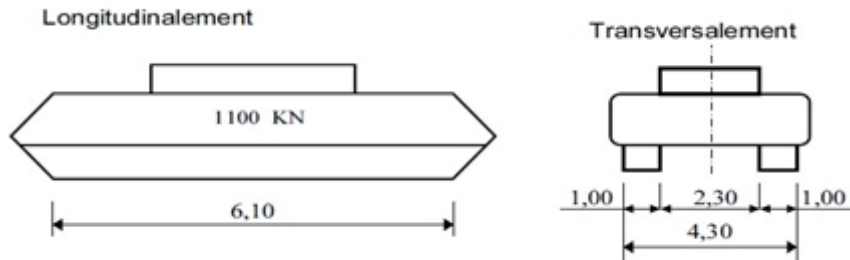


Figure IV-5 : Système de charge Mc120

La charge  $M_{c120}$  est :

$$P_{Mc120} = \frac{1}{6,1} \times 1,0066 = 192,2 \text{ kN/ml}$$

#### IV.2.2.6 Convoi exceptionnel D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 kN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long (Figure IV-6).

- Poids par mètre linéaire : 129 kN/m.
- Poids par mètre carré : 40,32 kN/m<sup>2</sup>.

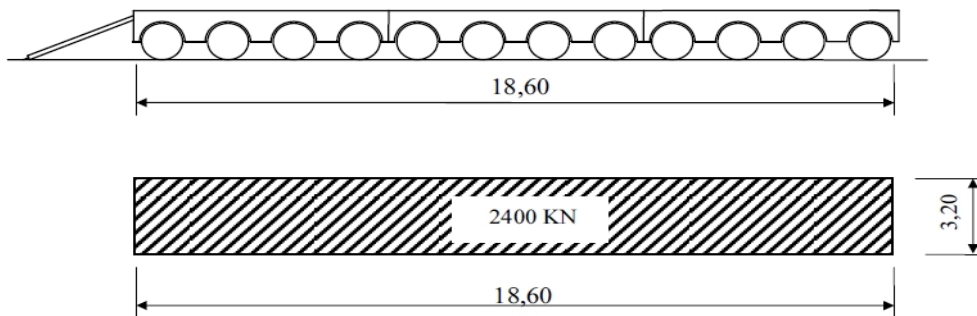


Figure IV-6 : Convoi D240

### IV.2.3 Calcul des moments fléchissant longitudinaux

#### IV.2.3.1 Moment fléchissant dû au poids propre

Les poutres sont isostatiques (Figure IV-7), soumises à une charge uniformément répartie. Le moment fléchissant maximum est donné par l'expression :

$$M_{\max} = M_{(x=L/2)} = \frac{Pl^2}{8}$$

Avec :

$$P = 9200,52 / 36 = 255,57 \text{ kN/ml}$$

$$D'où : M_{\max} = 41402,34 \text{ kN.m}$$

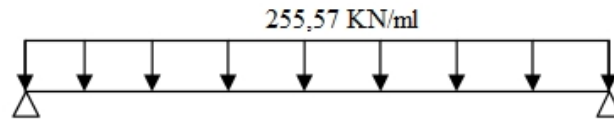


Figure IV-7 : Poutre sous la charge du poids propre

### IV.2.3.2 Moment fléchissant dues aux surcharges

Pour le calcul du moment d'une charge roulante, on utilise les lignes d'influences.

**Lignes d'influences :** La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donnée d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre. Pour une poutre isostatique, cette courbe est formée de deux droites.

Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences par la force  $F$  dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément, c'est par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

**Théorème de Barre :** Pour le système B, nous utilisons le théorème de Barre pour déterminer la section dangereuse de la poutre. Le théorème s'annonce comme suit :

Le moment fléchissant maximum dans une poutre au passage d'un convoi se produit au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu soit symétrique à la résultante des forces engagées par rapport au milieu de la poutre.

#### a) Surcharge $B_c$

1<sup>ère</sup> cas :

Le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté gauche de l'essieu de  $P_2$  qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre (Figure IV-8).

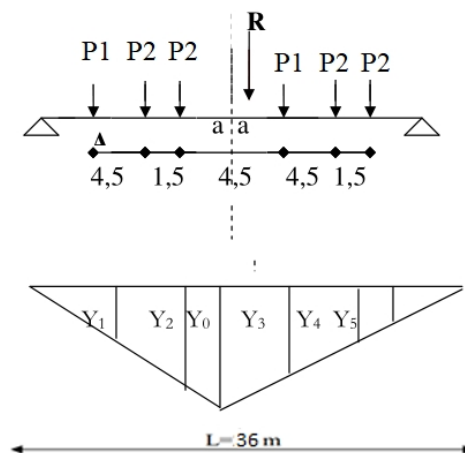


Figure IV-8 : Poutre sous la surcharge  $B_c$  cas 1

$$\sum M_{/O} = 0 \Rightarrow P_2 \times 4,5 + P_2 \times 6 + R.x + P_1 \times 10,5 + P_2 \times 15 + P_2 \times 16,5 = 0$$

Avec :

$$P_1 = 183,825 \text{ kN}$$

$$P_2 = 367,65 \text{ kN}$$

$$R = \sum P_i = 1838,25 \text{ kN}$$

On a :

$$R.x = 17371,4625 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow x = 2a + 6$$

Donc :

$$x = 9,45 \text{ m}$$

D'où:

$$a = 1,725 \text{ m}$$

### Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_3 = x_0. (L - x_0) / L$$

Tel que :

$$x_0 = 18 - 1,725 = 16,275 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Y_3 = 16,275 (36 - 16,275) / 36 = 8,91 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées ( $Y_i$ ), on applique le théorème de Thales (Tableau IV-9).

Tableau IV-9 : Calcul des ordonnées cas 1

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
5,61 m	8,08 m	8,91 m	6,87 m	4,84 m	4,16 m

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i$$

Donc :

$$M_{\max} = 11849,3595 \text{ kN.m}$$

### 2<sup>ème</sup> cas :

Le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté droit de l'essieu de  $P_1$  qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre (Figure IV-9)



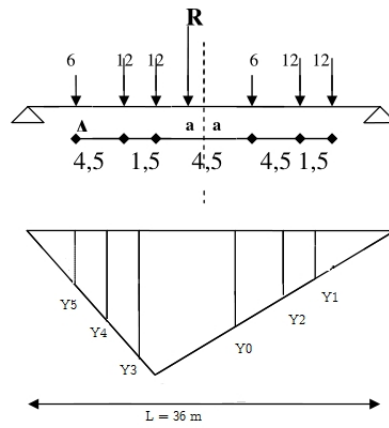


Figure IV-9 : Poutre sous la surcharge Bc cas 2

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow P2 \times 1,5 + P1 \times 6 + R.x + P2 \times 10,5 + P2 \times 12 + P2 \times 16,5 = 0$$

Avec :

$$P1 = 183,825 \text{ kN}, P2=367,65 \text{ kN}, R.x = 12959,6625 \text{ kN.m}$$

On a :

$$R.x = 12959,6625 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow x = 2.a+6 = 7,05 \text{ m}$$

D'où:

$$a = 0,525 \text{ m}$$

### Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y3 = 17,475 (36 - 17,475) / 36 = 8,99 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Yi), on applique le théorème de Thales (Tableau IV-10 ).

Tableau IV-10 : Calcul des ordonnées cas 1

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
3.89 m	6,08 m	6,80 m	8,99 m	6,67 m	5,9 m

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i = 11724,3585 \text{ kN.m}$$

La situation la plus défavorable correspond au premier cas.

$$M_{\max} = 11849,3595 \text{ kN.m}$$

### b) Surcharge Bt

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre (Figure IV-10). La méthode de calcul est identique (théorème de Barre).

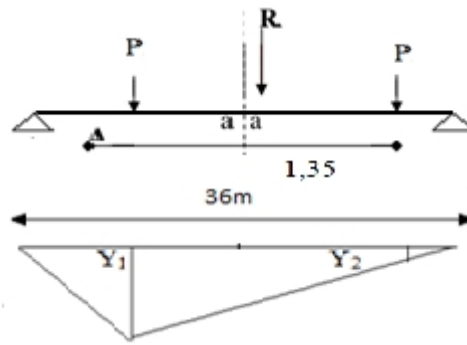


Figure IV-10 : Surcharge Bt

$$\sum M/P = 0 \Rightarrow P \times 1,35 = R \times 2a$$

Avec:

$$P=407,4 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow 2a = (1,35 \times P) / R = 0,675 \text{ m}$$

Donc :

$$a = 0,3375 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Y_1 = 8,99 \text{ et } Y_2 = 8,32$$

D'où:

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i = 7052,094 \text{ kN.m}$$

### c) Système militaire Mc120 :

Ce système est représenté par la figure suivante :

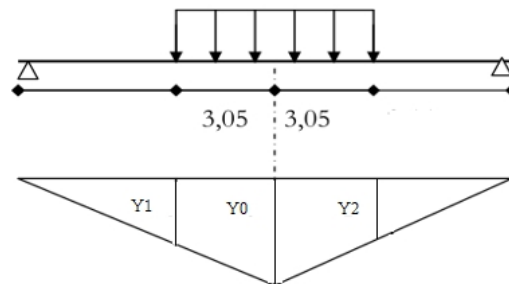


Figure IV-11 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120

On a :

$$Y_0 = x_0 \times (L - x_0) / L \quad \text{avec } x_0 = L/2$$

Donc :

$$Y_0 = L/4 = 9 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 7,475 \text{ m}$$

Le calcul des surfaces est (Voir Figure IV-12) :

$$S = S_1 = S_2 \text{ (S1 présente la surface à droite par rapport à l'axe } y_0)$$

$$S = (9 + 7,47) \times 3,05 / 2 = 25,12 \text{ m}^2$$

D'où:

$$M_{\max} = P.2.S = 9691,296 \text{ kN.m}$$

d) Charge exceptionnelle D240

Ce système est représenté par la figure suivante :

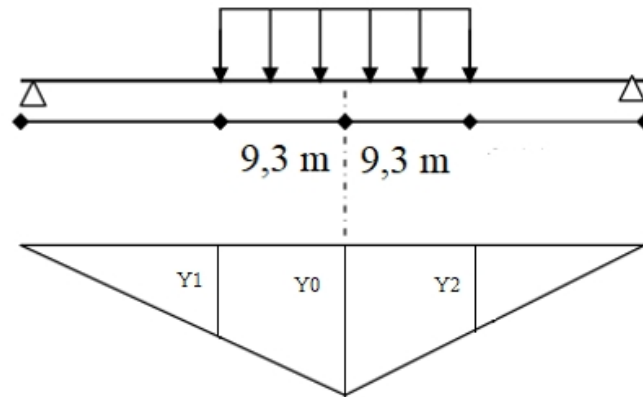


Figure IV-12 : Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240

On a:

$$Y0 = a^2/L = 9 \text{ m}$$

$$Y1 = Y2 = 4,35 \text{ m}$$

$$S = S1 = S2 = (9 + 4,35) \times 9,30 / 2 = 62,0775 \text{ m}^2$$

D'où:

$$M_{\max} = P.2.S = 16015,995 \text{ kN.m}$$

IV.2.4 Calcul des efforts tranchants

IV.2.4.1 Effort tranchant due au poids propre

Le poids propre est considéré comme une charge uniformément répartie (Figure IV-13).

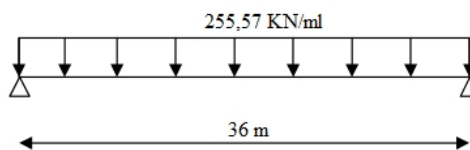


Figure IV-13 : Charge uniformément répartie due au poids propre

Avec :

$$P=255,57 \text{ kN/ml}, L=36 \text{ m}$$

Donc :

$$R_A = R_B = PL/2 = 4600,26 \text{ kN}$$

D'où:

$$T_{\max} = R_A = 4600,26 \text{ kN}$$

IV.2.4.2 Effort tranchant dû aux surcharges

a) Surcharge A (L)

Elle est uniformément répartie sur le tablier (Figure IV-14), elle vaut :

$P=92,61 \text{ KN/ml}$  avec  $L=36\text{m}$

Donc :

$$R_A = R_B = PL/2 = 1666,8 \text{ kN}$$

D'où:

$$T_{\max} = R_A = 1666,8 \text{ kN}$$

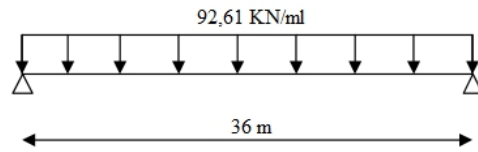


Figure IV-14 : Charge due à A(l)

b) Surcharge Bc

La répartition de  $B_c$  est indiquée dans la figure suivante.

On a :

$$\sum_{M/B} = R_A \cdot 35 - P_2 \cdot 35 - P_2 \cdot 33,5 - P_1 \cdot 29 - P_2 \cdot 24,5 - P_2 \cdot 23 - P_1 \cdot 18,5 = 0$$

Donc :

$$R_A = 1478,565 \text{ kN}$$

$$R_B = 372,7 \text{ kN}$$

D'où:

$$T_{\max} = R_A = 1478,565 \text{ kN}$$

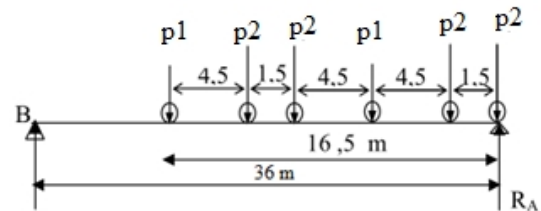


Figure IV-15 : Charges dues à la surcharge Bc

c) Surcharge Bt

La répartition de cette charge est indiquée dans la figure suivante :

On a :

$$\sum_{M/B} = 35 \cdot R_A - P \cdot 35 - P \cdot 33,65 = 0$$

Donc :

$$R_A = 799,52 \text{ kN}$$

$$R_B = 15,6 \text{ kN}$$

D'où:

$$T_{\max} = R_A = 799,52 \text{ kN}$$

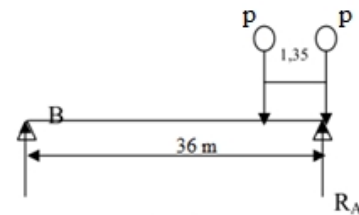


Figure IV-16 : Charges dues à la surcharge Bt

**d) Surcharge Mc120**

La répartition est montrée dans la figure suivante :

On a :

$$\sum M_{/B} = 36 \times R_A - 192,9 \times 6,10 \times (36 - 3,05) = 0$$

Donc :

$$R_A = 1076,99 \text{ kN}$$

$$R_B = 99,7 \text{ kN}$$

D'où:

$$T_{\max} = R_A = 1076,99 \text{ kN}$$

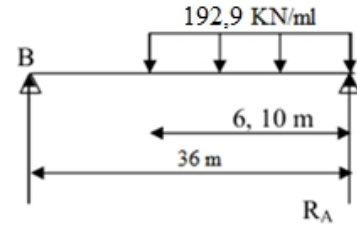


Figure IV-17 : Charges dues à la surcharge MC120

**e) Surcharge D240**

La figure IV-18 illustre la répartition de ce type de charge :

On a :

$$\sum M_{/B} = 0$$

Donc :

$$R_A = 1779,5 \text{ kN}$$

$$R_B = 619,8 \text{ kN}$$

D'où:

$$T_{\max} = R_A = 1779,55 \text{ kN}$$

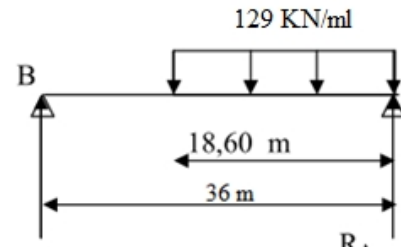


Figure IV-18 : Charges dues à la surcharge D240

Le tableau suivant donne les valeurs des moments fléchissant  $M_{\max}$  :

Tableau IV-11 : Moments maximums

Les charges	Moments max (kN.m)	$M_{\max}/\text{poutre}$ (kN.m)
Poids propre	41402,34	
Surcharge A(l)	15002,82	2143,26
Surcharge B <sub>c</sub>	11849,3595	16927,65
Surcharge B <sub>t</sub>	7052,094	1007,442
Système militaire Mc120	9691,296	1384,47
Charge exceptionnelle D240	16015,995	2339,415

Le tableau IV-12 donne les valeurs des efforts tranchants maximums  $T_{\max}$ .

Tableau IV-12 : Efforts tranchants maximums

Les charges	Tmax/ (kN)	Tmax/poutre (kN)
Poids propre	4600,26	
Surcharge A(l)	1666,8	238,11
Surcharge B <sub>c</sub>	1478,565	211,22
Surcharge B <sub>t</sub>	799,52	114,217
Système militaire Mc120	1076,99	153,85
Charge exceptionnelle D240	1779,55	254,22

### IV.3 Modélisation de l'ouvrage

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. De ce fait, on a utilisé le logiciel Autodesk ROBOT Structural 2020 qui nous a permis de faire une modélisation par élément fini de notre ouvrage.

#### IV.3.1 Etapes de modélisation

La modélisation s'effectue comme suit :

##### A) Etape 1 : Définition des éléments (Figure IV -19)

- Choix des unités, normes et matériaux utilisés.
- Importation des différentes sections.
- Définition des lignes de construction.
- Définition des poutres et entretoise comme élément barre.
- Définition de la dalle comme élément panneau.
- Définition des appuis.

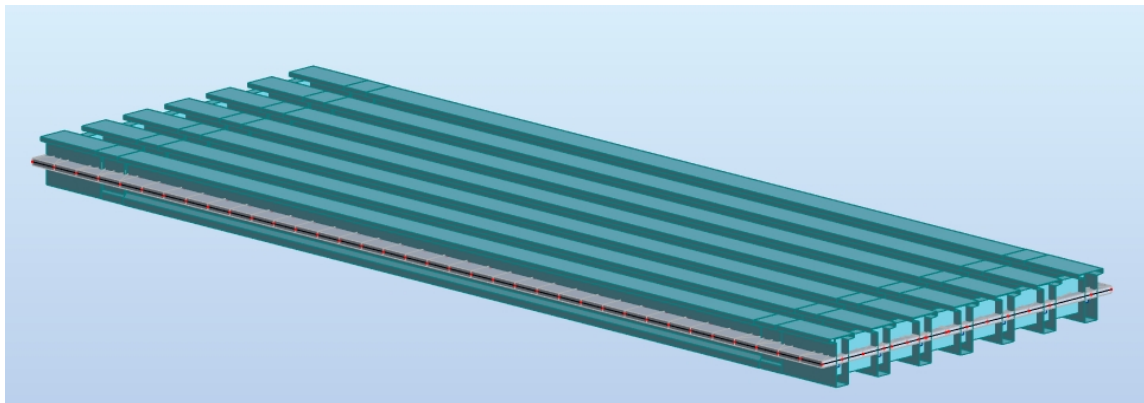


Figure IV-19 : Définition des poutres, dalle, entretoise, appui

##### B) Etape 2 : Affectation des charges et surcharges

L'affectation des charges permanentes CCP (Figure IV-20) comprend :

- Poids des revêtements
- Poids des corniches
- Poids du garde-corps et de la glissière de sécurité.

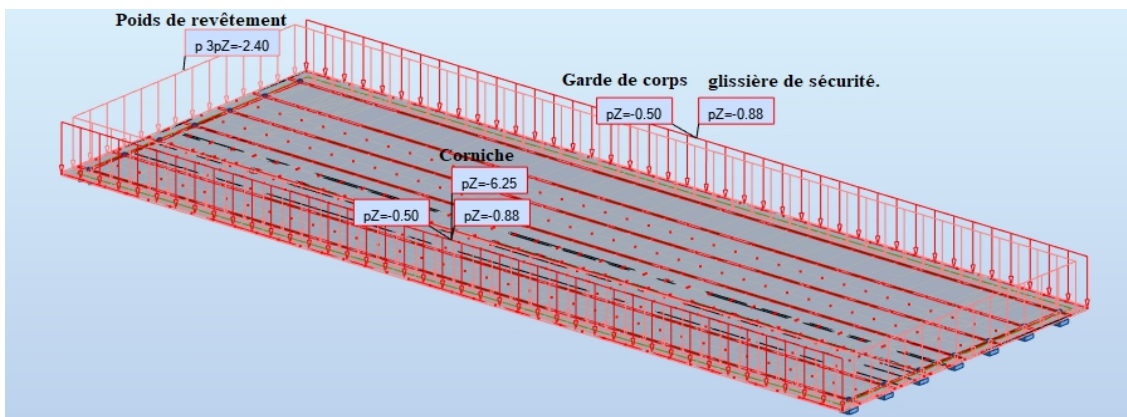


Figure IV-20 : Affectation des charge permanentes CCP

La figure IV-21 illustre l'affectation des surcharges A(1)

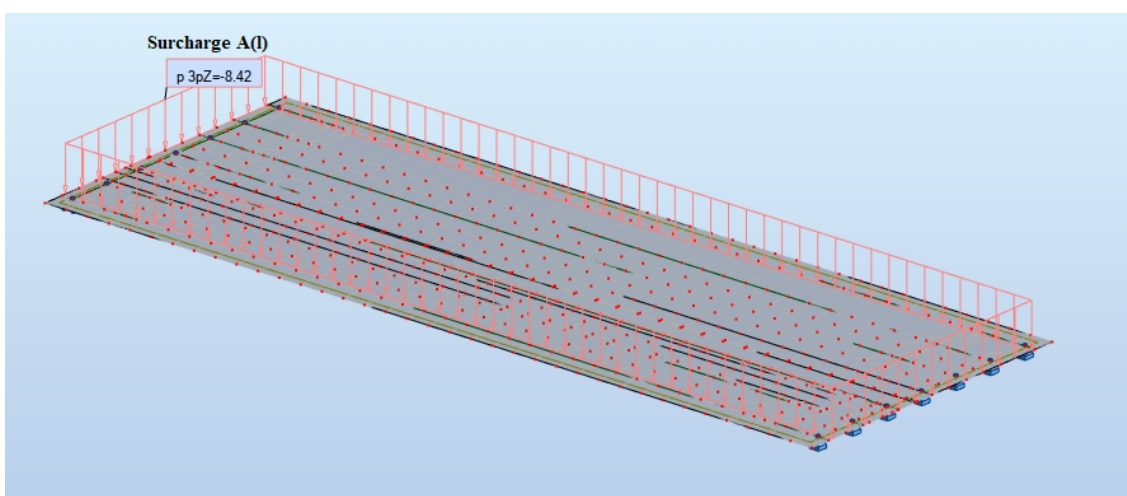


Figure IV-21 : Charges A(1)

La figure suivante représente l'affectation des surcharges roulantes Bc

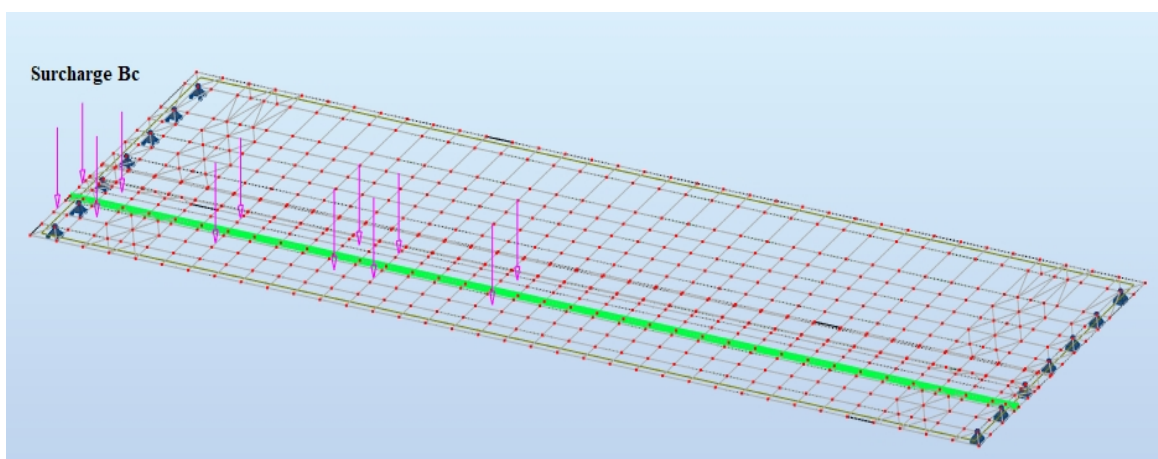


Figure IV-22 : Charge Bc

L'affectation des surcharges roulantes Mc120 est donnée par la figure suivante :

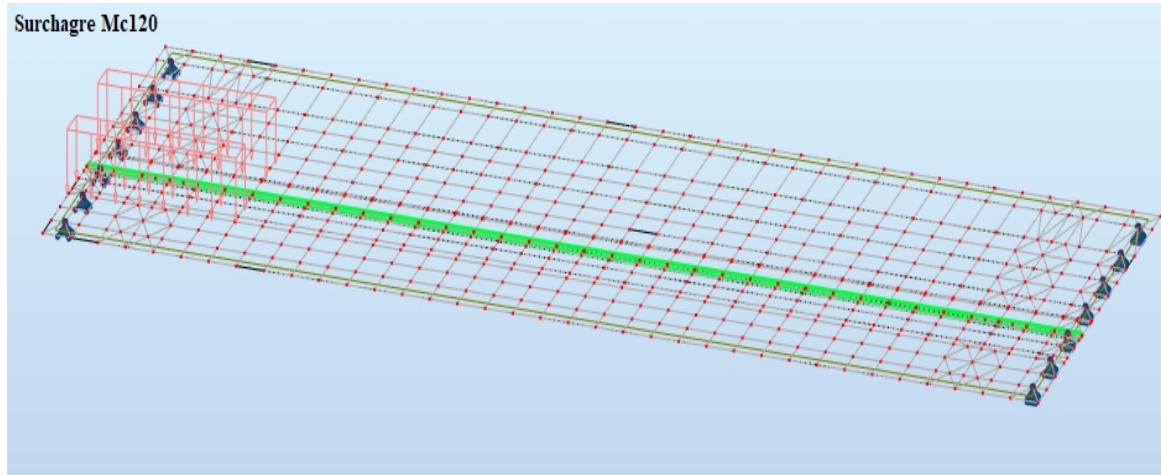


Figure IV-23 : Charge Mc120

L'affectation des surcharge roulante D240 (Figure IV-24).

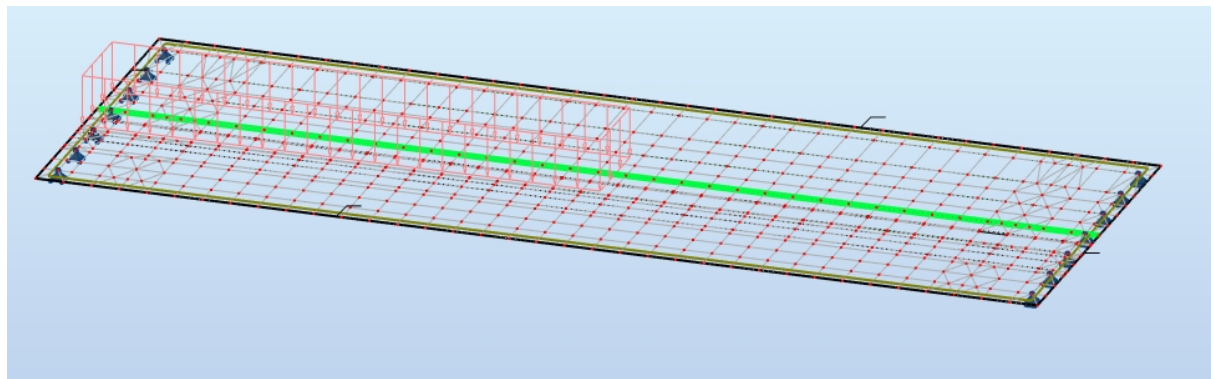


Figure IV-24 : Charge D240

### C. Etape 3 : Définition des combinaisons de charges

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter l'ouvrage :

Tableau IV-13 : Combinaison d'action

Etats	Combinaison
ELU	$1,35G + 1,6 (A + S_t)$
	$1,35G + 1,6 (B_c + S_t)$
	$1,35G + 1,35D240$
	$1,35G + 1,35Mc120$
ELS	$G + 1,2 (A + S_t)$
	$G + 1,2 (B_c + S_t)$
	$G + D240$
	$G + Mc120$

L'exploitation des résultats se fait après analyse des différentes combinaisons.



### IV.3.2 Résultats

#### a) Moment et effort tranchant dus au poids propre de la poutre

La figure IV-25 présente l'allure et la valeur maximale de moment fléchissant dû au poids propre de la poutre.

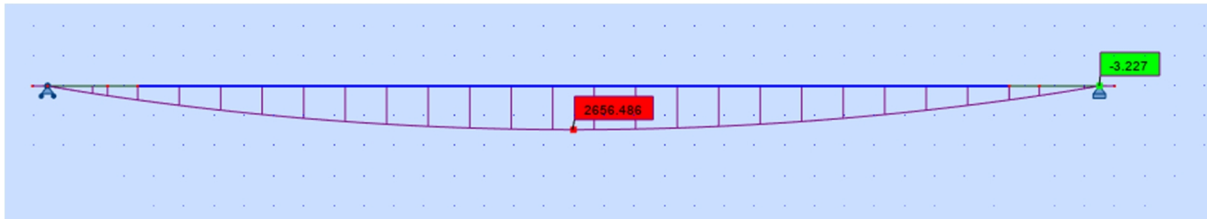


Figure IV-25 : Moment fléchissant dû au poids propre de la poutre

$$M_{\text{poids\_poutre}} = 2,656 \text{ MN.m}$$

La figure IV-26 présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant dû au poids propre de la poutre.

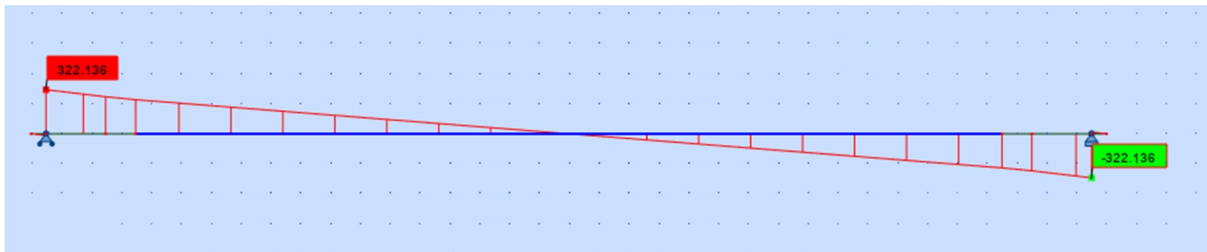


Figure IV-26 : Effort tranchant dû au poids propre de la poutre

$$T_{\text{poids\_poutre}} = 0,322 \text{ MN}$$

#### b) - Moment et effort tranchant à l'ELU

L'effort tranchant et le moment fléchissant maximal sont obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime :

$$1,35 \text{ G} + 1,35 \text{ D240}$$

La figure IV-27 présente l'allure et la valeur maximale de moment fléchissant à l'ELU.

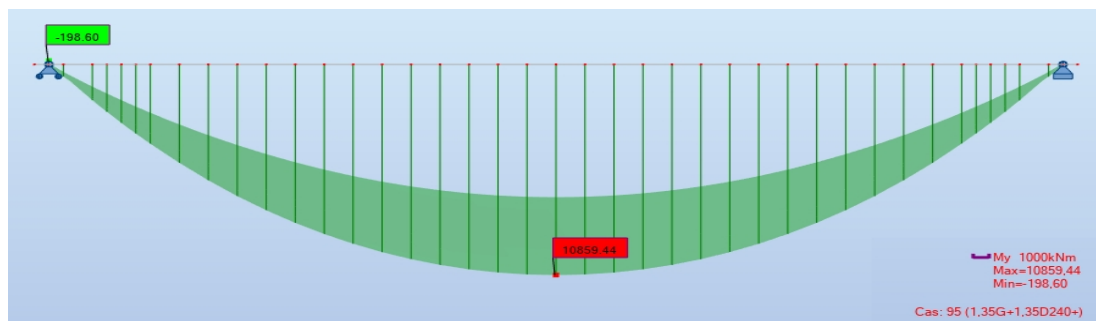


Figure IV-27 : Diagrammes des moments fléchissants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$M_{Elu\_Max}=10,859 \text{ MN.m}$$

La figure suivante présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant :

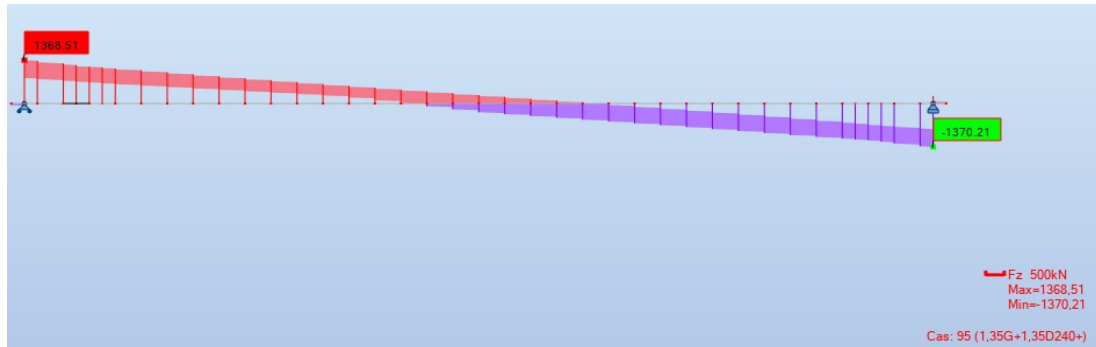


Figure IV-28 : Diagramme des efforts tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$T_{Elu\_Max}=1,368 \text{ MN}$$

c) - Moment et effort tranchant à L'ELS

L'effort tranchant et le moment fléchissant maximal obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite service (G+D240).

La figure IV-29 donne l'allure et la valeur maximale de moment fléchissant :

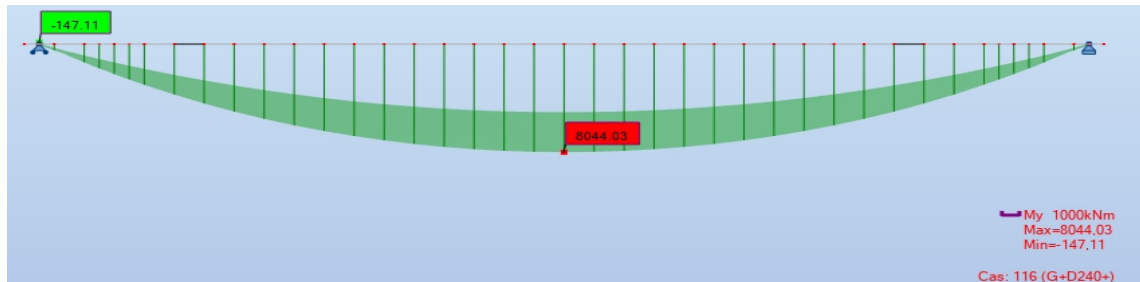


Figure IV-29 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

$$M_{Els\_Max}=8,044 \text{ MN.m}$$

La figure IV-30 présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant :

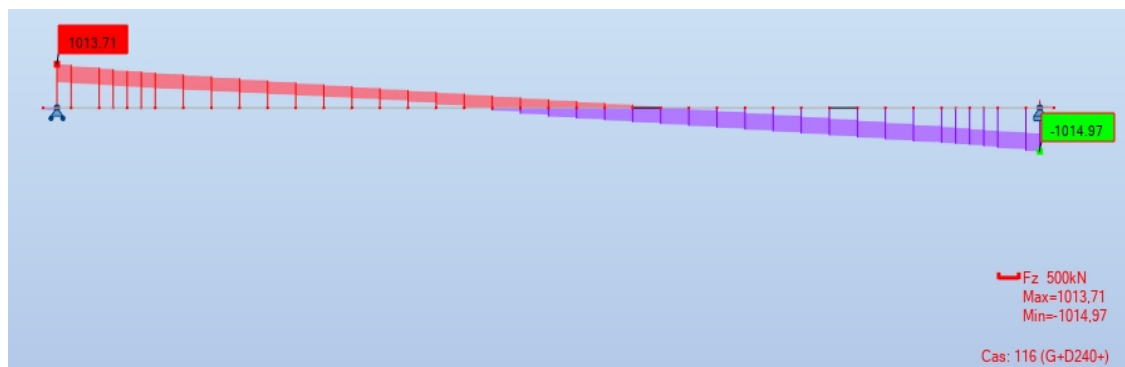


Figure IV-30 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

$$T_{ELS\_Max}=1,013 \text{ MN}$$

**d) - Moment et effort tranchant à L'ELS**

L'effort tranchant et le moment fléchissant maximal obtenus sous le poids propre G à l'ELS.

La figure IV-31 donne l'allure et la valeur maximale du moment fléchissant :

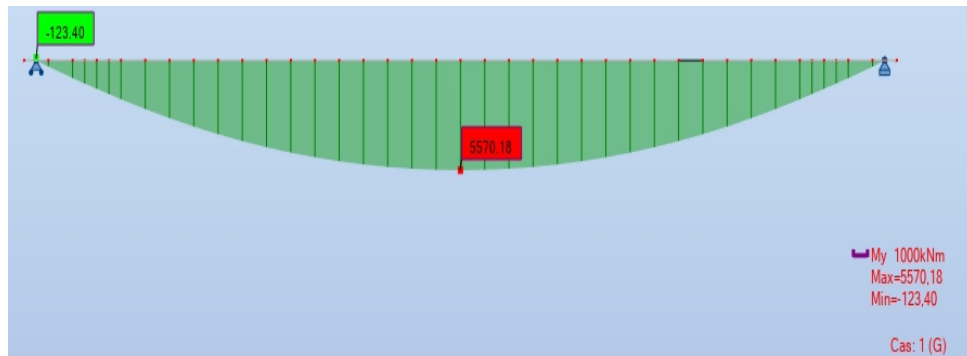


Figure IV-31 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

$$M_{ELS\_Min}=5,57 \text{ MN.m}$$

La figure suivante présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant :

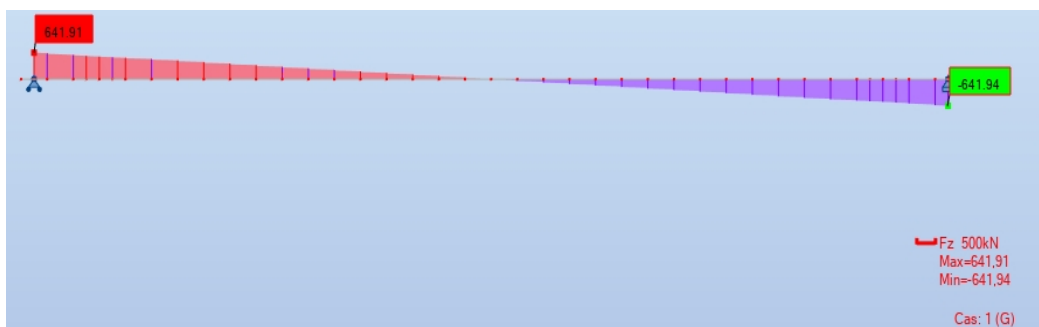


Figure IV-32 : Diagramme des efforts tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

$$T_{ELS\_Min}=0,641 \text{ MN}$$

**IV.4 Conclusion**

A l'aide de logiciel Robot Structural Analysis Professional 2020, nous avons défini les différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage étudié. Celles-ci nous ont permis de déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchant extrêmes à l'ELS et à l'ELU. Ces efforts sont :

**A l'état limite ultime :**

$$(M_{max} =10,859 \text{ MN.m}, T_{max}=1,368 \text{ MN})$$

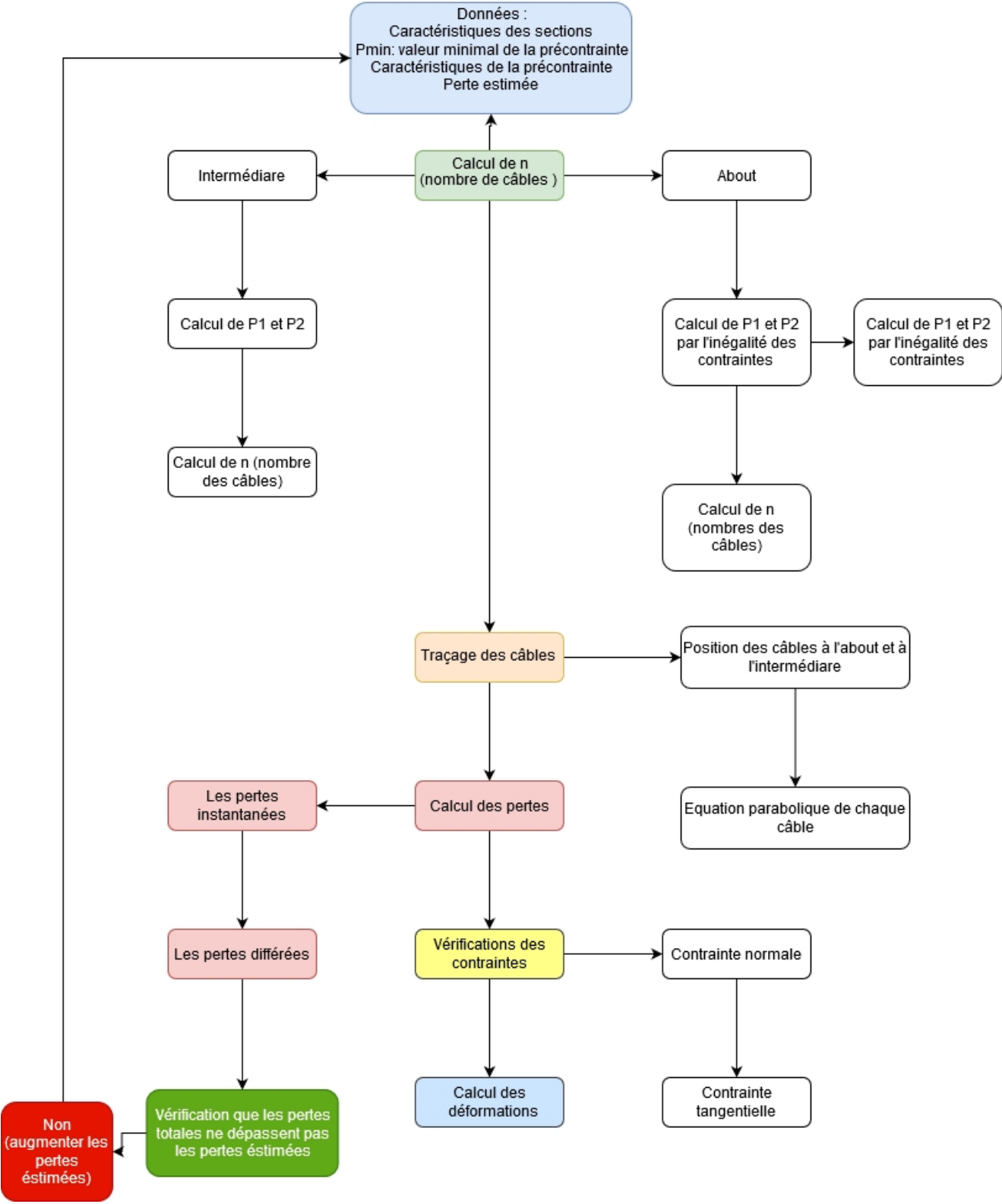
**A l'état limite de service :**

$$(M_{max} =8,044 \text{ MN.m}, T_{max}=1,013 \text{ MN})$$

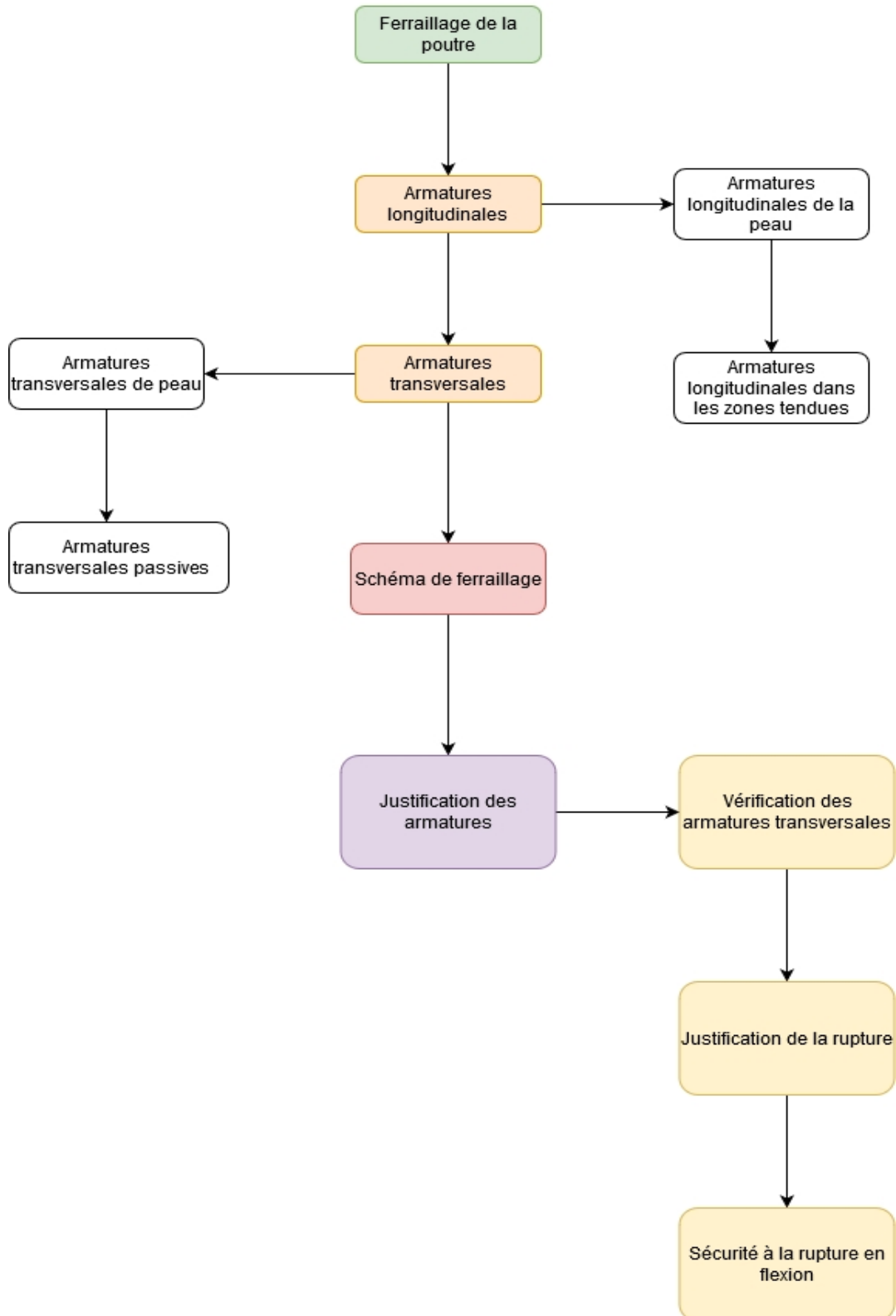
$$(M_{min} =5,57 \text{ MN.m}, T_{min}=0,641 \text{ MN})$$

# Chapitre V : Etude de la précontrainte

# Organigramme du chapitre V (Partie 1)



# Organigramme du chapitre V (Partie 2)



## V.1 Introduction

L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes ou à des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante.

Ce chapitre est consacré aux différentes étapes de l'étude de la précontrainte en post-tension selon le règlement B.P.E.L 91 {2}.

## V.2 Précontrainte par post-tension

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

Les étapes de la réalisation de la précontrainte par post-tension sont illustrées par ordre de réalisation (de 1 à 4) dans la figure suivante :

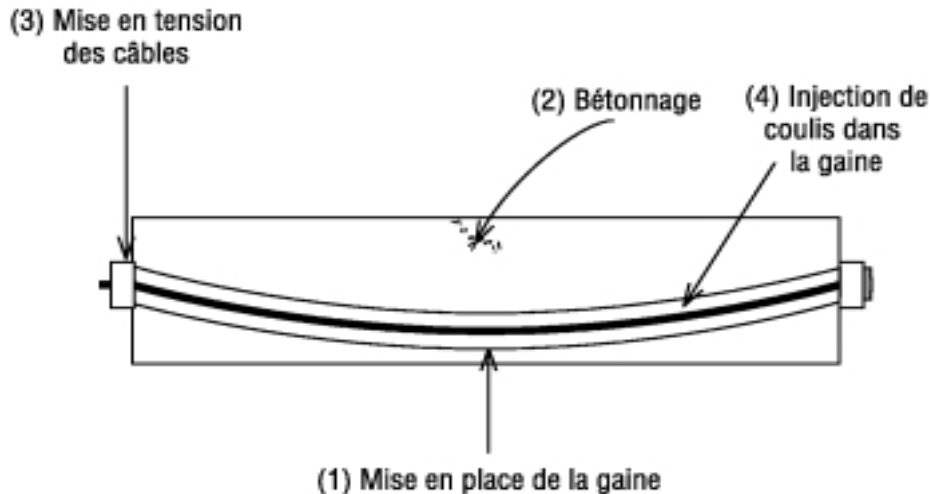


Figure V-1 : Etapes de réalisation de la précontrainte par post-tension

## V.3 Dimensionnement de la précontrainte

### V.3.1 Données de calcul

Les caractéristiques des matériaux sont déjà mentionnées dans le chapitre III. Les moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS sont résumés dans le tableau V-1.

Tableau V-1 : Résultats de calcul

$M_{\max}$ (MN.m)	8,04
$M_{\min}$ (MN.m)	5,57
$M_{\text{poutre}}$ (MN.m)	2,56
$V_M$ (MN)	1,013
$V_m$ (MN)	0,322

Les caractéristiques des sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Caractéristiques des sections

	Section about		Section médiane	
	Poutre	Poutre+dalle	Poutre	Poutre+dalle
A(m <sup>2</sup> )	0,99	1,45	0,65	1,11
H(m)	1,75	2	1,75	2
V(m)	0,81	0,77	0,79	0,67
V'(m)	0,94	1,23	0,96	1,33
I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	0,29	0,58	0,25	0,52
ρ (%)	0,391	0,4258	0,41	0,522
d'(m)	0,175	0,2	0,175	0,2

### V.3.2 Détermination du nombre de câbles

#### a) Nombre de câbles à mi-travée :

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre à  $L/2$ , donc les caractéristiques pris en compte dans le calcul sont celles de la section médiane avec hourdis.

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_M}{P_0}$$

Avec :

$P_{\min}$  : la valeur minimale de la précontrainte en service qui est donnée par :

$$P_M = \text{Sup}(P_I, P_{II})$$



Les valeurs de  $P_I$  et  $P_{II}$  sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_I = \frac{\Delta M + \frac{I \times \sigma_b}{v'} + \frac{I \times \sigma_b}{v}}{\rho \times h} \quad \text{Section sous - critique} \\ P_{II} = \frac{M_{\max} + \frac{I \times \sigma_b}{v'}}{v' + \rho \times v - d'} \quad \text{Section sur - critique} \end{array} \right.$$

On a :

$P_0$  : effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 peut créer.

$$P_0 = \sigma_{P0} \times A_p = 1488 \times 1680 \times 10^{-6} = 2,49 \text{ MN}$$

$\sigma_{P0}$  : tension à l'origine donnée par l'inégalité:

$$\sigma_{P0} \leq (0,8 f_p \quad ; \quad 0,9 f_p \quad ) = \text{Min} (1488; 1503) = 1488 \text{ MPa}$$

Avec :

$$A_p \text{ (section nominale)} = 1680 \text{ mm}^2 \text{ (12T15)}$$

$$f_p = 1860 \text{ MPa} \quad ; \quad f_p = 1670 \text{ MPa}$$

D'après la répartition transversale des efforts, on a :

$$M_{\max} = 8,04 \text{ MN.m (moment maximum à l'ELS).}$$

$$M_{\min} = 5,57 \text{ MN.m (moment sous le poids propre G).}$$

$$\rightarrow \Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 8,04 - 5,57 = 2,47 \text{ MN.m}$$

Les contraintes limite à la traction sont données par :

$$\sigma_b = -1,5 f_t = -4,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = -f_t = -3 \text{ MPa}$$

**Application numérique :**

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I \times \sigma_{bt1}}{v} + \frac{I \times \sigma_{bt2}}{v}}{\rho \times h} = \frac{2,47 + \frac{0,52 \times -4,5}{1,33} + \frac{0,52 \times -3}{0,67}}{0,522 \times 2} = -1,54 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{M_{\max} - \frac{I \times \sigma_{bt2}}{v'}}{v' + \rho \times v - d'} = \frac{8,0 + \frac{0,5 \times -3}{1,3}}{1,3 + 0,5 \times 0,6 - 0,2} = 4,64 \text{ MN}$$

**Interprétation :**

$P_{II} > P_I$  : la section est sur-critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières coupe la zone d'enrobage. Par conséquent, la précontrainte doit reprendre la totalité du poids propre, soit :

$$P_{\text{Min}} = \sup (P_{II}, P_I) = 4,46 \text{ MN}$$

Les pertes de précontrainte sont estimées à 25 % de  $P_0$  :

$$n \geq \frac{P_M}{0,75 \times P_0} = \frac{4,65}{0,75 \times 2,49} = 2,48$$

Donc, le nombre de câbles dans la section médiane est : **3 câbles de 12T15.**

### b) Nombre de câbles à l'about

Pour obtenir le nombre de câbles à l'about, on considère les caractéristiques nettes de la section médiane. Il faut vérifier les deux inégalités suivantes :

- Pour la fibre supérieure :  $\sigma_s \geq \sigma_b$
- Pour la fibre inférieure :  $\sigma_{ii} \leq \sigma_b$

Ce qui donne :

$$\sigma_s = \frac{P}{A} + \frac{v}{I} (P \times e_0 + M_{\text{poutre}}) \geq -1,5 \times f_{tj} = -4,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ii} = \frac{P}{A} - \frac{v'}{I} (P \times e_0 + M_{\text{poutre}}) \leq 0,6 \times f_c = 24 \text{ MPa}$$

Avec :

$$M_p = 2,65 \text{ MN.m}$$

L'excentricité est donnée par :

$$e_0 = - (v' - d') = - (0,96 - 0,175) = - 0,785 \text{ m}$$

On a :

$$\sigma_s = \frac{P}{0,6} + \frac{0,7}{0,2} (P \times -0,785 + 2,65) \geq -4,5 \text{ MPa} \rightarrow P \leq 13,66 \rightarrow n \leq 7,31$$

$$\sigma_{ii} = \frac{P}{0,6} - \frac{0,9}{0,2} (P \times -0,785 + 2,65) \leq 24 \text{ MPa} \rightarrow P \leq 7,5 \rightarrow n \leq 4,01$$

Donc, le nombre de câbles dans l'about est : **3 câbles de 12T15.**

### c) Vérification des contraintes

Les contraintes admissibles à la compression sont :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_c = 24 \text{ MPa} \rightarrow \text{en construction.}$$

$$\sigma_b = 0,5 \times f_c = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{en service.}$$

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$P_m \times n \leq \sigma_b \times A - \frac{\Delta M}{\rho \times h}$$

Où :

A : section nette.

$\rho$  : rendement géométrique.

h : hauteur de la section de la poutre + hourdis.

$$4,64 \times 3 \leq 24 \times 1,11 - \frac{2,47}{0,52 \times 2}$$

$$13,92 \text{ MN} \leq 24,26 \text{ MN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

### Remarque

Les contraintes admissibles en construction et en service sont vérifiées avec 3 câbles de 12T15.

## V.3.3 Traçage et disposition des câbles de précontrainte

### V.3.3.1 Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

La géométrie des câbles est essentiellement parabolique puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

### V.3.3.2 Disposition des câbles

#### a) Section médiane

La distance à mi-travée entre deux câbles est fixée selon les recommandations du B.P.E.L 91 {2}, qui dans le cas de cette étude, est égale ou supérieure au diamètre de la gaine. Nous prenons un espacement égal à 8 cm.

Le tracé des câbles sortants de la section médiane est représenté dans la figure V-2.

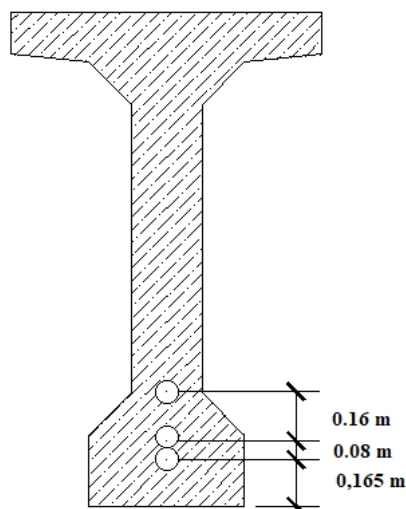


Figure V-2 : Tracé des câbles sortants de la section médiane

**b) - Section d'about**

A l'about, on prend un espacement de 28 cm entre deux câbles successifs, puis on détermine  $d$  de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

La figure V-3 montre la disposition des câbles à l'about.

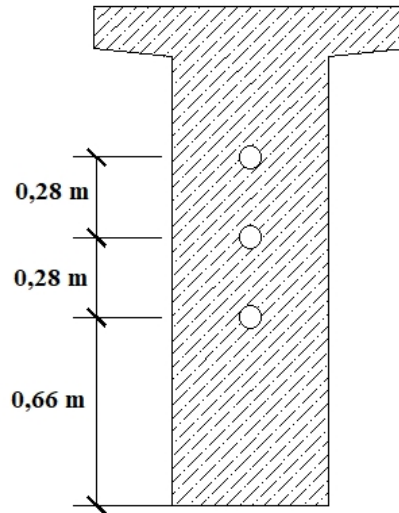


Figure V-3 : Tracé des câbles sortants de l'about

**V.3.3.3 Détermination de l'angle de relevage**

L'angle de relevage  $\alpha$  est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$V_M$ : effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à E.L.S :

$$V_M = 1,01 \text{ MN}$$

$V_m$ : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre de la poutre seule :

$$V_m = 0,322 \text{ MN}$$

$B_n$  : surface nette de la section d'about + hourdis :

$$B_n = B_b - n \times 3,14 \times \frac{(\varnothing 8)^2}{4}$$

$$B_n = 1,52 - (3 \times 3,14 \times 0,04^2) = 1,50 \text{ m}^2$$

$\sigma_x$ : contrainte normale au niveau de la fibre neutre :

$$\sigma_x = P/B_n$$

$$P = 0,75 \times n \times P_0$$

$$P = 0,75 \times 3 \times 2,49 = 5,6 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = 5,6/1,50 = 3,73 \text{ MPa}$$

$\tau$  : contrainte tangentielle limite à l'ELS :

$$\tau = \sqrt{0,4 \times f_{ti} \times (f_{ti} + \sigma_x)}$$

$$\tau = \sqrt{0,4 \times 3 \times (3 + 3,73)} = 2,84 \text{ MPa}$$

$b_n$ : largeur nette de la section d'about + hourdis :

$$b_n = b_0 - n \times \emptyset$$

$$b_n = 0,55 - 0,08 \times 1 = 0,47 \text{ m}$$

$\bar{v}$ : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about :

$$\bar{v} = \tau \cdot b_n \cdot 0,8h$$

$$\bar{v} = 2,84 \times 0,47 \times 0,8 \times 2 = 2,13 \text{ MPa}$$

Donc, on a :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{1,01 - 2,13}{5,6}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{0,322 + 2,13}{5,6}\right)$$

$$-10,59^\circ \leq \alpha \leq 25,96^\circ$$

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_o = \text{Arcsin}\left(\frac{V_M + V_m}{p}\right) = \text{Arcsin}\left(\frac{1,01 + 0,322}{5,6}\right) = 13,76^\circ$$

On prend un angle de relevage de :

Câble 1 = 9°

Câble 2 = 13°

Câble 3 = 25°

### V.3.3.4 Détermination des équations des câbles

Chaque câble aura un tracé parabolique avec une partie courbe  $x_k$  et une partie rectiligne  $x_d$ . Les détails des calculs des équations des câbles figurent dans l'annexe 4.

- Câble 1 :  $Y_1 = 0,012 \cdot x^2$
- Câble 2 :  $Y_2 = 0,024 \cdot x^2$

- Câble 3 :  $Y_3 = 0,066.x^2$

Les caractéristiques et les positions des câbles sont données au tableau V-3.

Tableau V-3 : Caractéristiques des câbles

	$\alpha$ (°)	$y_k$ (m)	$x_k$ (m)	$x_d$ (m)	$a$ (m <sup>-1</sup> )	$L_{tot}$ (m)
Câble 1	9	0,495	6,25	11,75	0,012	36,052
Câble 2	14,52	0,695	5,36	12,64	0,024	36,12
Câble 3	25	0,815	3,49	14,51	0,066	36,24

Allure des câbles est présentée dans la figure suivante :

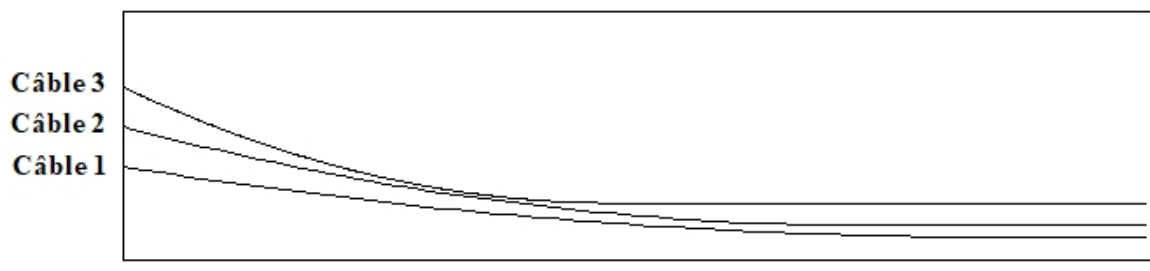


Figure V-4 : L'allure des câbles

## V.4 Calcul des pertes et chutes de tension

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » doivent permettre de définir la tension nécessaire permanente dite « tension de service ». Aussi il faut tenir compte des pertes, des chutes de tension, et de la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension. Ces pertes et chutes sont les suivantes :

### Pertes instantanées :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

### Pertes différées :

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

### V.4.1 Pertes instantanées

#### V.4.1.1 Pertes dues au frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée  $\sigma_{p0}$  à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » (Figure V-5).

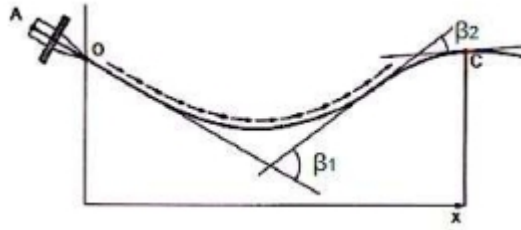


Figure V-5 : Frottements le long du câble

Cette perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{f_l}(x) = \sigma_p \cdot (1 - e^{-(f\theta + \phi x)})$$

Tel que :

$f$  : coefficient de frottement en courbe,  $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$

$\phi$  : coefficient de perte de tension par unité de longueur,  $\phi = 0,002 \text{ m}$

$\sigma_{p0}$  : tension à l'origine,  $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$

$x$  : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

$\theta$  : déviation angulaire totale du câble sur la distance  $x$ , indépendamment de leur direction et de leur signe.

Les résultats des pertes dues aux frottements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-4 : Valeurs des pertes dues aux frottements

	$\alpha$ (deg)	$\theta$ (rad)	X=0	X=L/8	X=L/4	X=L/2
Câble 1 (MPa)	9	0,15	41,48	54,44	67,29	92,63
Câble 2 (MPa)	14,5	0,25	66,24	78,98	91,61	116,52
Câble 3 (MPa)	25	0,436	112,31	124,64	136,85	160,96
Valeur moyenne (MPa)			73,35	86,02	98,58	123,37

#### V.4.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

Après la mise en tension, le vérin est relâché pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par *recul d'ancrage*. Elle est inévitable, et selon la technologie des vérins de mise en tension, elle peut prendre des valeurs comprises entre 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur  $g$  du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte.

Les pertes dues au recul d'ancrage sont données par :

$$\Delta\sigma_{re} = (\sigma_p - \sigma_p')(\lambda - x)/\lambda = 2\sigma_p \Psi\lambda$$

Avec :

$\sigma_p$  : contrainte initiale.

$\sigma_p'$  : contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_0$  : perte de tension.

$g$  : intensité du recul d'encrage,  $g=6$  mm

$E_p$  : module d'élasticité de l'acier,  $E_p = 195000$  MPa

$\lambda$  : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage :  $\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_0\Psi}}$ ,  $\Psi = f \times \frac{\theta}{L} + \phi$

$f=0,18$  rd<sup>-1</sup> ;  $\phi=0,002$  m ;  $\sigma_{p0}$  (MPa)= 1488 MPa ;  $g=6 \times 10^{-3}$  m

Les valeurs de  $\lambda$  sont résumées dans le tableau V-5.

Tableau V-5 : Valeurs de la longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage

	$\alpha$ (°)	$\vartheta$ (rad)	$\Psi$ (rad)	$\lambda$ (m)
Câble 1	9	0,15	0,0028	16,80
Câble 2	14,5	0,25	0,0033	15,53
Câble 3	25	0,43	0,0042	13,74

Les valeurs des pertes dues au recul d'ancrage aux différentes positions sont présentées dans le tableau V-6 et sont calculées à partir de :

$$\Delta\sigma'_{r_i} = \Delta\sigma_{r_i} \left(1 - \frac{x}{\lambda}\right)$$

Tableau V-6 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage aux différentes positions

	X=0	X=L/8	X=L/4	X=L/2
Câble 1 (MPa)	69,99	51,24	32,49	0
Câble 2 (MPa)	76,25	49,7	32	0
Câble 3 (MPa)	85,86	74,06	29,61	0
Valeur moyenne (MPa)	77,36	58,33	31,36	0



**V.4.1.3 Pertes dues au raccourcissement élastique du béton**

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces derniers sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus, précédemment ancrés.

Les règles du béton précontraint aux états limites {2} proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r(x) = \sigma_b(x) \frac{E_p}{2E_{ij}}$$

Avec :

$E_{ij}$  : module de déformation longitudinale de béton :

$E_p$  : module d'élasticité des armatures,  $E_p = 195000$  MPa.

$\sigma_b(x)$  : contrainte normale du béton,  $\sigma_b(x) = \frac{P}{A} + \frac{M(x)e}{I_1} + \frac{P.e^2}{I_1}$

$M(x)$  : moment fléchissant dû au poids propre.

$$P = n \cdot A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_r - \Delta\sigma_{ft}) = n \cdot 1680 \cdot 10^{-6} \cdot (1488 - \Delta\sigma_r - \Delta\sigma_{ft})$$

Les caractéristiques géométriques des câbles sont données dans le tableau V-7.

*Tableau V-7 : Valeurs des excentricités des câbles*

	X= 0L	X= L/8	X= L/4	X= 0,5L
y câble 1 (m)	0,66	0,2	0,165	0,165
y câble 2 (m)	0,94	0,26	0,245	0,245
y câble 3 (m)	1,22	0,405	0,405	0,405
e <sub>1</sub> (m)	-0,28	-0,76	-0,795	-0,795
e <sub>2</sub> (m)	0	-0,7	-0,715	-0,715
e <sub>3</sub> (m)	0,28	-0,555	-0,555	-0,555
e (câble moyen)	0	-0,671	-0,688	-0,688

Les résultats des pertes instantanées par raccourcissements du béton pour la première série de câbles sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V-8 : Pertes par raccourcissement instantané

Section x (m)	X= 0L	X= L/8	X= L/4	X= L/2
P (MN)	7,72	7,6	7,41	7,45
e (câble moyen) (m)	0	-0,671	-0,668	-0,668
M <sub>p</sub> (MN.m)	0	1,15	1,98	2,65
A (m <sup>2</sup> )	0,99	0,65	0,65	0,65
I nette (m <sup>4</sup> )	1,1	0,74	0,74	0,74
Δ r (MPa)	77,36	58,33	31,36	0
Δσ <sub>fi</sub> (MPa)	73,35	86	98,58	123,37
σ <sub>b</sub> (MPa)	7,80	15,39131	10,34	9,75
Δ r (7 jours)	20,70	41,05	39,1	37,52
Δ r (28 jours)	17,64	34,97	33,35	31,97

Les pertes totales dues aux pertes instantanées :

$$i_i = f_i + r_i + r_i$$

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des pertes instantanées :

Tableau V-9 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées

Section	Δσ <sub>fi</sub> (MPa)	Δ r (MPa)	Δ r (M )	Totale (MPa)
X= 0L	73,35	77,36	17,64	168,35
X= L/8	86,02	58,33	34,97	179,32
X= L/4	98,58	31,36	33,35	163,29
X= L/2	123,37	0	31,97	155,34

## V.4.2 Pertes différées

### V.4.2.1 Pertes par retrait

Le retrait se développe dès le durcissement du béton alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire. Par conséquent, les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement dû au retrait effectué après leur mise en tension.

L'expression des pertes par retrait est donnée par le B.P.E.L 91 {2} :

$$r_i = E_p r (1 - r(t_0))$$

Avec :

$E_p$  : module d'élasticité des armatures,  $E_p = 195000$  MPa

$r$  retrait total du béton,  $r = 3.10^{-4}$

$r(t)$ : fonction du temps :

$$r(t) = \frac{t}{t+9r_m}, \quad r_m = \frac{\text{a d k s n}}{\text{périèr d k s}}$$

Le tableau suivant présente les pertes par retrait pour les câbles d'about.

Tableau V-10 : Pertes par retrait pour les câbles d'about

Section	X= 0L	X= L/8	X= L/4	X= L/2
$r_m(c)$	17,4	11,03	11,03	11,03
$r(7)$	0,042	0,065	0,065	0,065
$r(2)$	0,15	0,22	0,22	0,22
$\Delta r_{,7}$ (MPa)	56,043	54,69	54,69	54,69
$\Delta r_{,2}$ (MPa)	49,72	43,63	45,63	45,63

#### V.4.2.2 Pertes par fluage

Le béton est maintenu sous charge fixe indéfiniment appliquée. Sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement de façon continue avec le temps : c'est le phénomène du fluage.

$$f_{l=2} = 2 \cdot b \cdot \frac{E_p}{E_{ii}}$$

Avec :

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

$$b(x) = \frac{P}{A_n} + \frac{M(x)e}{I_n} + \frac{P \cdot e^2}{I_n}$$

$$P = n \cdot A_p \cdot (1488 - r - f_l - r)$$

Les câbles sont tirés à 28 jours, avec une dissipation estimée à 25 % du fluage du béton. Donc :

$$f_{l=2} = 2 \cdot b \cdot \frac{E_p}{E_{ii}} (1 - 0,25) = 1,5 \cdot b \cdot \frac{E_p}{E_{ii}}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau V-11 :

Tableau V-11 : Pertes dues au fluage du béton

	X= 0L	X= L/8	X= L/4	X= 0,5L
P (MN)	6,651	6,595	6,6	6,71
$\sigma_b(x)$ (MPa)	6,71	13,11	12,51	11,99
$\Delta f_l$ (MPa)	52,23	101,9	97,26	93,23

#### V.4.2.3 Pertes par relaxation des aciers

La perte finale de tension due à la relaxation des armatures est donnée par le BPEL :

$$r_r = 0,06 \mu_0 (\mu - \mu_0) p$$

Avec :

$$\rho_{1000} = 2,5\%$$

$$\mu(x) = p(x)/f_p$$

$$f_p = 1860 \text{ MPa}$$

$p(x)$ : Contrainte initiale, c'est-à-dire après les pertes instantanées :

$$p(x) = p - i_i$$

$\mu_0$  : coefficient pris pour l'armature TBR  $\mu_0 = 0,43$  (B.P.E.L 91 {2}).

Les pertes par relaxation sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-12 : Pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about

Section	X= 0L	X= L/8	X= L/4	X= 0,5L
$\sigma_p(x)$ (MPa)	1317,1	1303,76	1331,25	1339,34
$\mu(x)$	0,70	0,70	0,71	0,72
$\Delta r_r$ (MPa)	55,32	53,70	56,0	58,27

Les pertes totales dues aux pertes différées :

$$d = r_r + \frac{5}{6} r_r + f_l$$

Avec :

$r_r$  : pertes par retrait.

$r_r$  : pertes par relaxation.

$f_l$  : pertes par fluage.

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des pertes différées :

Tableau V-13 : Pertes différées totales

	X= 0L	X= L/8	X= L/4	X= L/2
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	49,72	43,63	45,63	45,63
$\Delta f_l$ (MPa)	52,23	101,9	97,26	93,23
$5/6\Delta r$ (MPa)	46,1	44,75	46,66	48,55
$\Delta d$ (MPa)	148,05	190,28	189,55	187,41

Les pertes totales (Tableau V-14) sont :

$$t_t = ( \sigma_{ia} + \sigma_{da} )$$

$$\text{Pertes (\%)} = \frac{\Delta t_t}{\sigma_{p0}}$$

Tableau V-14 : Evaluation des pertes totales

X(m)	X= 0L	X= L/8	X= L/4	X= L/2
$\Delta t_t$ (MPa)	316,4	369,6	352,84	342,75
Pertes (%)	21,26	24,83	23,71	23,03

### Interprétation :

Le calcul des pertes donne une valeur maximale de 24,83 % qui ne dépasse pas celle des pertes estimées à 25 %

## V.5 Vérification des contraintes

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes plus importantes que celles obtenus en service. Il faut donc faire une vérification des contraintes pour chaque phase.

La vérification des contraintes normales et tangentielles se fait selon le B.A.E.L 91 {1} pour les 4 phases suivantes :

Tableau V-15 : Phases de construction

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Après	7 jours	28 jours	A vide	En service
Mise en tension	50%	100%	100%	100%
Section résistante	Section nette de la poutre seul	Section nette de la poutre seul	Section homogène de la poutre + hourdis	Section homogène de la poutre + hourdis
Les pertes	10%	20%	25%	25%
Moment considérer	Poids propre de la poutre seul	Poids propre de la poutre seul	Poids propre du tablier (+ corniche, glissière... etc.)	Combinaisons la plus défavorable

Le calcul des caractéristiques nettes et homogènes de la section est résumé dans l'annexe 5.

Les caractéristiques brutes et nettes de la section médiane (poutre seule) sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-16 : Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane sans hourdis

	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V' (m)	V (m)
Section brute	0,69	0,25	0,96	0,79
Section nette	0,675	0,24	0,975	0,775

Les caractéristiques brute et nette de la section médiane (avec hourdis) sont données dans le tableau :

Tableau V-17 : Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane avec hourdi

	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V' (m)	V (m)
Section brute	1,16	0,52	1,33	0,67
Section nette	1,145	0,502	1,34	0,66

Les caractéristiques homogènes de la section médiane (avec hourdis) sont données dans le tableau suivant :

Tableau V-18 : Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + hourdis)

$A_h$ (m <sup>2</sup> )	$V'_h$ (m)	$v_h$ (m)	$I_h$ (m <sup>4</sup> )
1,17	1,343	0,657	0,547

### V.5.1 Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification se fait à la classe 1, selon le règlement B.A.E.L 91 {N1}.

#### a) Vérification de la contrainte normale

La vérification des contraintes normales dans la section nette est donnée par :

$$\begin{cases} \text{sup} = \frac{nP_i}{A_n} + (M_p + M) \times \frac{v}{I_n} & \overline{\sigma}_{ts} \\ \text{inf} = \frac{nP_i}{A_n} + (M_p + M) \times \frac{v}{I_n} & \overline{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

Avec :

$P_i$  Précontrainte à l'instant  $t$  :

$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8 \times k \times P$  (en phase de construction)

$P_2 = 0,98 \times k \times P_0 - 1,2 \times P$  (en phase de service)

$M_p$  : moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_i \times \sum (v' - y_k)$$

Contraintes admissibles :

$$\text{Pour 7 jours} \begin{cases} \sigma_c = 0,6 f_c = 15,9 \text{ MPa} \\ \sigma_{ti} = -0,7 f_{ti} = -1,53 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour 28 jours} \begin{cases} \sigma_c = 24 \text{ MPa} \\ \sigma_{ti} = -2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-19 : Vérification des contraintes normales à l'ELS

	$\Delta P$ (%)	$P_i$ (M)	M (MN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{ti}$ (MPa)
Phase 1	10	3,51	2,65	5,78	3,17
Phase 2	20	6,42	2,65	21,37	4,19
Phase 3	25	6,13	5,57	7,67	4,03
Phase 4	25	5,08	8,04	7,01	-2,04

**Observation :**

D'après le tableau, on remarque que les contraintes normales sont vérifiées.

**b) Vérification des contraintes tangentielles**

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

Pour cela, on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_x = 0,4f_{ct} \left( f_{ct} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \frac{V_r^2}{I_n^2} \\ \tau(y) = 2 \frac{f_{ct}}{f_c} (0,6f_{ct} - \sigma_x) \left( f_{ct} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \frac{V_r^2}{I_n^2} \end{cases}$$

Avec :

$\tau(y)$  : contrainte tangentielle qui est donnée par la formule suivante :

$$\tau(y) = \frac{V_r \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n(y)}$$

$V_r$  : effort tranchant réduit :

$$V_r = V_s - \sum p_i \sin \alpha_i$$

$S(y)$  : moment statique par rapport à l'axe  $G_z$  de la partie de section située au-dessus de l'ordonnée  $y$  :

$$S(y) = \frac{I_n}{0,8h}$$

$b_n(y)$  : largeur de l'âme de la poutre :

$$b_n = b_0 - m \times k \times \varphi$$

$$\begin{cases} m = \text{nombre de gaines par lit.} \\ K = 0,5 \text{ dans le cas des cables injectés au coulis de ciment} \\ \varphi = 80\text{mm diamètre de gaine.} \end{cases}$$

$\sigma_x$  : contrainte normale longitudinale au centre de gravité qui est donnée par la formule :

$$\sigma_x = \frac{p_i \cos \alpha_i}{A_n}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-20 : Vérification des contraintes tangentielles à l'ELS

	$P_i$ (M)	$V_r$ (M)	$\sigma_x$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)
Phase 1	1,22	0,44	4,14	0,72	2,0	3,07
Phase 2	2,36	1,21	8,28	1,62	3,03	4,42
Phase 3	2,13	0,69	5,97	1,3	2,84	4,31
Phase 4	2,13	0,32	5,97	0,5	2,70	4,20



## Observation

D'après le tableau, on remarque que les contraintes tangentielles sont vérifiées.

## V.6 Calcul des déformations

Les différentes déformations que peut subir une construction en béton précontraint sont :

- Les flèches et les rotations qui sont dues essentiellement aux charges permanentes et surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température).

Pour le calcul de ces déformations, on utilise la méthode énergétique.

### V.6.1 Flèche due au poids propre

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{4 \times E_V \times I_G} = 11,4 \text{ cm}$$

Avec :

$L = 36\text{m}$  (longueur totale)

$M_G = 5,57 \text{ MN}$  (moment du E.L.S min)

$E_V = 12653,82 \text{ MPa}$  (module de déformation longitudinale différée)

$I_G$  : moment d'inertie (poutre+ hourdis) =  $0,52 \text{ m}^4$

### V.6.2 Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les charges sont uniformément réparties :

$$f_S = \frac{5 \times \Delta M \times L^2}{4 \times E_V \times I_G} = 5,06 \text{ cm}$$

La flèche maximale à l'ELS est donnée par :

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 2,47 \text{ MN.m}$$

### V.6.3 Contre-flèche

Flèche due à la précontrainte est donnée par :

$$f_p = \int_0^1 \frac{M_p \cdot \bar{M}}{E_V \times I_G}$$

Avec :

$\bar{M}$  : Moment unitaire à mi-travée.

$M_p(x)$  : Moment dû à la précontrainte, donné par l'expression suivante :

$$M_P(x) = \sum N_i \cdot e_{pi}$$

$$\begin{cases} N_i = P_i \cos(\alpha_i) \\ P_i = A_p (\sigma_p - \sigma_T) \end{cases}$$

Les résultats sont donnés par :

**Section d'about**

$$P_1 = 1680 \times 10^{-6} \times (1488 - 316,4) \times \cos(9) = 1,94 \text{ MN}$$

$$P_2 = 1680 \times 10^{-6} \times (1488 - 316,4) \times \cos(14,52) = 1,9 \text{ MN}$$

$$P_3 = 1680 \times 10^{-6} \times (1488 - 316,4) \times \cos(25) = 1,78 \text{ MN}$$

**Section médiane**

$$P_1 = 1680 \times 10^{-6} \times (1488 - 342,57) = 1,92 \text{ MN}$$

$$P_2 = 1680 \times 10^{-6} \times (1488 - 342,57) = 1,92 \text{ MN}$$

$$P_3 = 1680 \times 10^{-6} \times (1488 - 342,57) = 1,92 \text{ MN}$$

Le tableau suivant présente les valeurs de la flèche due à la précontrainte.

Tableau V-21 : Flèche due à la précontrainte à l'about et à mi-travée

Section	Câbles d'about		$M_p = M_P(x) = \sum N_i \cdot e_{pi}$
	e (m)	Ni (MN)	
X= 0L	-0,3	1,94	-0,157 MN.m
	-0,02	1,9	
	+0,26	1,78	
X= 0,5L	-0,795	1,92	-3,96 MN.m
	-0,715	1,92	
	-0,555	1,92	

$M_p(x) \bar{M} dx$  : représente l'air du diagramme des moments de précontrainte

$\bar{M}$  : présente le moment fléchissant sous un effort unitaire.

Les diagrammes de M et  $\bar{M}$  sont montrés dans le figure suivant :

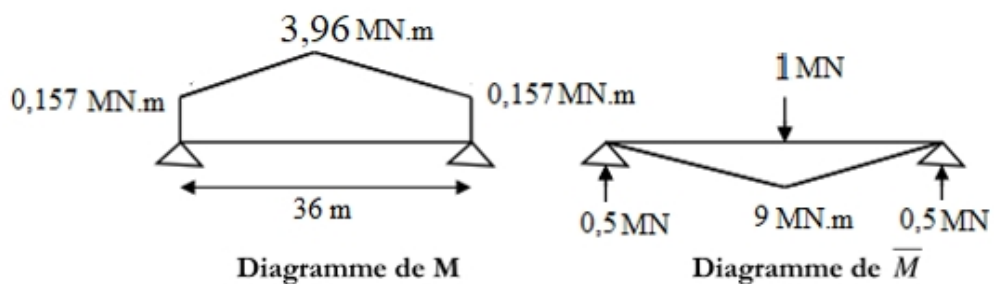


Figure V-6 : Diagramme de  $\bar{M}$  et M

On a:

$$M_p(x)\overline{M}dx = -\frac{1}{6}(9)(18)(-0,157 + 2 \times 3,96) = -209,6 \text{ MN.m}$$

Alors :

$$f_p = \frac{2 \times (-209,6)}{12653,82 \times 0,25} = -13,25 \text{ cm}$$

D'où :

$$f_p = -13,25 \text{ cm}$$

#### V.6.4 Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - f_G) = \frac{3}{4}(13,25 - 11,4) = 1,38 \text{ cm}$$

#### V.6.5 Flèche en service

La flèche en service est donnée par :

- A vide :  $f = f_g + f_p + f_c = 11,4 - 13,25 + 1,38 = -0,47 \text{ cm}$
- En charge :  $f = f_g + f_p + f_s + f_c = 11,4 - 13,25 + 1,38 + 5,06 = 4,59 \text{ cm}$

La flèche calculée en charge :  $f = 4,59 \text{ cm}$ .

La flèche admissible : ( $L/500 = 7,2 \text{ cm}$ ) doit être supérieure à la flèche calculée (4,59), d'où la condition est vérifiée.

#### V.6.6 Déplacement dû à la température

La température constitue une part importante du déplacement. La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta T = \frac{L}{2} \times t$$

$\xi t$  : coefficient de la température ;  $\xi t = 0,0003$

$$\Delta T = 5,4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

#### V.6.7 Déplacement dû au retrait

C'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On utilise une première approximation :

$$\Delta L_r = \frac{L}{2} \times r$$

Avec :

$$r = 0,0003$$

D'où :

$$\Delta L_r = 5,4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

### V.6.8 Déplacement dû au fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées. On prend comme première approximation :

$$\Delta L_f = \frac{L \times f}{2E_p} = 36 \times \frac{9,2}{2 \times 1}$$

D'où :

$$\Delta L_f = 0,0086 \text{ m}$$

### V.6.9 Calcul des rotations

#### V.6.9.1 Rotation sous le poids propre

La rotation sous le poids propre est donnée par :

$$G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_V \times I_G}$$

Avec :

$$L = 36 \text{ m}$$

$$M_G = 5,57 \text{ MN.m}$$

$E_V$  : module de déformation longitudinale différée.

$I_G$  : moment d'inertie (poutre + hourdis = 0,52 m<sup>4</sup>)

D'où :

$$G = 0,01 \text{ rad}$$

#### V.6.9.2 Rotation sous les surcharges

L'expression de  $s$  est donnée par :

$$s = \frac{M_S \times L}{3 \times E_V \times I_G}$$

Avec :

$$L = 36 \text{ m}$$

$$M_S = 2,47 \text{ MN.m}$$

D'où :

$$s = 0,0045 \text{ rad}$$

#### V.6.9.3 Rotation d'appui sous la précontrainte

L'expression de  $p$  est donnée par :

$$p = \frac{-1}{E} \int M_p(x) \bar{M} dx$$

Avec :

$\int M_p(x) \bar{M} dx$  : représente l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

On a :

$$\int M_p(x) \bar{M} dx = A + B$$

$$A = \frac{18}{6} [1(2 \times 0,157 + 3,95) + 0,5 (0,157 + 2 \times 3,95)] = 24,93 \text{ MN.m}$$

$$B = \frac{1}{6} \times 0,5 \times (0,157 + 2 \times 3,95) = 12,11 \text{ MN.m}$$

D'où :

$$p = - 0,00562 \text{ rad}$$

#### V.6.9.4 Rotation totale

La rotation totale est :

$$\text{A vide : } = p + G = 0,005 \text{ rad}$$

$$\text{En charge : } = p + G + s = 0,0095 \text{ rad}$$

#### V.6.10 Résultats

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

*Tableau V-22 : Flèches et rotations totales*

	Flèche totale	Rotation totale
À vide	-0,47 cm	0,015 rad
En charge	4,59 cm	0,0295 rad

La flèche maximale est :

$$f = 4,59 \text{ cm} \quad \bar{f} = L/500 = 7,2 \text{ cm (Vérifiée)}$$

### V.7 Ferrailage de la poutre

#### V.7.1 Armatures longitudinales de peau

Ces armatures limitent la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte. La section de l'armature de peau est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times r \text{ (m)} = 3 \times 5,89 \text{ m} = 17,67 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% A_n = 0,1 \times 6750 = 6,75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Avec :

$r$  périmètre de la section à mi-travée sans hourdis.

$A_n$  : Surface nette de la section à mi-travée.

D'où :

$$A_{\min} = 17,67 \text{ cm}^2 \text{ (16HA12)}$$

#### V.7.2 Armatures longitudinales dans les zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale  $A_s$ .

$$A_s = \frac{B_t}{1} + \left( \frac{N_B}{f_e} \times \frac{f_{t_i}}{\sigma_B} \right)$$

Avec :

$f_e$  : limite élastique d'acier,  $f_e = 500$  MPa

$B_t$  : aire de la section du béton en traction.

$$B_t = 0,1995 - 0,01256 = 0,18694 \text{ m}^2$$

$Y$  : distance entre fibre inférieur et l'axe neutre,  $Y = 41$  cm

$f_{t_i}$  : contrainte admissible de traction,  $f_{t_i} = 3$  MPa

$\sigma_B$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction,  $\sigma_B = 2,04$  MPa

$N_B$  : résultante des contraintes de traction correspondantes.

$$N_B = \sigma_B B_t / 2 = 0,18694 \times 2,04 / 2 = 0,19 \text{ MN.}$$

La figure V-7 montre le diagramme des contraintes à mi travée.

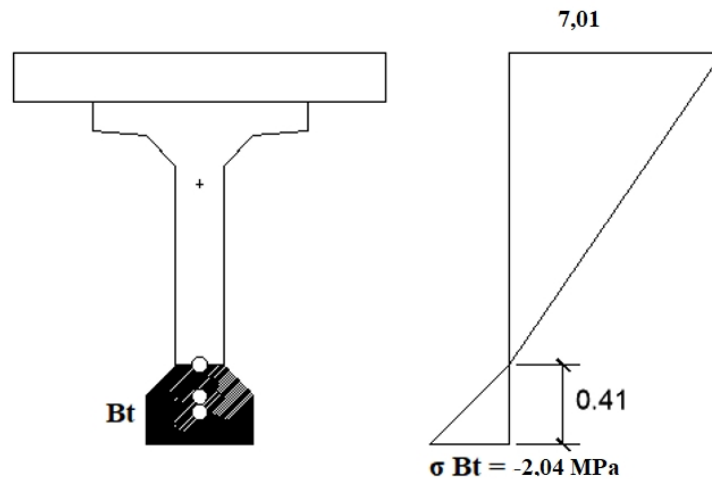


Figure V-7 : Diagramme des contraintes à mi travée

D'où :

$$A_s = \frac{0,1}{1} + \left( \frac{0,1}{5} \times \frac{3}{2,0} \right) = 7,45 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_s \text{ (5HA14 = 7,7 cm}^2\text{)}$$

### V.7.3 Armatures transversales de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA12, avec un espacement de 20 cm.

### V.7.4 Armatures passives transversales

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre. Pour éviter une rupture fragile par effort tranchant, ce minimum doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{s} \leq 0.6 \text{ MPa}$$

On a :

$$A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ (2HA12)}$$

$$b_n = 0,55 \times 90\% = 49,5 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{2,26}{49,5 \times S_t} \times \frac{5}{1,1} \leq 0,6 \rightarrow S_t = 33,08 \text{ cm}$$

Ces armatures sont caractérisées par leurs sections  $A_t$  incluant les armatures de peau. Leur espacement  $S_t$  est tel que :

$$S_t = 0,33 \text{ m} < \min(0,8h, 0,3b \text{ âme}, 1\text{m}) = \min(1,6 ; 7,5 ; 1) = 1 \text{ m}$$

La figure V-8 suivante présente le ferrailage de la poutre.

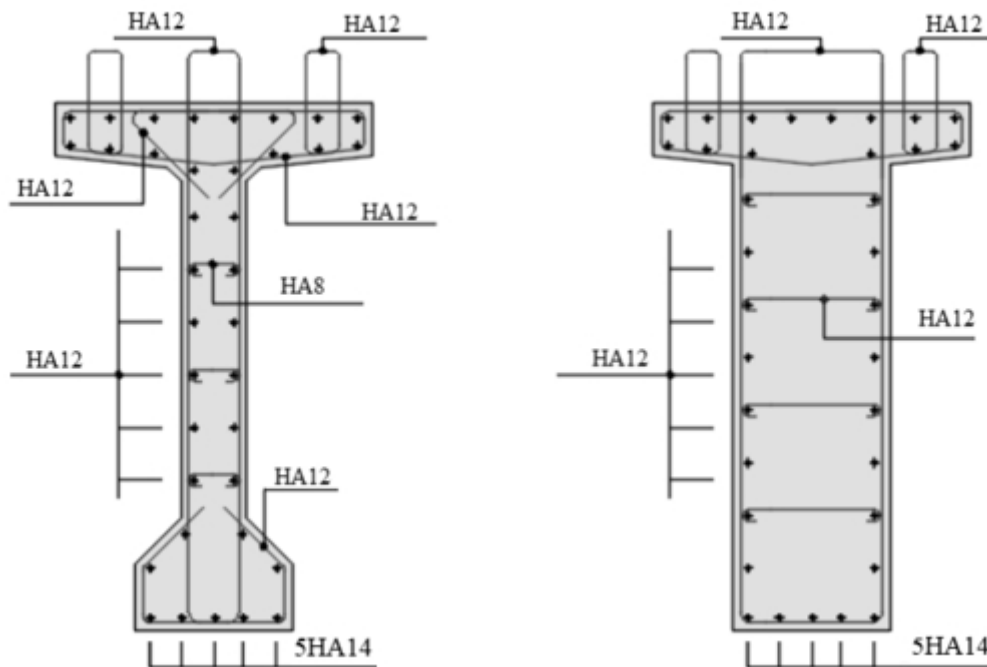


Figure V-8 : Ferrailage de la poutre

## V.8 Vérification à l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent les vérifications suivantes :

### V.8.1 Justification des armatures transversales

Pour la justification des armatures transversales, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$r_{t,u}(y) = \frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{s} \times \frac{1}{\text{tg}(\alpha)} + \frac{f_{ti}}{3} = -$$

Avec :

$$\tau_{r,u}(y) = \frac{V_{r,u}}{0,8 \times h \times b_n} = \frac{0,391}{0,8 \times 2 \times 0,495} = 0,493 \text{ MPa}$$

Soit  $\beta$  l'angle de l'inclinaison de bielle de béton, tel que :

$$\text{tg}(2\beta) = \frac{\tau_{r,u}(y) \times 2 \times A_n}{\sigma_x} = \frac{2 \times 0,4 \times 1,1}{4,6} = 0,24 \rightarrow \beta = 6,77^\circ < 30^\circ$$

On prend :

$$\begin{aligned} &= 30^\circ \\ - &= \frac{2,26 \times 10 - 4}{0,495 \times 0,33} \times \frac{500}{1,15} \times \frac{1}{\text{tg}30} + \frac{3}{3} = 2,04 \text{ MPa} \end{aligned}$$

D'où :

$$\tau_{r,u}(y) = 0,493 < \bar{\tau} = 2,04 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

### V.8.2 Justification de la rupture par l'effort tranchant

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_{r,u} \leq \frac{f_c}{6} = 6,66 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_u = 1,35 \times (0,614) + 1,35 \times (1,013) - 0,322 = 1,874 \text{ MP}$$

Donc :

$$\tau_{r,u} = \frac{V_u \times S}{b_n \times I_G} = \frac{1,874 \times 1,7}{(0,9 \times 0,55) \times 2,61} = 2,58 \text{ MPa} \quad 6,66 \text{ MPa vérifiée}$$

### V.8.3 Vérification de l'inclinaison de la bielle béton

L'angle de fissuration le plus probable avec la ligne moyenne de la poutre ne doit pas dépasser  $30^\circ$ . Il est calculé à partir de la formule suivante :

$$\text{tg}(2\beta) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x} = \frac{2 \times 2,5}{4,6} = 1,1$$

Donc :

$$\beta = 23,98^\circ < 30^\circ$$

### V.8.4 Sécurité à la rupture en flexion

La combinaison à L'ELU doit vérifier les inégalités suivantes :

$$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q \leq M_{RA}$$

$$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q \leq M_{RB}$$

Avec :

$M_u$  : moment ultime à l'ELU.

$M_{RB}$  : moment résistant à la rupture du béton.

$M_{RA}$  : moment résistant à la rupture des aciers actifs.

On a :



$$M_u = 1,35 (5,57) + 1,5 (8,04) = 19,5795 \text{ MN.m}$$

$$M_{RA} = (2 - 0,2) \times 3 \times 1680 \times 10^{-6} \times 1860 = 16,87 \text{ MN.m} \quad 19,5795 \text{ MN.m}$$

$$M_{RB} = 0,8 \times e \times (h - d)^2 \times f_{bu} = 0,8 \times 0,25 \times 22,66 \times (2 - 0,2)^2 = 14,68 \text{ MN.m}$$

$$14,68 \text{ MN.m} \quad 19,5795 \text{ MN.m}$$

Pour l'hourdis, on a :

$$M_{\text{hourdis}} = \min \begin{cases} 0,8 \times (b - b_0) \left(h - \frac{h_0}{2}\right) h_0 f_c \\ 0,35(b - b_0) h^2 f_c \end{cases} = \min \begin{cases} 12,672 \text{ MN.m} \\ 30,8 \text{ MN.m} \end{cases}$$

Donc :

$$M_{\text{hourdis}} = 12,672 \text{ MN.m} \quad 19,5795 \text{ MN.m} \rightarrow \text{vérifié}$$

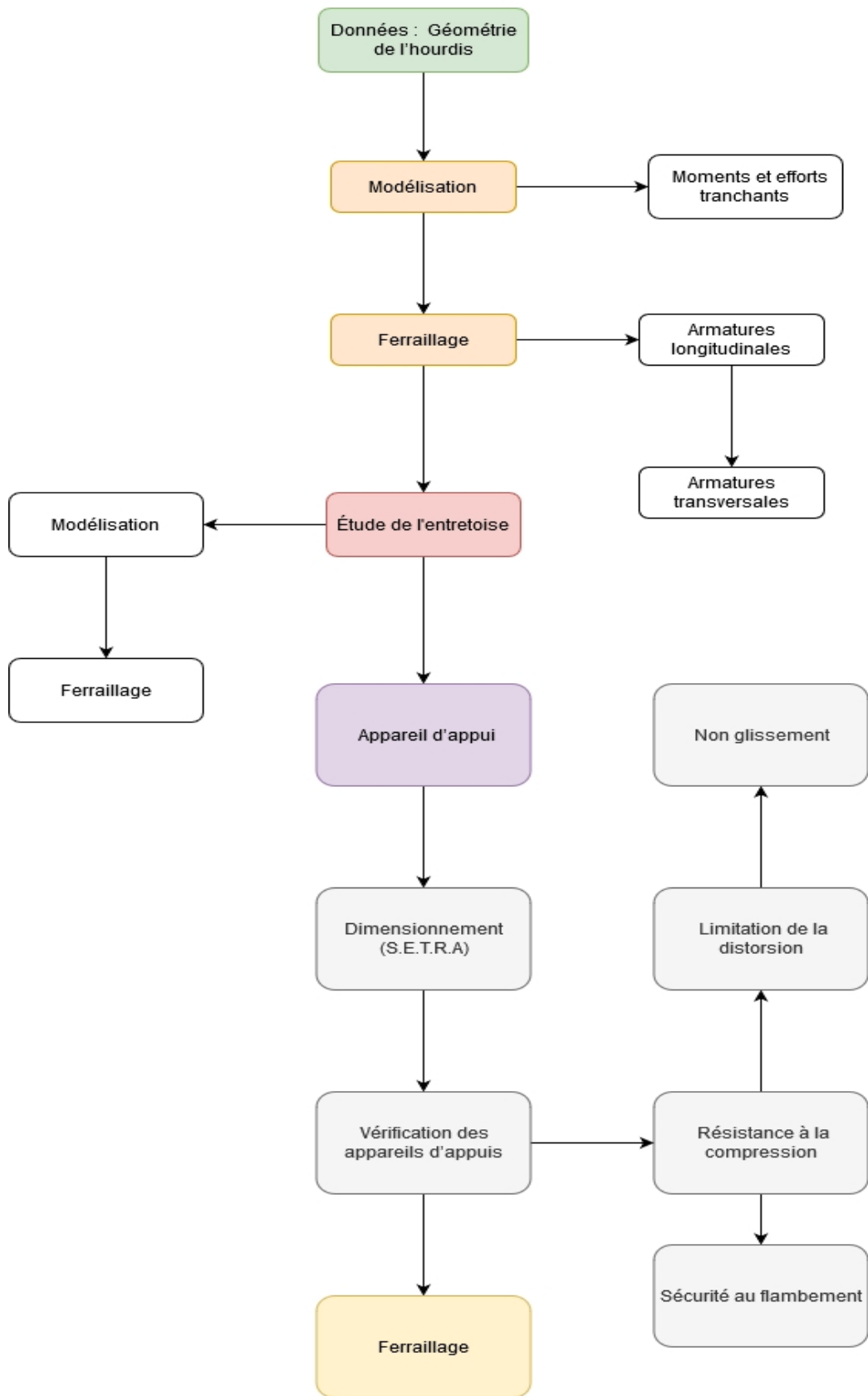
## V.9 Conclusion

L'étude de la précontrainte nous a permis de vérifier que le câblage choisi satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ces derniers font l'objet du chapitre suivant.

# **Chapitre VI : Etude du tablier et de l'appareil d'appui**

# Organigramme du chapitre VI



## VI.1 Introduction

Le tablier de l'ouvrage étudié ne comporte pas d'entretoises intermédiaires. Pour cette raison, l'hourdis joue le rôle de ces dernières, où il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier. Par conséquent, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale
- Une flexion transversale

Etant donné que la flexion longitudinale est reprise par poutres, l'étude porte sur la flexion transversale.

## VI.2 Géométrie de l'hourdis

L'hourdis de l'ouvrage étudié présente les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 25 cm
- Largeur : 13,25 m
- Longueur : 1 mètre linéaire de l'ouvrage.

## VI.3 Evaluation des efforts

Le calcul se fait sur une longueur de l'hourdis égale à 1 m. Les charges appliquées sur la dalle sont celles définies en chapitre 4 (poids propre, poids des équipements, Mc120, D240, B<sub>t</sub>, B<sub>c</sub>) avec les combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Seuls les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU) sont retenus.

La figure suivante présente le moment max à l'ELS sous la combinaison  $G + 1,2Bc3$

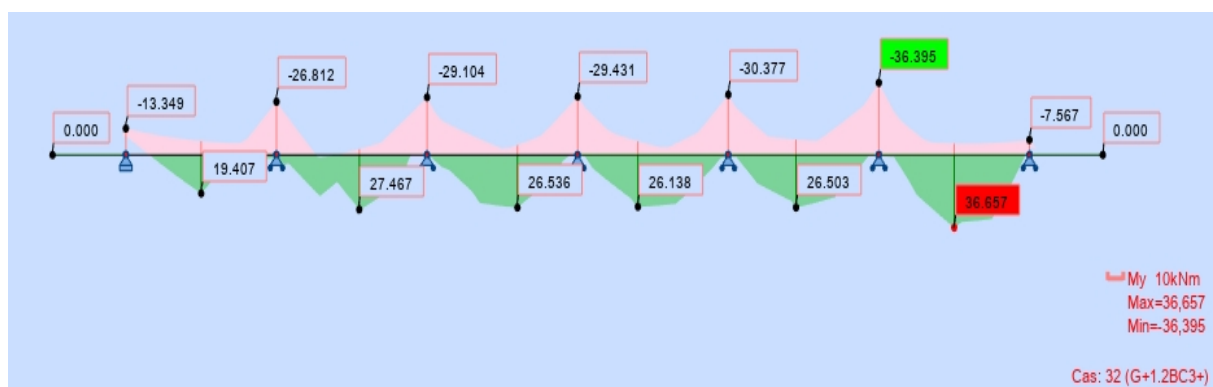


Figure VI-1 : Moment max à l'ELS sous la combinaison  $G + 1,2 Bc3$

La figure suivante présente l'effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison  $G + 1,2Bc3$

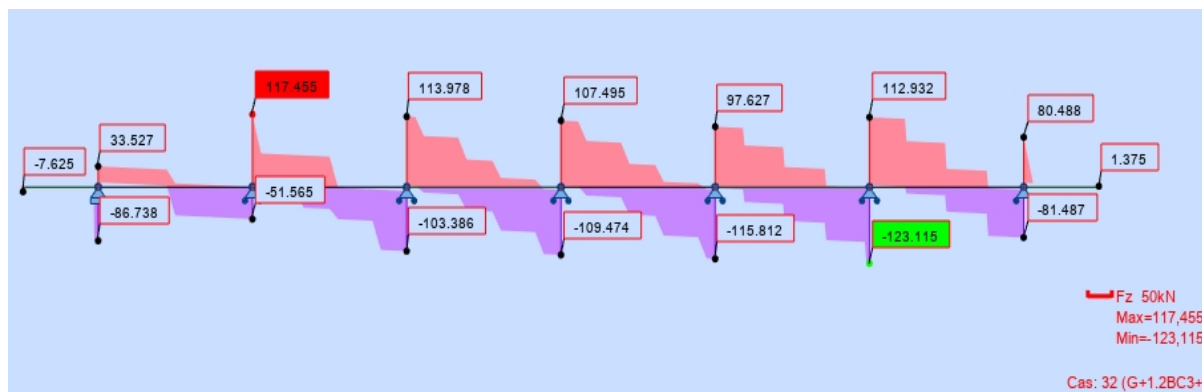


Figure VI-2 : Effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison  $G + 1,2 Bc3$

Donc, les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure :  $M_{ELS} = 36,395 \text{ kN.m}$
- Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 36,657 \text{ kN.m}$

Les moments max à l'ELU sont :

- Fibre supérieure :  $M_{ELU} = 48,549 \text{ kN.m}$
- Fibre inférieure :  $M_{ELU} = 48,879 \text{ kN.m}$

## VI.4 Ferrailage

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010. Les détails de calcul figurent dans l'annexe 6. Les ferrillages obtenus sont :

### VI.4.1 Ferrailage de la nappe supérieure (sur appui)

#### a) Armature transversale

$$A_s = 8,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix :

6HA14 ( $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 20 cm.

#### b) Armature longitudinale de construction (sens des poutres)

Les armatures de construction sont égales aux  $1/3$  de la section  $A_s$

Choix :

4HA10 ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 20 cm.

### VI.4.2 Ferrillages de la nappe inférieure (mi- travée)

#### a) Armature transversale

$$A_s = 8,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix :

4HA14 ( $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal  $c = 3 \text{ cm}$

**b) Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction sont égales aux à  $1/3$  de la section  $A_s$

Choix :

4HA10 ( $A_s = 3,14\text{cm}^2$ ) avec un espacement de 20 cm, et un enrobage minimal  $c = 3 \text{ cm}$ .

**VI.5 Étude de l'entretoise**

**VI.5.1 Principe de ferrailage**

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts transmis par le tablier vers les appareils d'appuis.

**VI.5.2 Evaluation des efforts**

L'entretoise est assimilée à une poutre continue reposant sur sept appuis et soumise une charge uniformément répartie. Le poids revenant à l'entretoise est :

$$G_{\text{Tablier}} = 683,91 \text{ kN/ml}$$

La modélisation de l'entretoise est présentée dans la figure suivante :



Figure VI-3 : Modélisation de l'entretoise

Le diagramme des moments de l'entretoise est présenté dans la figure suivante :

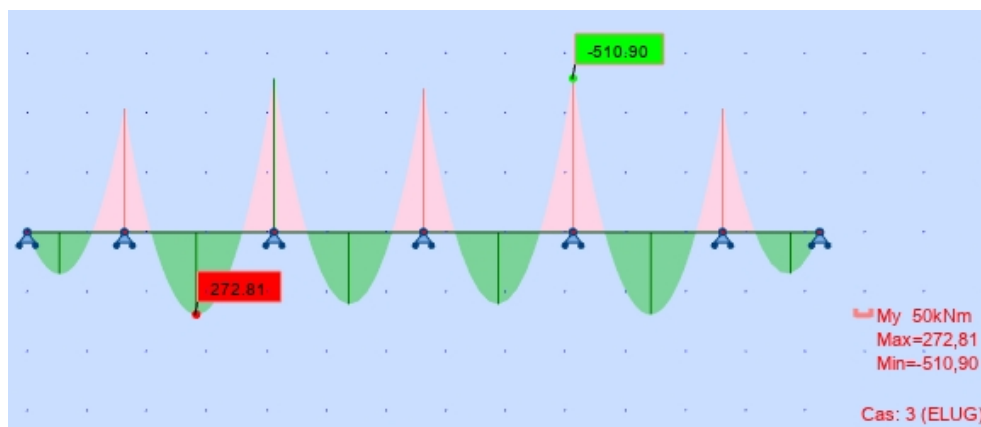


Figure VI-4 : Diagramme des moments de l'entretoise

Le diagramme des efforts tranchants de l'entretoise est présenté dans la figure suivante :

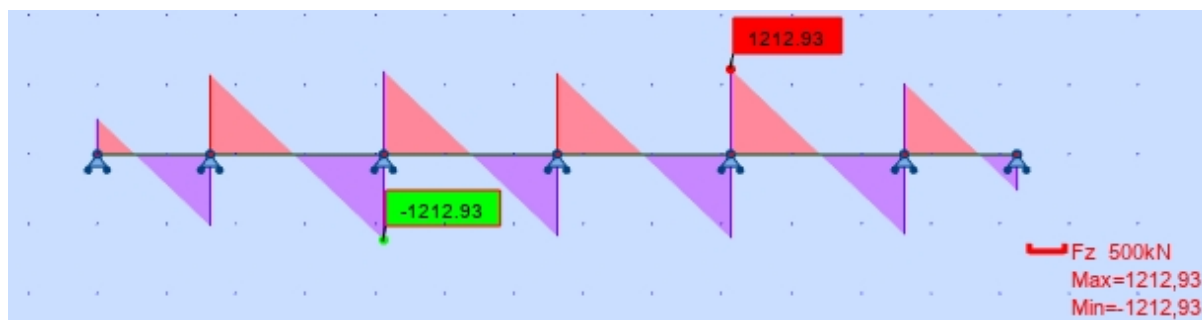


Figure VI-5 : Diagramme d'efforts tranchants de l'entretoise

### VI.5.3 Ferrailage

#### VI.5.3.1 Ferrailage de la nappe supérieure (sur appui)

##### a) Armatures principales

$$A_s = 17,8 \text{ cm}^2$$

Choix :

9HA16 ( $A_s = 18,10 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15 cm.

##### b) Armatures de peau (sens des poutres)

Les armatures de construction sont égales aux à  $1/3$  de la section  $A_s$ .

Choix :

HA12 avec un espacement de 15 cm.

#### VI.5.3.2 Ferrailage de la nappe inférieure

##### c) Armatures principales

$$A_s = 9,3 \text{ cm}^2$$

Choix :

5HA16 ( $A_s = 10,78 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 15 cm.

##### d) Armatures transversales (effort tranchant)

Choix :

HA12 avec un espacement de 20 cm.

La figure VI-6 présente le ferrailage de l'entretoise.

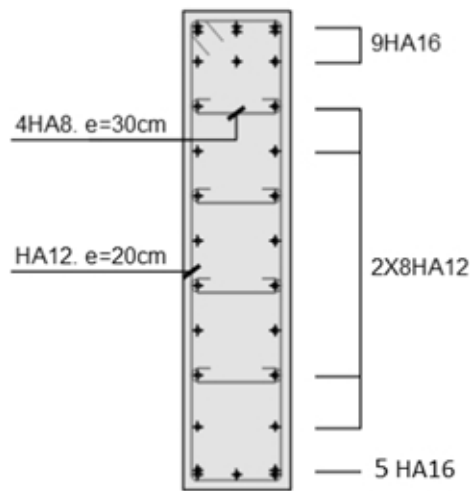


Figure VI-6 : Ferrailage de l'entretoise

## VI.6 Appareil d'appui

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

### VI.6.1 Choix de type d'appareil d'appui

La norme NF EN 1337-5 présente les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP). Ces deux types représentent les 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans le cas de cette étude, le choix s'est porté sur un appareil d'appui en élastomère fretté. Ce dernier permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

### VI.6.2 Dimensionnement d'appareil d'appui

Le dimensionnement se fait selon le guide technique S.E.T.R.A.

#### VI.6.2.1 Aire de l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\frac{R_m}{a \times b} \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

a : côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

$R_{max}$  : réaction d'appuis maximale à L'ELU ( $R_{max} = 1,77 \text{ MN}$ ).

$\sigma_m$  : contrainte de compression sous la réaction  $R_{max}$ .



Donc :

$$a \times b = 855 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$a = 350 \text{ mm et } b = 350 \text{ mm}$$

### VI.6.3 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui $T_e$

Pour le calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui, il faut respecter la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5}$$

Donc :

$$35 \leq T_e \leq 70$$

Choix :

$$T_e = 60 \text{ mm}$$

### VI.6.4 Dimensionnement des frettes

Pour le dimensionnement des frettes, il faut vérifier la contrainte de traction suivante :

$$t_s > \frac{a \cdot m}{e} = 2 \text{ mm}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} m = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 9,72 \\ m = \frac{N_m}{a \times b} = 14,44 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On a :

$e$  : contrainte limite de traction des frettes ( $e = 235 \text{ MPa}$ )

$G$  : module de cisaillement de l'appareil d'appui ( $0,9 \text{ MPa}$ )

D'où :

$$t_s > 1.45 \text{ mm donc on prend } t_s = 3 \text{ mm}$$

On prend :

Feuillets d'élastomère :  $t_i = 12 \text{ mm}$

Frettes métalliques de :  $t_s = 3 \text{ mm}$

Enrobage des chants :  $4 \text{ mm}$

Enrobage extérieur :  $2,5 \text{ mm}$

Les éléments de l'appareil d'appui sont présentés dans la figure ci-après

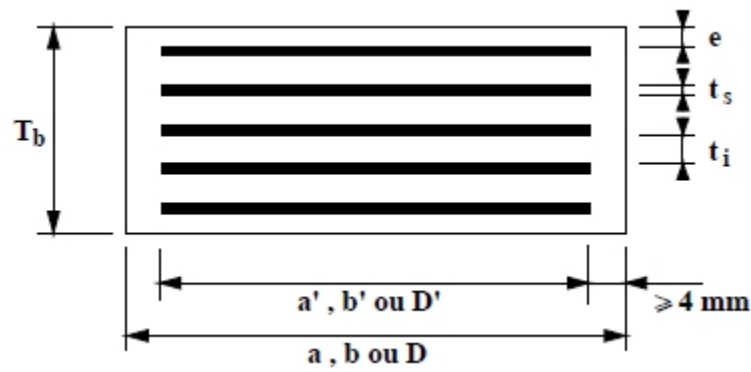


Figure VI-7 : Eléments de l'appareil d'appui

## VI.6.5 Vérification des appareils d'appuis

### VI.6.5.1 Résistance à la compression

La contrainte normale sous charge sismique a une valeur limite de 20 MPa.

On a :

$$N = 1,77 \text{ MN}$$

Donc :

$$\sigma_m = N/ab = 14,44 \leq 20 \text{ MPa (vérifié)}$$

### VI.6.5.2 Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$$

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h} ; S = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$$

Avec :

$\gamma_s$ : Le coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 3$ ).

$P_u$ : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU ( $P_u = 1,77 \text{ MP}$ ).

$P_c$ : La charge critique de flambement ( $P_c = 5,85 \text{ MN}$ ).

$B$ : L'aire nominale de l'appui.

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

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

$S$ : Le facteur de forme ( $S = 7,29$ ).

$h_c$ : Epaisseur totale du caoutchouc.

$t$ : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Donc :

$$\gamma_s \cdot P_u = 5,31 \leq P_c = 5,85 \text{ MN (vérifié)}$$

### VI.6.5.3 Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$$\delta = \tan.\gamma < \delta_c$$

La distorsion  $\delta$  des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique  $\delta_c$ .

$$\delta_c = 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) \text{ si } p \leq 0.25$$

$$\delta_c = 1.4 (1 - 2p) \text{ si } p > 0.25$$

Avec :

$$p = P_u / P_c \delta_0 = c / T_q \quad \delta = d / T_b$$

$c$  : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ( $c = 400\text{mm}$ ) ;

$\delta$  : la distorsion de l'appareil d'appui ;

$d$  : Déplacement horizontal.

Application numérique :

$$b = 85 \text{ mm}$$

$$p = 0,302 \leq 0.25 \rightarrow \delta_c = 0.554$$

$$d = \Delta_{fl} + 0.4 \Delta_t = 0.0117 + 0.00216 = 0.05 \text{ m}$$

$$\delta = 0.16 < \delta_c = 0.554 \text{ vérifié}$$

### VI.6.5.4 Non glissement

La vérification du non-glissement est assurée si :

$$F_x \leq \mu_e F_z ; \frac{F_{z,G}}{A_r}$$

Avec :

$F_{z,Gmin}$  : réaction minimale à l'ELU sous charges permanentes.

$F_z / F_{xy}$  : réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables.

$\mu_e$  : coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

Application numérique :

$$F_{z,Gmin} = 0,64 \text{ MN}$$

$$\frac{0,6}{0,4 \times 0,4} = 4 > 3 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

## VI.7 Des d'appuis

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

### VI.7.1 Dimensionnement des appuis

Les dimensions ( $a_1$ ,  $b_1$ ,  $h$ ) sont choisies de façon à inclure les appareils d'appuis. Ces dimensions sont :

$$h = \frac{a \times b}{a+b} = 0.175 \pm 0.12 \text{ m}$$

$$a_1 \geq a + h/2$$

$$b_1 \geq b + h/2$$

On prend :

$$a_1 = b_1 = 0.5 \text{ m}$$

### VI.7.2 Ferrailage des appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide S.E.T.R.A.

#### VI.7.2.1 Armatures de chaînage

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général (voir annexe 6).

$$A_c = \frac{0.2 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.2 \times 1.7}{434.78} = 10.01 \text{ cm}^2$$

Choix :

7HA14

#### VI.7.2.2 Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage doit reprendre un effort égal à 12,5 % de la même descente de charge.

$$A_h = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1.7}{434.78} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Choix :

6HA12

#### VI.7.2.3 Frettes supérieures

Elles sont placées le plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.0 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.0 \times 1.4}{434.78} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Choix :

3HA10

#### VI.7.2.4 Frettes inférieures

$$A_I = \frac{0,1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,1 \times 1,3}{434,78} = 3,15 \text{ cm}^2$$

Choix :

4HA10

#### VI.7.2.5 Plaques de fixation

Ce sont des aciers pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés-appuis et empêcher leur glissement avec les poutres. Les dimensions de la plaque de fixation de notre ouvrage sont :

$e = 22,5 \text{ mm}$  (minimum)

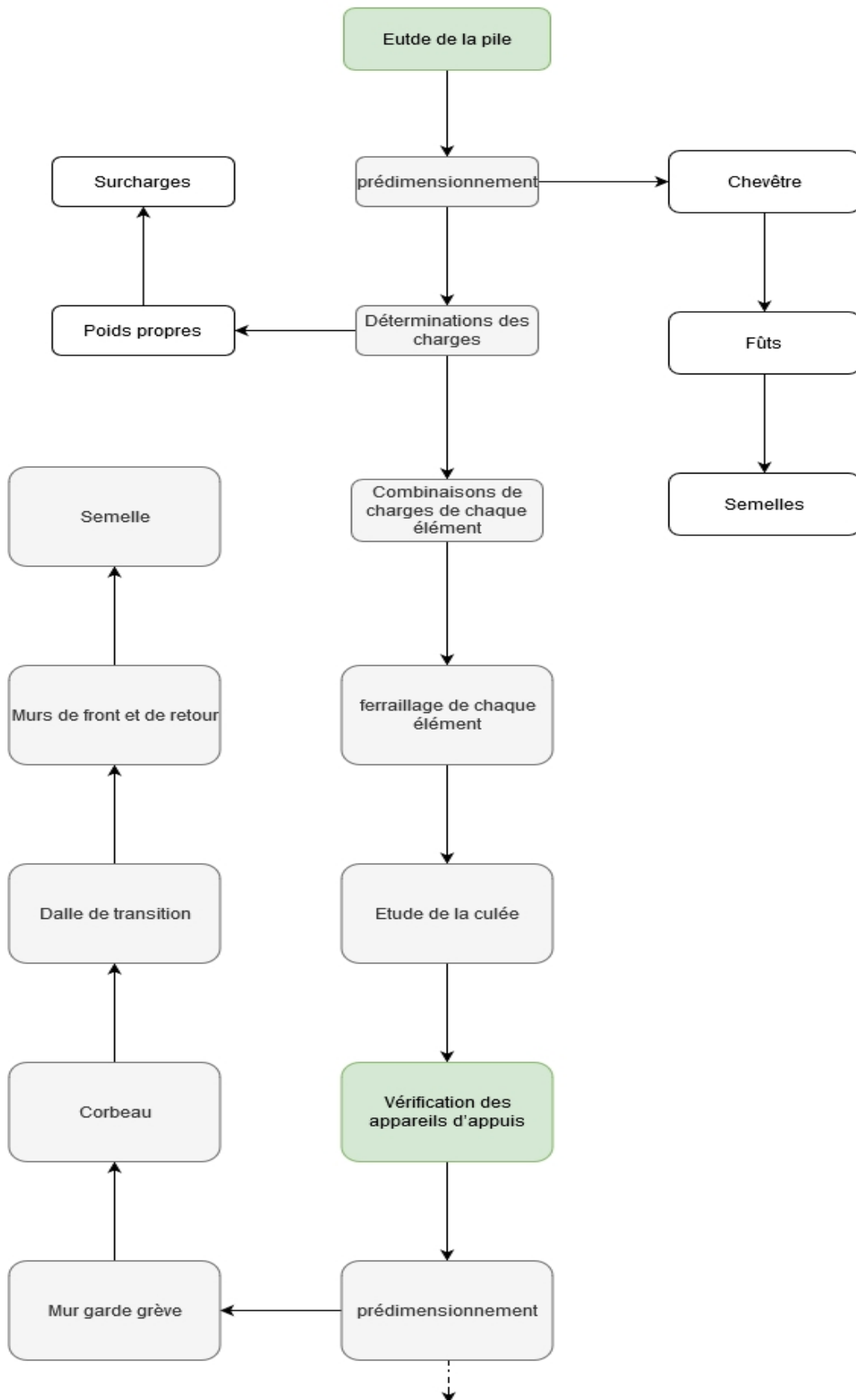
$a' = a + 10 = 50 \text{ cm}$  et  $b' = b + 10 = 50 \text{ cm}$

#### VI.7.3 Conclusion

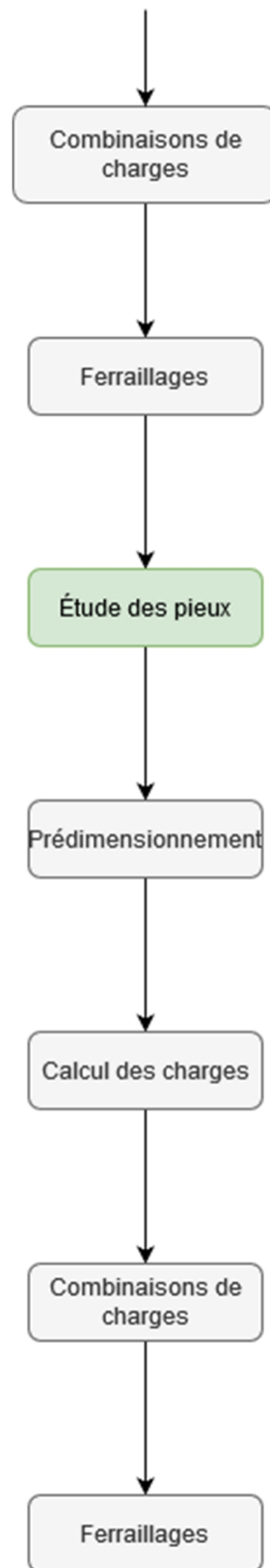
Ce chapitre nous a permis de dimensionner et de vérifier l'hourdis ainsi que les équipements nécessaires. Les caractéristiques et les dimensions choisies vérifiées les conditions nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage.

# Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

# Organigramme du chapitre VII (Partie 1)



# Organigramme du chapitre VII (Partie 2)





## VII.1 Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'étude de l'infrastructure, qui a pour but de transmettre les efforts provenant de la superstructure jusqu'au sol de fondations par l'intermédiaire des appareils d'appuis.

## VII.2 Etude de la pile

La conception des piles dépend du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, et de la nature du site.

Par rapport aux caractéristiques du site d'implantation, le choix s'est porté pour des piles composées de colonnes (fûts) avec section circulaire. Ce choix permet d'économiser de la matière.

Les piles comportent les éléments suivants :

- Chevêtre :

Longueur : 13,25 m

Largeur : 3,50 m

Hauteur : 2,00 m

- Fûts :

Trois colonnes de diamètre fixe de 2 m et un entraxe de 4,50 m

- Semelles :

Epaisseur : 2,50 m

Largeur : 10,00 m

Longueur : 13,75 m

La figure suivante illustre les dimensions de la pile :

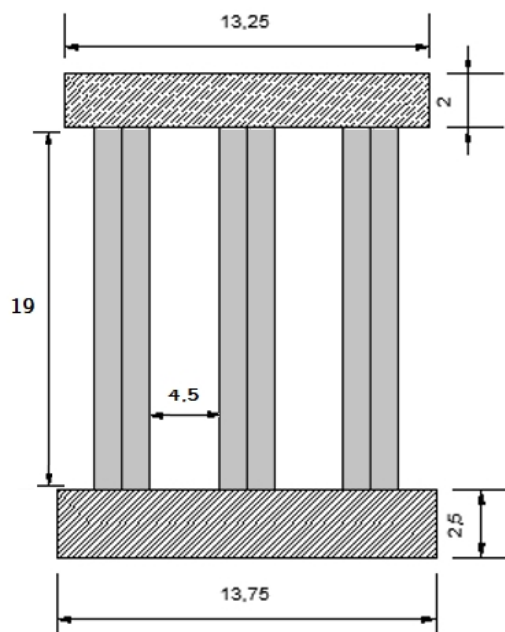


Figure VII-1 : Dimensions de la pile en mètre

## VII.2.1 Charges et surcharges

### a) Charges permanentes

Les charges permanentes sont :

Poids propre du tablier :

$$P_T = 9200,52 \text{ kN}$$

Poids propre du chevêtre :

$$P_{ch} = V_{ch} \times \rho_{b\acute{e}t\acute{o}} = 13,25 \times 3,50 \times 2 \times 25 = 2318,75 \text{ kN}$$

Poids propre du fût :

$$P_{f\acute{u}t} = V_{f\acute{u}ts} \times \rho_{b\acute{e}t\acute{o}} = \frac{3 \times 2^2 \times \pi}{4} \times 19 \times 25 = 4476,76 \text{ kN}$$

Poids propre de la semelle :

$$P_{semelle} = V_{semelle} \times \rho_{b\acute{e}t\acute{o}} = 2,5 \times 10 \times 13,75 \times 25 = 8593,75 \text{ kN}$$

### b) Surcharges d'exploitations

Les surcharges d'exploitations sont r\sumum\ees dans le tableau suivant :

*Tableau VII-1 : Surcharges d'exploitations*

Surcharges	Une trav\ee charg\ee	Deux trav\ees charg\ees
	V <sub>1</sub> (kN)	V <sub>2</sub> (kN)
A(L)	1666,8	2240,64
Bc	1478,565	1617,55
Mc120	1076,99	1141,60
D240	1779,55	2160,37

### c) Charges verticales

Les charges verticales sont :

Efforts de freinage dus \aa A(L) :

$$F_{A(L)} = 152,936 \text{ kN}$$

Efforts de freinage dus \aa Bc :

$$F_{Bc} = 300 \text{ kN}$$

## VII.2.2 Etude du chev\etre

### VII.2.2.1 Ferrailage du chev\etre \aa la flexion

#### a) Charges appliqu\ees sur le chev\etre

Le tableau VII-2 pr\esente les charges appliqu\ees sur le chev\etre :

Tableau VII-2 : Charges appliquées sur le chevêtre

Charges	Efforts normales (kN)	Efforts horizontales (kN)
Poids propre du tablier	9200,52	
Poids propre du chevêtre	2318,75	
Système A(L)	2240,64	
Système Bc	1617,55	
Convoi Mc120	1141,60	
Convoi D240	2160,37	
Force de freinage due à A(L)		155,89
Force de freinage due à Bc		300

**b) Combinaison des charges**

- Etat limite ultime :

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est donnée par :

$$P_{ELU} = P_1 + P_2$$

Avec :

$$P_1 = (1,35 P_{\text{Tablier}} + 1,6 A(L)) / 13,25 = 1207,97 \text{ kN/ml (tablier + surcharge A(L))}$$

$$P_2 = 1,35 P_{\text{ch}} / 13,25 = 236,25 \text{ kN/ml (chevêtre)}$$

D'où :

$$P_{ELU} = 1444,22 \text{ kN/ml}$$

- Etat limite service :

La combinaison la plus défavorable à l'ELS est donnée par :

$$P_{ELS} = P_1 + P_2$$

Avec :

$$P_1 = (P_{\text{Tablier}} + 1,2 A(L)) / 13,25 = 897,30 \text{ kN/ml (tablier + surcharge A(L))}$$

$$P_2 = P_{\text{ch}} / 13,25 = 175 \text{ kN/ml (chevêtre)}$$

D'où :

$$P_{ELS} = 1072,3 \text{ kN/ml}$$

**c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

Les résultats de la modélisation sont :

- Etat limite ultime :

La figure suivante illustre les charges appliquées au chevêtre :

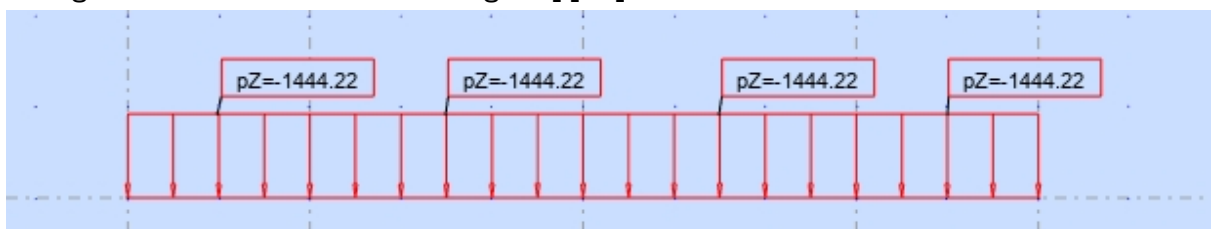


Figure VII-2 : Charges appliquées au chevêtre à l'ELU

La figure suivante illustre le diagramme des moments fléchissants :

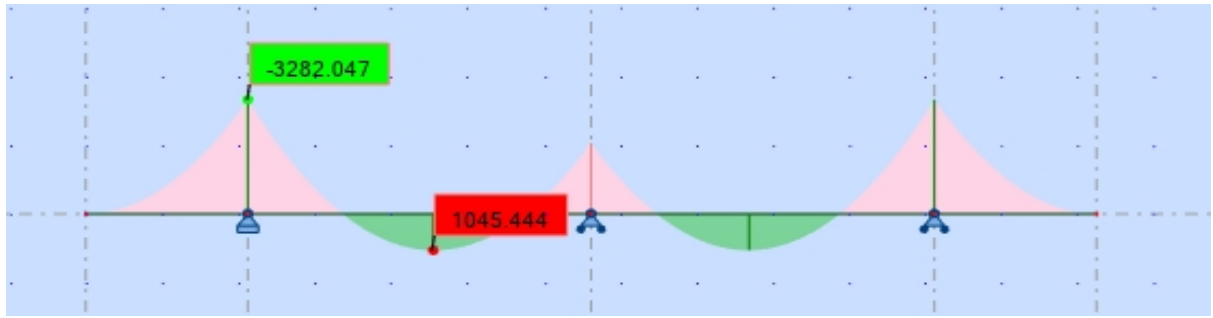


Figure VII-3 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

$$M_{ELU,Sup} = - 3282,047 \text{ kN.m}$$

$$M_{ELU,Inf} = 1045,444 \text{ kN.m}$$

La figure suivante présente le diagramme des efforts tranchants :

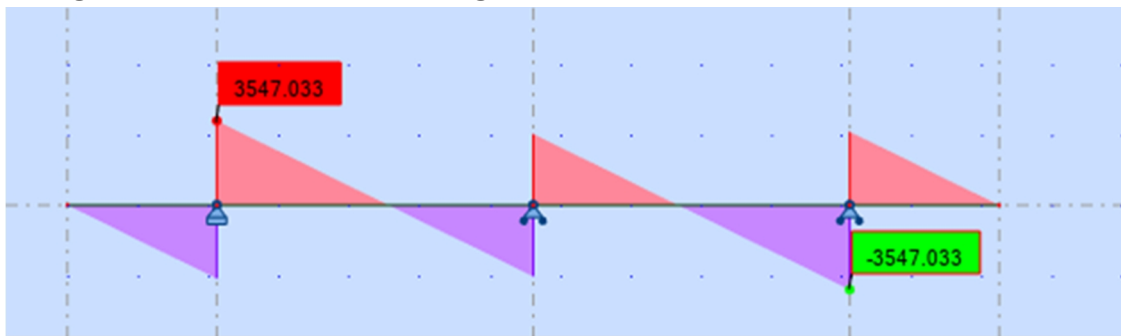


Figure VII-4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

$$T_{ELU} = 3547,03 \text{ kN}$$

- Etat limite de service :

La figure suivante illustre les charges appliquées au chevêtre :

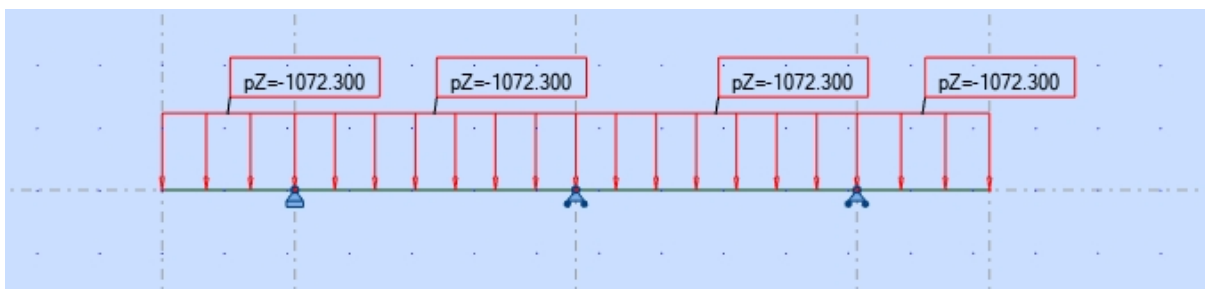


Figure VII-5 : Charge appliquée au chevêtre à l'ELS

La figure suivante présente le diagramme des moments fléchissants :

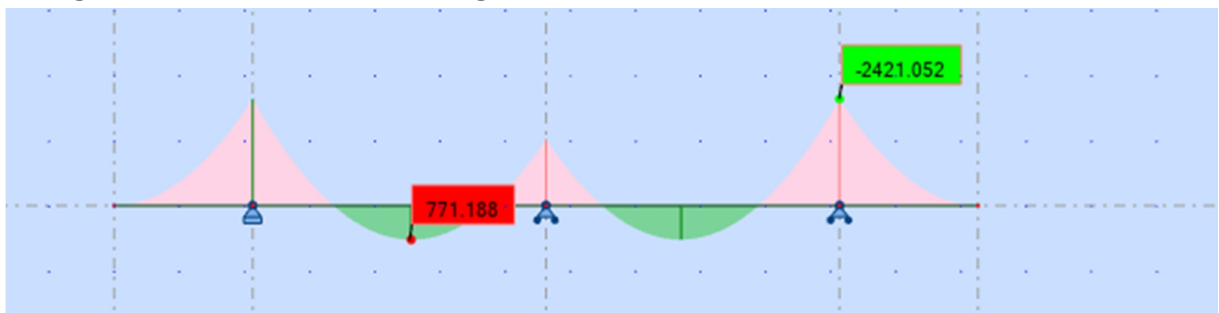


Figure VII-6 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

$$M_{ELS,Sup} = -2421,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{ELS,Inf} = 771,18 \text{ kN.m}$$

La figure suivante présente le diagramme des efforts tranchants :

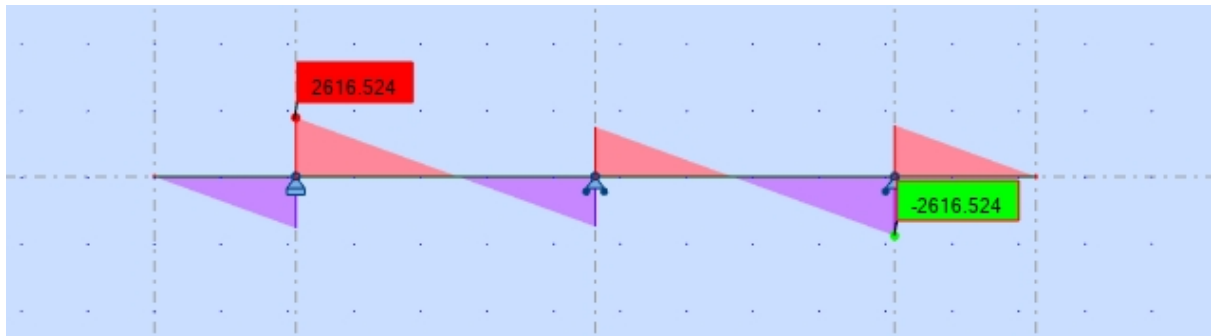


Figure VII-7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

$$T_{ELS} = 2616,52 \text{ kN}$$

#### d) Ferrailage

Le calcul du ferrailage est effectué au moyen du logiciel ROBOT EXPERT (annexe 7-1). Les résultats obtenus sont :

##### Armatures longitudinales

- **Sur appui (armatures longitudinales supérieure) :**

$$(M_{ELU} = -3282,04 \text{ kN.m}; M_{ELS} = -2421,05 \text{ kN.m})$$

$$A_{ls} = 69,5 \text{ cm}^2 \text{ (15HA25)}$$

- **A mi-travée (armatures longitudinales inférieure) :**

$$(M_{ELU} = 1045,44 \text{ kN.m}; M_{ELS} = 771,18 \text{ kN.m})$$

$$A_{li} = 58,8 \text{ cm}^2 \text{ (12HA25)}$$

##### Armatures transversales

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, il faut vérifier :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \max \left( \frac{u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

Avec :

$u$  : contrainte limite à la traction donnée par :

$$u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,563 \text{ MPa}$$

$A_t$  : armatures transversales.

$f_e$  : limite élastique d'acier,  $f_e = 500 \text{ MPa}$

$b$  : largeur du chevêtre (3,5 m).

$d$  : hauteur utile ( $0,9h = 1,8 \text{ m}$ ).

$V_u$  : effort tranchant maximal à l'ELU (3547,03 kN).

$S_t$  : espacement donné par :

$$S_t \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On utilise des armature droites ( $\alpha=90^\circ$ ), donc :

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_t \geq 7 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 8 \text{ cm}^2 \text{ (4 cadres de HA16 = 8,04 cm}^2\text{)}$$

### VII.2.2.2 Ferrailage du chevêtre à la torsion

Les essais ont montré que la partie centrale d'une section pleine ne jouait aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion, on remplacera donc cette section pleine par une section creuse (Figure VII-8) dont l'épaisseur fictive de la paroi adoptée par les règles B.A.E.L 91 {1} est égale à :

$$e_p = a/6 = 0,33 \text{ m}$$

Avec :

$e_p$  : épaisseur de paroi de la section creuse équivalente.

$a$  : diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre ( $a = h = 2 \text{ m}$ ).

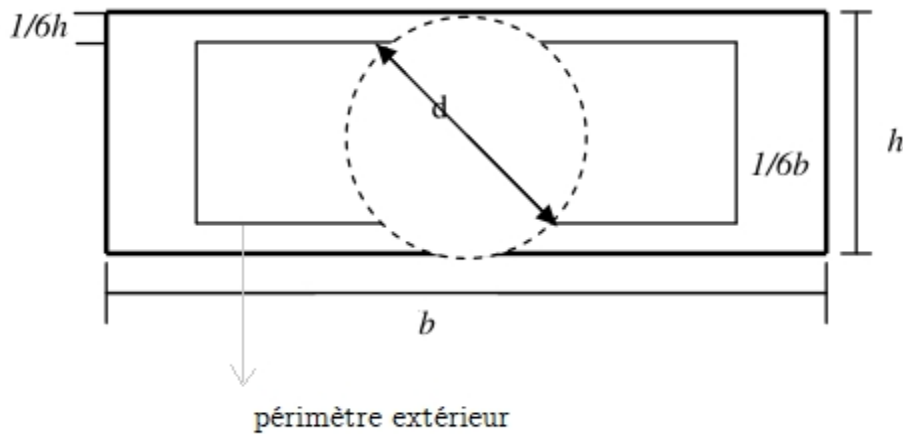


Figure VII-8 : Section fictif de torsion

$\Omega$  : Aire de contour donnée par :

$$\Omega = \frac{5}{6} \times a \times \left( b - \frac{a}{6} \right) = 5,27 \text{ m}^2$$

#### a) Moment de torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité transversale dans le cas où une seule travée est chargée. Donc on a :

$$M_{tu} = (1,35 R_G + 1,6 R_{A(L)}) \times e - (1,35 R_G \times e)$$

Avec :

$e$  : excentricité en mètre (0,75 m).

$R_G$  : réaction due aux charges permanentes.

$R_{A(L)}$  : réaction due aux charges A(L).

D'où :

$$M_{tu} = 1,6 R_{A(L)} \times e = 1,6 \times 1666,8 \times 0,75 = 2000,16 \text{ kN.m}$$

**b) Contrainte tangentielle**

La contrainte tangentielle est donnée par :

$$bt = \frac{M_{tu}}{2 \times \times ep}$$

Avec :

$M_{tu}$  : moment de torsion.

$e_p$  : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente,  $e_p = 0,333$  m

$\Omega$  : aire de la surface équivalente pour le calcul de la torsion,  $\Omega = 5,27$  m<sup>2</sup>

D'où :

$$bt = 0,572 \text{ MPa}$$

**c) Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales sont déterminées à partir de relation suivante :

$$Al = \frac{M_{tu} \times U}{2 \times \times \frac{fe}{s}}$$

Avec :

$U$  : périmètre extérieur qui vaut 7,33 m

Donc :

$$Al = 41,72 \text{ cm}^2$$

Choix : 9HA25 (44,17cm<sup>2</sup>)

**d) Armatures transversales**

Les armatures transversales sont déterminées à partir de la relation suivante :

$$At = \frac{M_{tu} \times St}{2 \times \times \frac{fe}{s}}$$

Avec :

$S_t$  : espacement = 25 cm

Donc :

$$At = 1,34 \text{ cm}^2$$

Choix :

Soit 4 cadres de H<A16 pour  $A_t = 8 \text{ cm}^2$

Commentaire :

Les sections choisies plus haut ( $A_l=HA25$ ,  $A_t=HA16$ ) sont suffisantes pour reprendre la sollicitation de torsion.

La figure VII-9 présente le schéma de ferrailage du chevêtre.

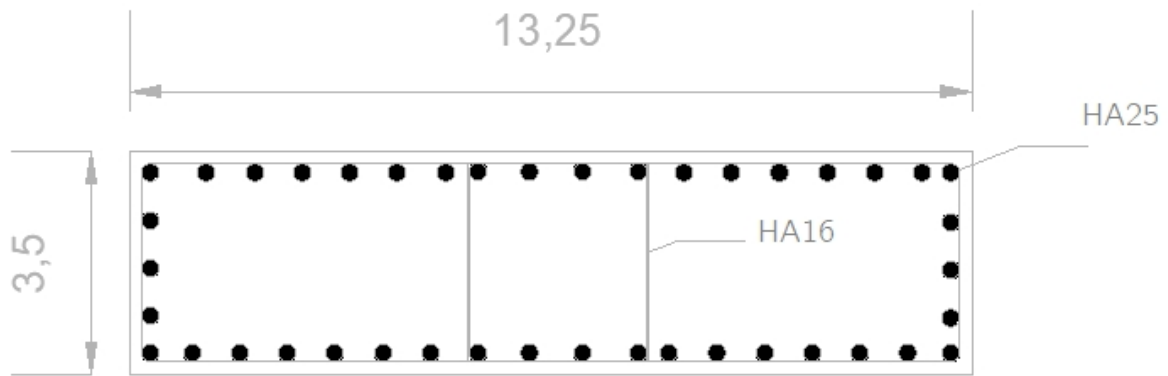


Figure VII-9 : Représentation schématique de ferrailage du chevêtre

### VII.2.3 Etude du fût

#### a) Charges appliquées sur le fût

Le tableau suivant présente les charges et les surcharges appliquées sur le fût :

Tableau VII-3 : Charges et surcharges appliquées sur le fût

Charges	Effort normal (kN)	Effort horizontal (kN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (kN.m)
Poids propre du tablier	3066,84			
Poids propre du chevêtre	772,91			
Poids propre du fût	1492,25			
Système A(L)	746,88			
Système Bc	539,18			
Convoi Mc120	380,53			
Convoi D240	720,23			
Force de freinage due à Bc		100	23,85	2385

#### b) Combinaison des charges

- Etat limite ultime :

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est donnée par :

$$1,35 G + 1,6 A(L)$$

$$\text{Effort: } N = 8393,2 \text{ kN}$$

$$1,6 M_{Bc}$$

$$\text{Moment : } M = 3816 \text{ kN.m}$$

- Etat limite service :

La combinaison la plus défavorable à l'ELS est donnée par :

$$G + 1,2 A(L)$$

Effort:

$$N = 6228,25 \text{ kN}$$



1,2 M<sub>Bc</sub>

Moment : M = 2862 kN.m

**c) Vérification de flambement**

Pour le flambement, il faut vérifier :

$$\lambda < \lambda_{adm}$$

Avec :

$\lambda$  : élancement du fût. Il est égal à :

$$\lambda = \frac{L_c}{i} = \frac{0,5L}{\frac{D}{4}} = 19$$

D : diamètre du fût. (2 m)

L : longueur totale (19 m)

L<sub>c</sub> : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

$\lambda_{adm}$  : élancement admissible qui vaut 50 (B.A.E.L 91 {1}).

Donc :

$$19 < \lambda_{adm} = 50 \rightarrow \text{pas de flambement}$$

**d) Ferrailage**

▪ **Armature longitudinale**

Pour le calcul des armatures longitudinales, on utilise les abaques de WALTHER (Annexe 7-2). Ces derniers permettent d'évaluer un coefficient  $\omega$  pour le calcul des armatures longitudinale A<sub>l</sub> tel que :

$$A_l = \frac{\omega \times R^2 \times N}{f_{c28}}$$

Pour ce faire, il faut calculer :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{2}$$

$$\frac{N}{\pi \times R^2 \times f_{c2}}$$

$$\frac{M}{\pi \times R^2 \times D \times f_{c2}}$$

Avec :

h : enrobage. (h = 5 cm)

D : diamètre du fût. (D = 2 m)

R : rayon du fût. (R = 1 m)

F<sub>c28</sub> : résistance à la compression a 28 jours.

f : limite élastique d'acier (500 MPa)

Nu : effort ultime (8393,2 kN)

Mu : moment ultime (3816 kN.m)

Ce qui donne numériquement :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{2} = 0,025$$

$$\frac{N}{\pi \times R^2 \times f_{c2}} = 0,107$$

$$\frac{Mu}{\pi \times R^2 \times D \times f_{c2}} = 0,024$$

A partir des abaques de WALTHER (Annexe 7-2), on obtient :

$$\omega = 0,18$$

D'où :

$$A_l = \frac{\pi \times R^2 \times \omega \times f_{c2}}{\sigma_f} = 305,36 \text{ cm}^2$$

Choix :

38HA32

### Armature transversale

Pour le choix du diamètre des armatures transversale on utilise la relation suivante :

$$t = l/3 = 10,67 \text{ mm}$$

Avec :

l : diamètre des armatures longitudinales égal à 32 mm

$$t = 10,67 \text{ mm}$$

Il faut aussi vérifier :

Espacement maximale :  $\min [12 t ; D ; 20 \text{ cm}] = 20 \text{ cm}$

Choix :

Des cercles de HA16 espacés de 15 cm en zones courantes et de 10 cm en zones de jonction.

La figure VII-10 présente le schéma de ferrailage du fût.

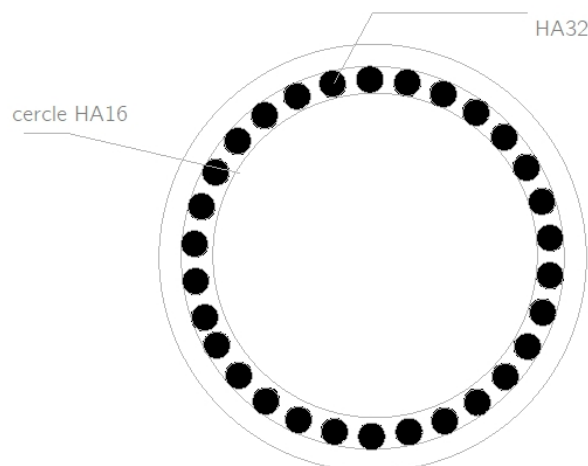


Figure VII-10 : Schéma de ferrailage du fût

## VII.2.4 Etude de semelle

### a) Charges appliquées sur la semelle

Le tableau suivant présente les charges et les surcharges appliquées sur la semelle :

Tableau VII-4 : Charges et surcharges appliquées sur la semelle

Charges	Effort normal (kN)	Effort horizontal (kN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (kN.m)
Poids propre du tablier	9200,51			
Poids propre du chevêtre	2318,75			
Poids propre du fût	4476,76			
Poids propre de la semelle	8593,75			
Système A(L)	2240,64			
Système Bc	1617,55			
Convoi Mc120	1141,60			
Convoi D240	2160,37			
Force de freinage due à Bc		300	26,35	7905

### b) Combinaison des charges

- Etat limite ultime :

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est donnée par :

$$1,35 G + 1,6A(L)$$

$$\text{Effort : } N = 31,78 \text{ MN}$$

$$1,6 M_{Bc}$$

$$\text{Moment : } M = 12,648 \text{ MN.m}$$

- Etat limite service :

La combinaison la plus défavorable à l'ELS est donnée par :

$$G + 1,2A(L)$$

$$\text{Effort: } N = 27,27 \text{ MN}$$

$$1,2 M_{Bc}$$

$$\text{Moment : } M = 9,486 \text{ MN.m}$$

### c) Effort de chaque pieu

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times e}{e^2}$$

Avec :

N : effort normal.

n : nombre de pieux, n = 12 pieux

e : excentricité, e = 3,8/2=1,9 m

Donc, on a :

▪ A l'ELU :

$$N_{\max} = \frac{3,8}{1} + \frac{1,6 \times 1,9}{1 \times 1,9^2} = 3,204 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{3,8}{1} - \frac{1,6 \times 1,9}{1 \times 1,9^2} = 2,09 \text{ MN}$$

▪ A l'ELS:

$$N_{\max} = \frac{27,27}{1} + \frac{9,486 \times 1,9}{1 \times 1,9^2} = 2,68 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{27,27}{1} - \frac{9,486 \times 1,9}{1 \times 1,9^2} = 1,856 \text{ MN}$$

### d) Ferrailage

Pour ce ferrailage, nous avons utilisé le logiciel ROBOT EXPERT. Les détails de calcul sont donnés dans l'annexe 7-3. Les résultats obtenus sont :

▪ Armatures longitudinales inférieures

$$A_{li} = 153,9 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$20\text{HA}32 \text{ (} A_{li} = 160,84 \text{ cm}^2 \text{)}$$

▪ Armatures transversales inférieure

$$A_{ti} = \frac{A_{li}}{3} = \frac{153,9}{3} = 51,3 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$11\text{HA}25 \text{ (} A_{ti} = 53,99 \text{ cm}^2 \text{)}$$

▪ Armatures longitudinales supérieures

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A_{li} = \frac{1}{3} \times 153,9 = 51,3 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$11\text{HA}25 \text{ (} A_{ls} = 53,99 \text{ cm}^2 \text{)}$$

▪ Armatures transversales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A_{ls}}{3} = \frac{51,3}{3} = 17,1 \text{ cm}^2$$

Choix :

12HA14 ( $A_{ts} = 18,47 \text{ cm}^2$ )

- Armatures latérales

$$A_{latérales} = \frac{A}{10} = \frac{153,9}{10} = 15,39 \text{ cm}^2$$

Choix :

14HA25 ( $A_{latérales} = 15,83 \text{ cm}^2$ )

La figure VII-11 présente le schéma de ferrailage de la semelle.

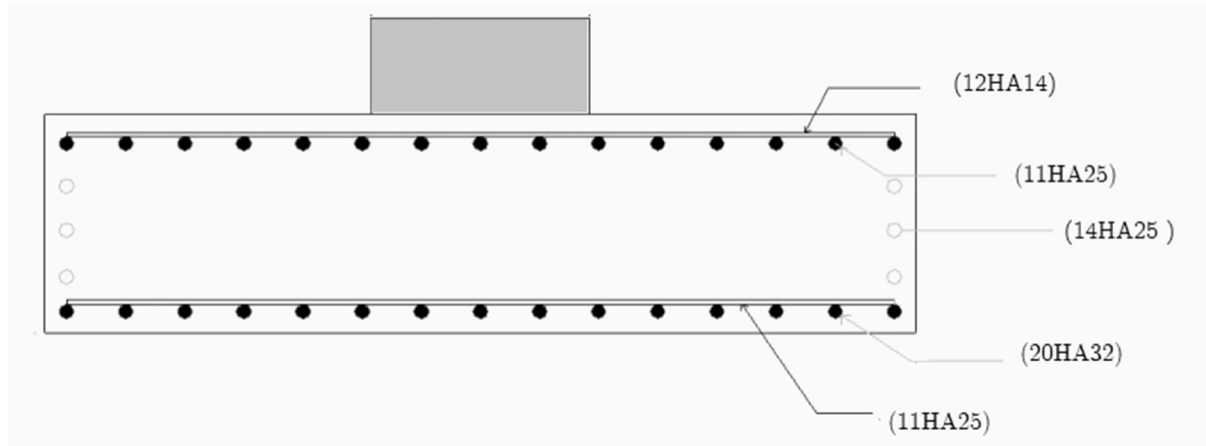


Figure VII-11 : Schéma de ferrailage de la semelle

### VII.3 Etude de la culée

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

La culée a deux rôles principaux, c'est un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

La figure suivante présente les éléments constitutifs de la culée.

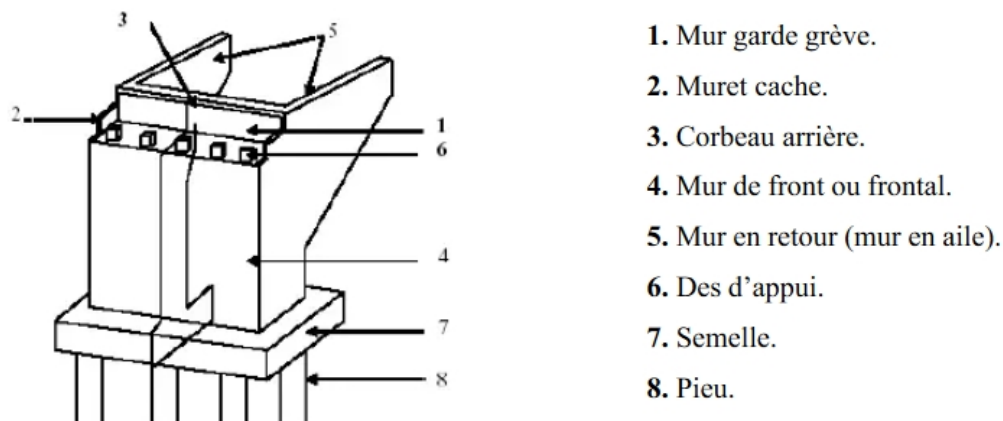


Figure VII-12 : Eléments constitutifs de la culée (S.E.T.R.A)

### VII.3.1 Prédimensionnement de la culée

Le prédimensionnement de la culée est fait selon le règlement S.E.T.R.A. La figure VII-13 représente les principales dimensions de la culée :

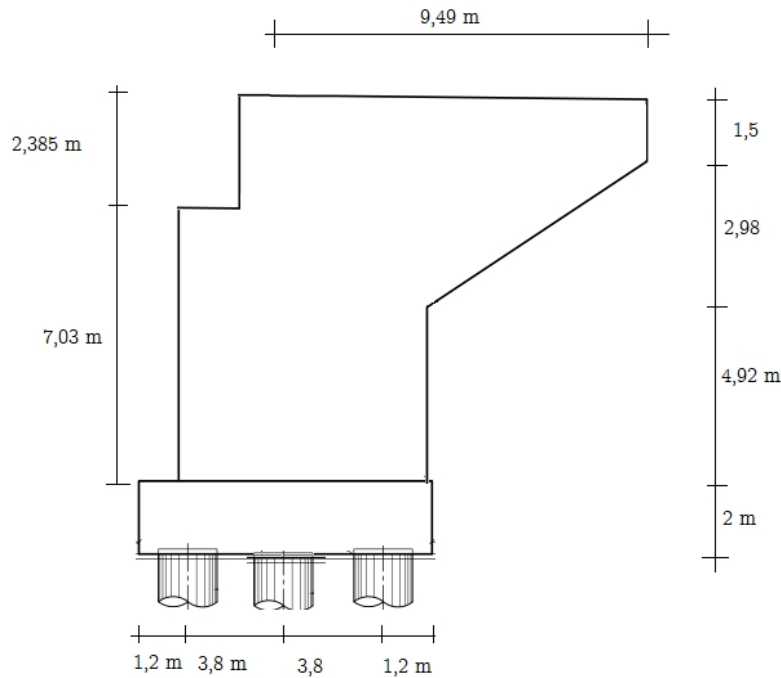


Figure VII-13 : Dimensions de la culée

#### a) Mur garde grève :

Hauteur :

$H = \text{hauteur des d\~{e}s d'appui} + \text{hauteur des appareils d'appuis} + \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de la dalle}$

Donc :

$$H = 0,3 + 0,085 + 1,75 + 0,25 = 2,385 \text{ m}$$

Epaisseur :

$$e \geq \text{Max} (0,3 \text{ m}; H/8) = \text{Max} (0,3 \text{ m}; 0,29 \text{ m})$$

Donc :

$$e = 0,3 \text{ m}$$

Longueur :

$L = \text{largeur du tablier} - 2 \text{ \u00e9paisseurs du mur en retour}$

$$L = 12,25 \text{ m}$$

#### b) Mur en retour

L'\u00e9paisseur du mur en retour est comprise entre 30 cm et 60 cm (S.E.T.R.A).

Epaisseur : 0,5 m

Hauteur : 9,4 m

Longueur : 10,1 m

**c) Dalle de transition**

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève.

Epaisseur : 0,3 m

Longueur :  $L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (4\text{ m}, 0,6 H)] = 6\text{ m}$

**d) Corbeau**

Les dimensions du corbeau sont :

Epaisseur : 0,3 m

Hauteur : 2,25 m

Longueur : 12,25 m

**e) Mur frontal**

Ces dimensions doivent être suffisantes pour recevoir les appareils d'appuis et l'espace réservé à l'entretien à travers le temps. Ces dimensions sont :

Longueur : 12,25 m

Largeur : 1,75 m

Hauteur : 7,015 m ( $H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur de mur garde grève}$ )

**f) Semelle**

Les dimensions de la semelle sont telles que :

$$B \geq D + 2L = 8,8\text{ m}$$

Avec :

$L$  : entraxe entre les pieux = 3,8 m

$D$  : diamètre des pieux = 1,2 m.

$B$  : largeur de la semelle

Donc :

$$B = 10\text{ m}$$

La hauteur de la semelle doit vérifier :

$$H \geq (2L - B/4) + d'$$

Donc :

$$H = 2\text{ m}$$

Longueur de la semelle = 13,75 m.

**VII.3.2 Charges appliquées sur la culée****a) Charges permanentes**

- Poids propre du mur garde-grève :

$$P_{\text{MGG}} = \gamma_b \times e \times H \times L = 25 \times 0,3 \times 2,385 \times 12,25 = 219,12\text{ kN}$$

- Poids de mur frontal :

$$P_{MF} = \gamma_b \times H \times l \times L = 25 \times 7,015 \times 1,75 \times 12,25 = 3759,6 \text{ kN}$$

- Poids propre du mur en retour :

$$P_{MR} = 2 \times \gamma_b \times e \times S = 2 \times 25 \times 0,5 \times 54,3 = 1357,5 \text{ kN}$$

Avec:

$$S = 54,3 \text{ m}^2 \text{ (surface de mur en retour)}$$

- Poids de la dalle de transition :

$$P_{dtr} = \gamma_b \times e \times l \times L = 25 \times 0,3 \times 12,25 \times 6 = 562,5 \text{ kN}$$

- Poids du corbeau :

$$P_{CR} = \gamma_b \times L \times S = 25 \times 12,25 \times 0,6 = 183,75 \text{ kN}$$

- Poids de la semelle :

$$P_{semelle} = \gamma_b \times e \times l \times L = 25 \times 2 \times 10 \times 13,75 = 6875 \text{ kN}$$

### b) Poids des terres

- Sur la dalle de transition :

$$P = \gamma \times h \times l \times L$$

Avec :

$\gamma$  : poids volumique de remblai ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ).

$l = 6 \text{ m}$  (largeur de la dalle de transition).

$L = 12,25 \text{ m}$  (longueur de la dalle de transition).

$h = 1 \text{ m}$  (la hauteur du remblai sur la dalle de transition).

D'où :

$$P = 20 \times 1 \times 6 \times 12,25 = 1470 \text{ kN}$$

- Sur la semelle :

$$P = \gamma \times h \times l \times L$$

Avec :

$\gamma$  : poids volumique de remblai ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ).

$l = 5,25 \text{ m}$  (largeur de la semelle à droite du mur frontal).

$L = 13,75 \text{ m}$  (longueur de la semelle au-dessous de remblai).

$H = 9,4 \text{ m}$  (hauteur du remblai sur la semelle).

D'où :

$$P = 20 \times 9,4 \times 5,25 \times 13,75 = 13571,25 \text{ kN}$$



**c) Poussée des terres**

La charge due aux poussées des terres est appliquée à  $H/3$  du hauteur totale de la coulée (Figure VII-14), elle est donnée par :

$$F_p = \frac{1}{2} H^2 K_{ad}$$

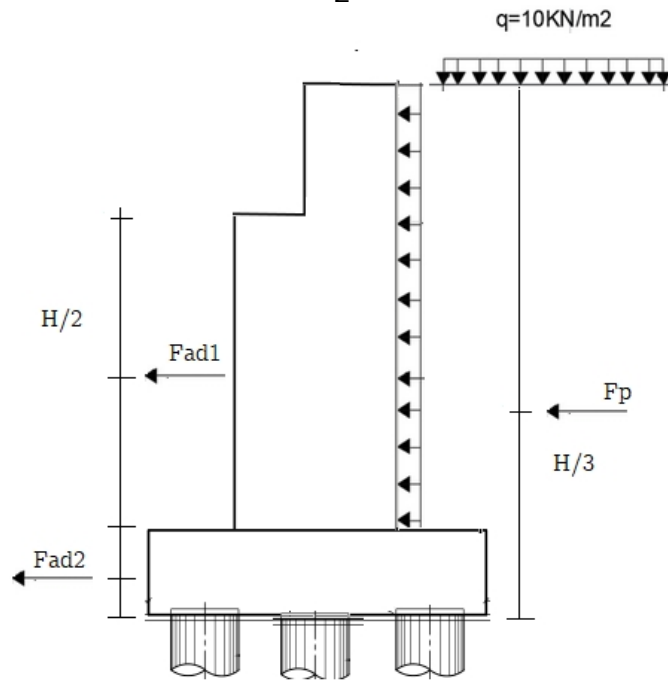


Figure VII-14 : Poussée des terres

Avec :

$K_{ad}$  : coefficient de poussée des terres (calculs détaillés de  $K_{ad}$  est dans l'annexe 7-4).

$\gamma$  : poids volumique de remblai ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ).

$H$  : hauteur totale ( $H = 11,4 \text{ m}$ ).

Pour Cas n°1 ( $K_{ad} = 0,231$ ), on a :

$$F_p = 300,2 \text{ kN}$$

$$M_r = 1140,76 \text{ kN.m}$$

Les autres cas sont résumés dans l'annexe 7-5.

**d) Poussée des surcharges de remblai**

La surcharge additionnelle sur le remblai vaut  $10 \text{ kN/m}^2$  (Figure VII-14). Donc, la poussée due aux surcharges de remblais est donnée par :

$$F_{ad} = K_{ad} \times q \times h \times L$$

Avec :

$K_{ad}$  : coefficient de poussée des terres ( $K_{ad} = 0,231$ ).

$h$  : hauteur de la culée ( $h = 11,4 \text{ m}$ ).

$L$  : longueur.

Pour Cas n°1 ( $K_{ad} = 0,231$ ), on a :

$$F_{ad1} = 265,99 \text{ kN (appliquée à } h/2 = 3,51 \text{ m sur le mur frontal, } L = 12,75 \text{ m) :}$$

$$M_{r1} = 1250,18 \text{ kN.m}$$

$$F_{ad2} = 63,525 \text{ kN, (appliquée à } H/2=1 \text{ m sur la semelle, } L = 13,75 \text{ m) :}$$

$$M_{r2} = 63,525 \text{ kN.m}$$

Les autres cas sont résumés dans l'annexe 7-6.

Les efforts et les moments fléchissants sollicitant la culée figurent dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-5 : Efforts et moments sollicitant la culée

Sollicitations	Condition sismique	Efforts horizontaux (KN)	Efforts verticaux (KN)	Mr (kN.m)	Ms (kN.m)
La somme	Cas n°1 Kad = 0,231	629,71	27998,72	2682,56	183391,61
	Cas n°2 Kad = 0,301	6420,194	29678,64	30560,12	194395,09
	Cas n°3 Kad = 0,306	6433,919	27998,72	30754,13	183391,61
	Cas n°4 Kad = 0,31	6444,82	26318,8	31205,81	172388,14

Avec :

Ms : moment stabilisant dû aux charges verticales.

Mr : moment renversant dû aux charges horizontales.

#### e) Vérification de stabilité au renversement

Cette vérification se fait par rapport à l'axe de rotation du mur (généralement l'arrête inférieure de l'aval de la fondation). On compare la somme des moments des forces qui tendent à renverser le mur et la somme des moments des forces stabilisantes.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Donc, on a pour Cas n°4 :

$$\frac{1}{3} \frac{,1}{,8} = 5,52 \geq 1,5 \text{ (Vérifiée)}$$

#### f) Vérification de stabilité au glissement

La culée est stable vis-à-vis du glissement si :

$$\frac{F_v}{F_H} \geq 1,5$$

Donc, on a :

$$\frac{2}{6} \frac{,8}{,8} = 4,083 \geq 1,5 \text{ (Vérifiée)}$$

### VII.3.3 Etude du mur frontal

#### a) Type de sollicitation

Le mur frontal est sollicité en flexion composée.

#### b) Combinaison de charges

Les efforts agissants sur le mur frontal sont résumés dans l'annexe 7-7 et les combinaisons de charges dans l'annexe 7-8.

Les sollicitations les plus défavorables sont :

- A l'ELU :

$$1,35 G + 1,6 A(l)$$

$$N_{\max} = 29502,6 \text{ kN} \quad (2950,26/L = 2408,3 \text{ kN/ml avec } L : \text{ longueur égale à } 12,25 \text{ m})$$

$$M_{\max} = 23920,49 \text{ kN.m} \quad (1952,69 \text{ kN.m/ml})$$

- A l'ELS:

$$G + 1,2 A(l)$$

$$N_{\max} = 11141,63 \text{ kN} \quad (909,52 \text{ kN/ml})$$

$$M_{\max} = 17178,72 \text{ kN.m} \quad (1402,34 \text{ kN.m/ml})$$

On travail par mètre linéaire.

#### c) Ferrailage

Pour le ferrailage de la culée nous avons utilisé le logiciel ROBOT EXPERT (annexe7-9). Les sections obtenues sont :

$$A_l = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_l/3 = 5,83 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_l = 6\text{HA}20/\text{ml}$$

$$A_t = 6\text{HA}12/\text{ml}$$

La figure suivante présente le schéma de ferrailage de mur frontal.

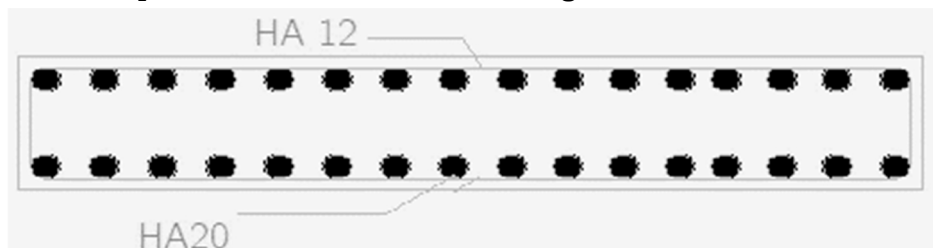


Figure VII-15 : Schéma de ferrailage de mur frontal

### VII.3.4 Etude de mur garde grève

#### a) Type de sollicitation

Le mur garde-grève est sollicité en flexion simple.

#### b) Charges appliquées sur le mur garde grève

- Poussée des terres :

La poussée des terres sur le mur garde grève est donnée par :

$$M_p = P \times \frac{H}{3}$$

Avec :

$$P = \frac{K_{ad} \times \gamma \times H^2 \times L}{2}$$

$K_{ad}$  : coefficient de poussée des terres ( $K_{ad} = 0,231$ ).

$L$  : mètre linéaire de remblais.

$\gamma$  : poids volumique de remblai ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ).

$H$  : hauteur de mur garde ( $H = 2,385 \text{ m}$ ).

Donc :

$$P = 13,139 \text{ kN/ml}$$

$$M_p = 10,445 \text{ kN.m}$$

$$M_{p-ELS} = M_p = 10,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{p-ELU} = 1,35 M_p = 14,1075 \text{ kN.m}$$

- Poussée d'une charge située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève a pour expression :

$$M_{pc} = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx$$

Avec :

$$K = K_{ad} \times b_c \times \gamma \times h$$

$\gamma$  : coefficient de pondération ( $\gamma = 1,6$  à l'ELU,  $\gamma = 1,2$  à l'ELS).

$b_c$  : coefficient de pondération du système Bc ( $b_c = 1,1$ ).

$\mu$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ( $\mu = 1,09$ ).

$h$  : hauteur du mur garde grève.

D'où :

$$M_{pc-ELU} = 37,92 \text{ kN.m}$$

$$M_{pc-ELS} = 28,41 \text{ kN.m}$$

- Force de freinage :

Le moment dû à l'effort de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_{pf} = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec :

$\mu$  : coefficient de pondération ( $\mu = 1,6$  à l'ELU,  $\mu = 1,2$  à l'ELS).

$h$  : hauteur du mur garde grève ( $H = 2,385$  m).

$P$  : poids d'une seule roue d'un camion ( $P = 60$  kN).

Donc :

$$M_{Pf-ELU} = 91,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{Pf-ELS} = 68,41 \text{ kN.m}$$

### c) Combinaison de charges

Les sollicitations les plus défavorables sont :

- A l'ELU :

$$1,35 M_G + 1,6 M_Q$$

$$M_{\max} = M_p - ELU + 1,6 M_{Pf-ELU} = 160,04 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS:

$$M_G + 1,2 M_Q$$

$$M_{\max} = M_p - ELS + 1,2 M_{Pf-ELU} = 92,542 \text{ kN.m}$$

### d) Ferrailage

En utilisant le logiciel ROBOT EXPERT annexe 7-10, on obtient :

$$A_l = 16,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_l/3 = 5,6 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_l = 6\text{HA}20/\text{ml}$$

$$A_t = 4\text{HA}14/\text{ml}$$

La figure suivante présente le schéma de ferrailage du mur garde-grève

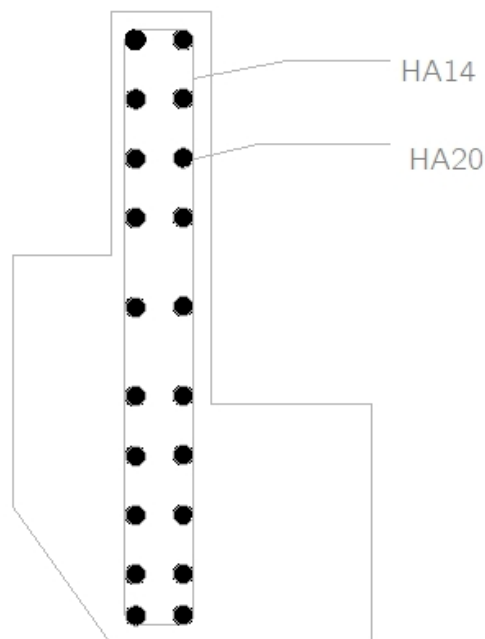


Figure VII-16 : Schéma de ferrailage du mur garde-grève

### VII.3.5 Etude de dalle de transition

#### a) Type de sollicitation

La dalle de transition est sollicitée en flexion simple.

#### b) Charges appliquées sur la dalle de transition

Le tableau VII-6 résume les charges appliquées sur la dalle de transition :

Tableau VII-6 : Charges appliquées sur la dalle de transition

	q (kN /ml)	$M = \frac{q^2}{8}$ (kN.m)
Poids propre	7,5	33,75
Revêtement	2,4	10,8
Remblais	20	90
Surcharges	10	45

#### Combinaison de charge

Les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- A l'ELU :

$$1,35 G + 1,6 Q$$

$$M_{\max} = 253,64 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS:

$$G + 1,2 Q$$

$$M_{\max} = 188,55 \text{ kN}$$

#### c) Ferrailage

En utilisant le logiciel ROBOT EXPERT annexe 7-11, on trouve :

$$A_l = 35,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_l/3 = 11,93 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_l = 8\text{HA}25/\text{ml}$$

$$A_t = 11\text{HA}12/\text{ml}$$

La figure suivante présente le schéma de ferrailage de la dalle de transition

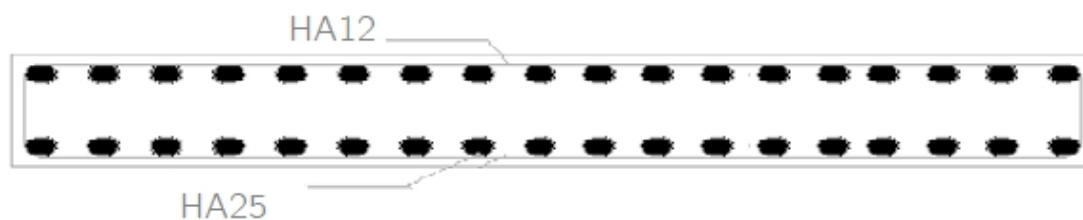


Figure VII-17 : Schéma de ferrailage de la dalle de transition

### VII.3.6 Etude du corbeau

#### a) Type de sollicitation

Le corbeau est sollicité en compression simple.

#### b) Charges appliquées sur le corbeau

Les charges revenant au le corbeau sont :

- Charges permanentes :

$$N_{\text{per}} = \frac{G_d - t_l}{2} \times L = \frac{(7,5+2 +2,4) \times 6}{2} = 89,7 \text{ kN/ml}$$

- Surcharges sur remblais :

$$N_{\text{rem}} = \frac{Q \times L}{2} = \frac{1 \times 6}{2} = 30 \text{ kN/ml}$$

#### c) Combinaisons de charges

Les sollicitations les plus défavorables sont :

- A l'ELU :

$$1,35 R_G + 1,6 R_Q$$

$$N_{\text{max}} = 169,09 \text{ kN}$$

- A l'ELS :

$$R_G + 1,2 R_Q$$

$$N_{\text{max}} = 125,7 \text{ kN}$$

#### d) Ferrailage

En utilisant le logiciel ROBOT EXPERT annexe 7-12, on trouve :

$$A_l = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_l/3 = 3,46 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_l = 7\text{HA}14/\text{ml}$$

$$A_t = 3\text{HA}14/\text{ml}$$

La figure suivante présente le schéma de ferrailage du corbeau

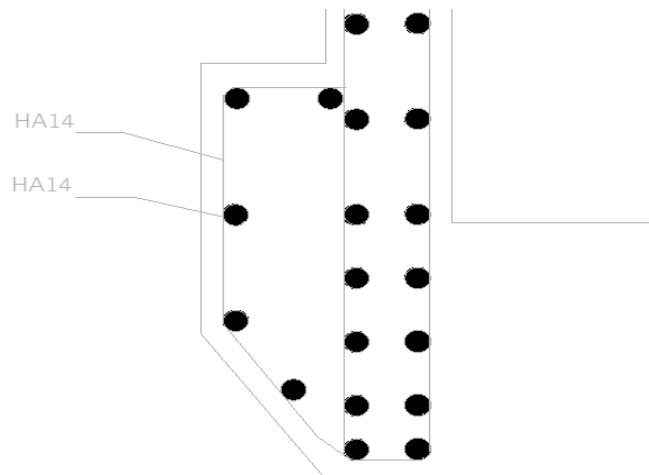


Figure VII-18 : Schéma de ferrailage du corbeau

### VII.3.7 Etude du mur en retour

#### a) Type de sollicitation

Le mur en retour est sollicité en flexion simple.

#### b) Charges appliquées sur le mur en retour

- Poussée des terres :

$$P_{\text{terres}} = 0,5 \times (0,231 \times 20 \times 9,4^2 \times 1) = 204110 \text{ Pa}$$

- Poussée de remblais :

$$P_{\text{sr}} = 3330 \text{ Pa}$$

- Poids des équipements :

$$P_{\text{eq}} = 12,75 \text{ kN/ml}$$

#### c) Combinaison de charges

Les combinaisons de charges sont résumées dans l'annexe 7-13, et ils nous donnent les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- A l'ELU :

$$1,35 M_p + 1,6 M_{\text{sr+terre}}$$

$$M_{\text{max}} = 906,22 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_p + 1,2 M_{\text{sr+terre}}$$

$$M_{\text{max}} = 285,82 \text{ kN.m}$$

#### d) Ferrailage

Avec le logiciel ROBOT EXPERT annexe 7-14, on obtient les sections suivantes :

$$A_l = 57,7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_l/3 = 19,56 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_l = 12\text{HA}25$$

$$A_t = 10\text{HA}16$$

La figure suivante présente le schéma de ferrailage du mur en retour

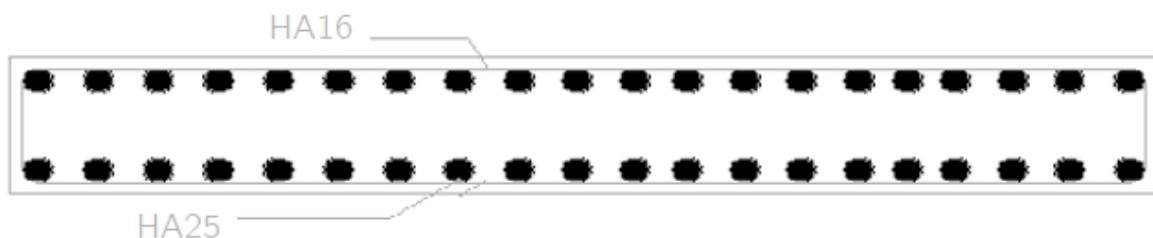


Figure VII-19 : Schéma de ferrailage du mur en retour



## VII.4 Etude des pieux

Un pieu est un élément de construction en béton, en acier, en bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes.

### VII.4.1 Nombre des pieux

Le nombre des pieux dans la culée est donné par la relation suivante :

$$n = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Avec :

$N_m$  : effort max à l'E.L.S (29998,88 kN).

$Q_p$  : capacité portante d'un pieu à E.L.S (8159,2 kN (Rapport géotechnique)).

$$n = 3,67$$

Donc, on prend :

4 dans sens longitudinal

3 dans le sens transversal

Le nombre total des pieux est donc égal à 12 (3× 4) avec une profondeur de 20 m.

### VII.4.2 Pieux de la pile

#### a) Type de sollicitation

Le pieu est sollicité en flexion composée.

#### b) Charges appliquées sur le pieu

- Effort tranchant :

Il correspond à l'effort de freinage, et il est égal à 300 kN

Donc, l'effort de freinage repris par chaque pieux est :

$$N = \frac{3}{1} = 25 \text{ kN}$$

- Moment fléchissant :

Le moment en tête du pieu est donné par la relation suivante :

$$M = -\frac{X_P}{X_M} \times \frac{N}{L}$$

Avec :

$$= \sqrt[4]{\frac{b_u}{4}} \text{ (Coefficient d'amortissement du module de WARNER)}$$

$E$  : module d'élasticité du béton,  $E = 32164 \text{ MPa}$

$I$  : moment d'inertie du pieu,  $I = 0,101 \text{ m}^4$

$b$  : diamètre du pieu,  $b = 1,20 \text{ m}$

$C_U$  : module de réaction du sol,  $C_U = 30 \text{ MN/m}^3$

$L$  : profondeur du pieu plus sollicité ( $L = 25 \text{ m}$ )

Donc :

$$L = L \sqrt[4]{\frac{1,20 \times 30}{4 \times 32164 \times 0,101}} = 5,73$$

A l'aide du tableau de WERNER (annexe 7-15), on tire :

$$X_P = 1,433, X_M = 1,73$$

D'où :

$$M = -90,42 \text{ kN.m}$$

**c) Ferrailage**

Le ferrailage se fait à l'aide des abaques de WALTHER :

On a :

$$\frac{h}{D} = 0,04$$

$$M_{\max} = 90,42 \text{ kN.m}$$

$$N = 3204 \text{ kN}$$

Donc on trouve :

$$\frac{N}{\pi \times R^2 \times \beta_w} = 0,113; \quad \frac{M}{\pi \times R^2 \times D \times \beta_w} = 0,026$$

On tire w à partir de l'abaque Walter, w = 0,2.

F<sub>a</sub> : Aire totale de l'armature longitudinales passive.

$$F_a = \frac{\pi \times R^2 \times \beta_w \times w}{f}$$

D'où :

$$F_a = 113,09 \text{ cm}^2$$

**Armatures longitudinales :**

$$A_l = 113,09 \text{ cm}^2 \text{ (25HA25) avec un espacement de 15 cm}$$

**Armatures transversales :**

A<sub>t</sub> (des cercles HA14) espacés de 15 cm dans les zones courantes et de 10 cm dans les zones de jonction. La figure suivante présente le schéma de ferrailage du pieu :

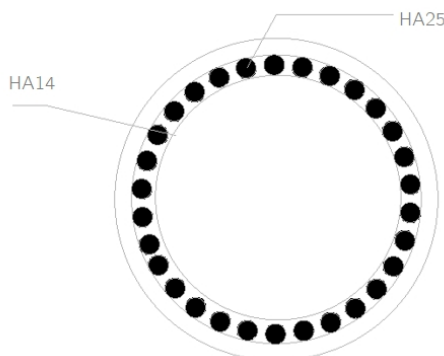


Figure VII-20 : Schéma de ferrailage du pieu de la pile

### VII.4.3 Pieux de la culée

#### a) Type de sollicitation

Le pieu est sollicité par une flexion composée.

#### b) Charges appliquées sur le pieu

**Effort tranchant :** L'effort tranchant maximal :

$$N_{\max} = 29678,64 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$N_p = \frac{2}{1} \cdot 6 = 2473,22 \text{ kN}$$

**Moment fléchissant :** Moment maximal :

$$M_{\max} = 31205,81 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$M_p = \frac{3}{1} \cdot 8 = 2600,48 \text{ kN.m}$$

#### c) Ferrailage

Le ferrailage se fait à l'aide ROBOT EXPERT (annexe 7-16), on trouve :

**Armatures longitudinales :**

$$A_l = 227,5 \text{ cm}^2 \text{ (29 HA32) avec un espacement de 13 cm}$$

**Armatures transversales :**

$A_t$  (des cercles HA14 et HA20) espacés de 20 cm dans les zones courantes et de 12 cm dans les zones de jonction.

La figure suivante présente le schéma de ferrailage du pieu

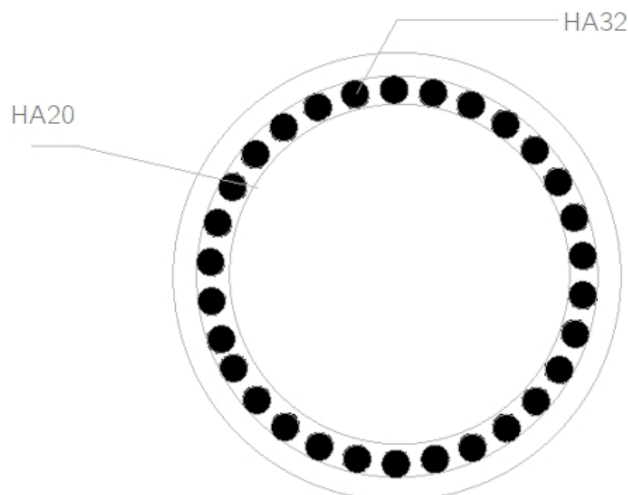


Figure VII-21 : Schéma de ferrailage du pieu de la culée

## VII.5 Conclusion

Ce chapitre est dédié à l'étude de l'infrastructure en tenant compte de l'environnement et de la nature du sol. Pour le ferrailage des différents éléments nous avons essayé d'utiliser différents outils de calcul comme le ROBOT EXPERT et les abaques des calculs.

## Conclusion générale

Notre projet de fin d'études a porté sur l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint sur l'autoroute qui relie la ville de Khémis Miliana et Bordj Bou Arreridj.

Cette modeste étude nous a permis d'une part, de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, et d'autre part de nous familiariser avec les principales étapes de l'étude d'un pont.

Par ailleurs, elle nous a permis de nous initier aux logiciels ROBOT pour la modélisation, le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de ferrailage, et le logiciel AUTOCAD pour le dessin.

Ce travail a été structuré en trois parties :

La première partie de cette étude, consacrée au choix des variantes, nous a conduit à une analyse des données relatives aux contraintes imposées par le site. Cette analyse nous a permis d'opter pour la variante la plus appropriée qui est un pont à poutres en béton précontraint. Ce pont est formé de 2 travées de rive identiques de 35 m, de 4 travées intermédiaires de 36 m avec une longueur totale du tablier de 216 m.

La deuxième partie est consacrée au dimensionnement de la superstructure de la variante retenue, tous les calculs et toutes les vérifications nécessaires à l'ELU ou bien à l'ELS ont été effectués. Les principaux résultats obtenus sont :

- 3 câbles de 12T15.
- pertes inférieures à 25 %.
- flèche maximale égale à 4,59 cm

Les résultats du ferrailage sont :

- Poutre :  
 $A_{l-peau} = 16HA12$ ,  $A_{l-zone\_tendu} = 5HA14$ ,  $A_{l-peau} = \text{cadres HA12}$   $A_{t-passive} = 2HA12$ .
- Entretoise :  
 $A_{L-napp\_sup/appui} = 9HA16$ ,  $A_{T-napp\_sup/appui} = 6HA16$ ,  $A_{L-napp\_sup/mi-travée} = 5HA16$ ,  
 $A_{T-napp\_sup/mi-travée} = 3HA12$ .
- Hourdis :  
 $A_{L-napp\_sup/appui} = 6HA14$ ,  $A_{T-napp\_sup/appui} = 4HA10$ ,  $A_{L-napp\_sup/mi-travée} = 4HA14$ ,  
 $A_{T-napp\_sup/mi-travée} = 4HA10$ .
- Appuis :  
 $A_c = 7HA14$ ,  $A_H = 6HA12$ ,  $A_S = 3HA10$ ,  $A_I = 4HA10$ .

Le calcul de la plupart des sollicitations a été effectué à l'aide de logiciel Autodesk Robot Structural 2020. Les diverses vérifications ont été faites manuellement conformément aux règlements B.P.E.L 91 {2} et B.A.E.L 91 {1}.

Dans la troisième partie, nous nous sommes intéressés au prédimensionnement et au calcul des éléments de l'infrastructure, ainsi qu'à la stabilité de l'ensemble. Les résultats les plus importants du prédimensionnement sont :

- Pile
  - Chevêtres rectangulaires de 13,25 m de longueur, de 3,5 m de largeur et de 2 m d'épaisseur.
  - 3 fûts circulaires, de diamètre 2 m espacés de 4,5 m.
  - semelles rectangulaires de 13,75 m de longueur, de 10 m de largeur et de 2,5 m d'épaisseur.
  - 12 pieux circulaires, de diamètre 1,2 m espacés de 3,8 m.
- Culée
  - Mur frontal de 12,25 m de longueur, de 1,75 m de largeur et de 7,015 m de hauteur.
  - Mur garde-grève de 12,25 m de longueur, de 2,385 m de hauteur et de 0,3 m d'épaisseur.
  - Dalle de transition de 6 m de longueur et de 0,3 m d'épaisseur.
  - Corbeau de 12,25 m de longueur, de 2,25 m de hauteur et de 0,3 m d'épaisseur.
  - Mur en retour de 10,1 m de longueur, de 9,4 m de hauteur et de 0,5 m d'épaisseur.
  - 12 pieux circulaires, de diamètre 1,2 m espacés de 3,8 m.

Les résultats du ferrailage sont :

- Pile
  - Chevêtre:  $A_l = 15HA25$ ,  $A_t = 4HA16$ .
  - Fût :  $A_l = 38HA32$ ,  $A_t =$  cercles HA16.
  - Semelle :  $A_{li} = 20HA32$ ,  $A_{ti} = 11HA25$ ,  $A_{ls} = 11HA25$ ,  $A_{ts} = 12HA14$ .
  - Pieux de la pile :  $A_l = 25HA25$ ,  $A_t =$  cercles HA14.
- Culée
  - Mur frontal :  $A_l = 6HA20$ ,  $A_t = 6HA12$ .
  - Mur garde-grève :  $A_l = 6HA20/ml$ ,  $A_t = 4HA14/ml$ .
  - Dalle de transition :  $A_l = 8HA25/ml$ ,  $A_t = 11HA12/ml$ .
  - Corbeau :  $A_l = 7HA14/ml$ ,  $A_t = 3HA14/ml$ .
  - Mur en retour :  $A_l = 12HA25$ ,  $A_t = 10HA16$ .
  - Pieux de la culée :  $A_l = 29HA32$ ,  $A_t =$  cercles HA14 et HA20.

# Références bibliographiques

## Règlements

- 1- BAEL 91. (1991) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- 2- BPEL 91. (révisé 99) : Règles techniques de conception de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titres 1.
- 3- RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- 4- RPOA (2008) : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- 5- SETRA. (Février 1996) : Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.
- 6- SETRA. (Juin 2008) : Ponts en béton précontraint construit par encorbellement successifs : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.

## Ouvrages

- 7- CALGARO, Jean-Armand. Projet et construction des ponts : généralités, fondations, appuis, ouvrages courants. Paris : les ateliers Normandie Roto, 2000. 447p. ISBN 2-85978-327-X.
- 8- CHAUSSIN, Robert. Béton précontraint. Technique de l'ingénieur, C 2360, 1990.

## Cours

- 9- Béton Armé, Béton Précontraint, 4ème année Génie Civil. Mr BOUTEMEUR.
- 10- Cour Pont, 5ème année Génie Civil. Mme. D. CHERID.

## Projets de fin d'études

- 11- Conception et Etude d'un Viaduc : Pénétrante reliant Sidi Abdallah à Zeralda, juin 2019, Abid ELGHOLLAM et Razika SAID DJAAT
- 12- Etude d'un pont à poutres en béton précontraint réalisées par post-tension, juin 2019, SELLOU Hicham et ZAITER Moussa

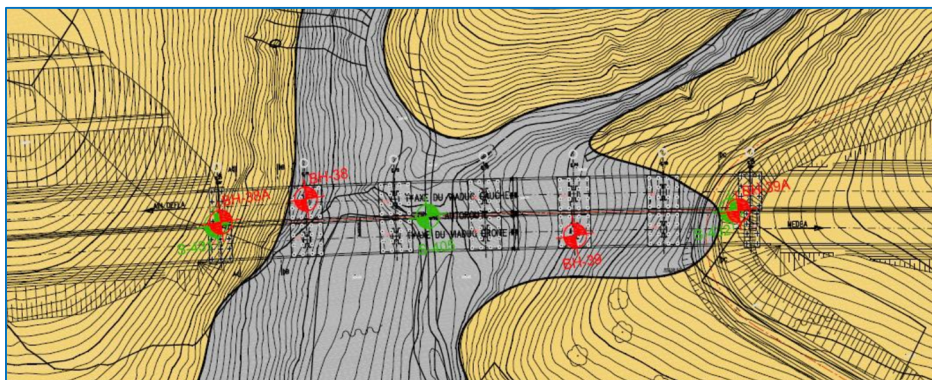
# **Annexes**



# Annexe 1 : Données géotechniques

## Forages

L'emplacements des forages est représenté dans la Figure suivante :



*Emplacements des Forages*

Les différentes couches constituant ce sol sont données par les tableaux suivants :

*Différentes couches du sol de sondage 1*

	Profondeur (m)	Type de sol
Sondage 1	0,00 – 3,90	Gravier et cailloux de nature essentiellement gréseuse
	3,90 – 6,50	Sable limoneux ferme et gravier et cailloux
	6,50 – 16,30	Limon peu sableux très rigide avec quelque inclusions de graviers

*Différentes couches du sol de sondage 2*

	Profondeur (m)	Type de sol
Sondage 2	0,00 – 0,70	Terre végétale
	0,70 – 1,60	Argile limoneuse peu sableuse peu graveleuse
	1,60 – 21,40	Blocs, cailloux, gravier de nature essentiellement gréseuse avec une matrice sablo-argileuse intercalés par deux passages d'argile compact marron rougeâtre au niveau des profondeurs suivante : 6,8 à 7,10 ; 12,10 à 14,00

*Différentes couches du sol de sondage 3*

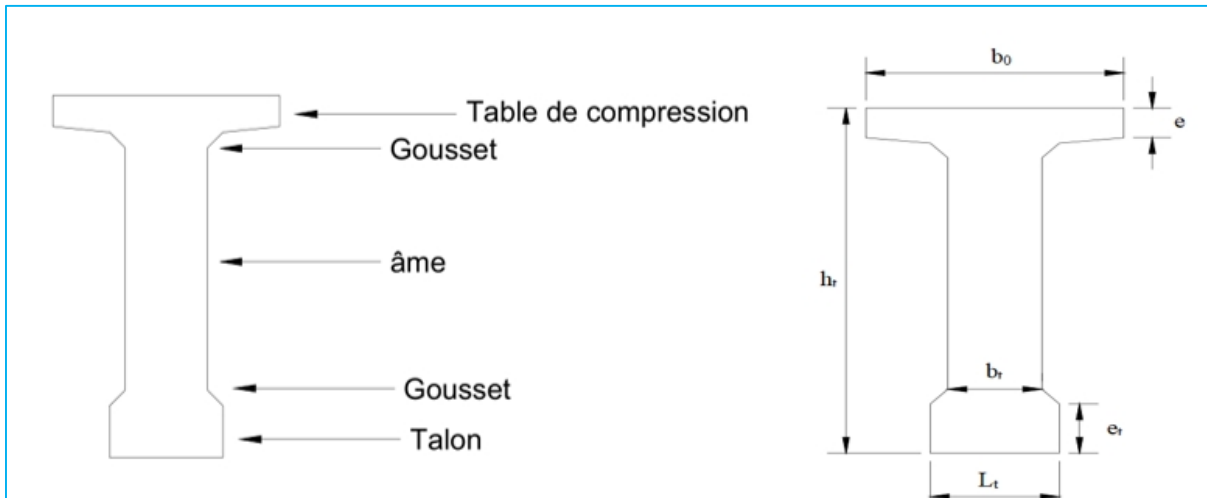
Sondage 3	Profondeur (m)	Type de sol
	0,00 – 04,30	Argile sablo-graveleux
	4,30 – 6,00	Sable argileux légèrement graveleux
	6,00 – 11,50	Alternance de niveau de sable, gravier et argile sableuse avec quelque blocs
	11,50 – 12,30	Niveau de grès dur, fragmenter
	12,30 – 14,70	Alternance de niveau d'argile, sable et gravier
	14,70 – 15,60	Argile limoneuse rougeâtre
	15,60 – 19,00	Gravier dans une matrice sablo-argileuse
	19,00 – 20,00	Argile sableuse marron à rougeâtre
	20,00 – 25,27	Argile limoneuse, marron à rougeâtre, ferme avec un passage d'argile molle entre 22,20 et 22,70

Capacité portante d'un pieux :  $Q_p = 8159,2 \text{ kN}$

# Annexe 2 : Prédimensionnement

## Poutre en I

Nous avons opté pour des poutres en section I



*Eléments d'une poutre*

## Hauteur de la poutre

La hauteur des poutres est un paramètre très important car si elle est trop grande, elle risque de présenter une trop grande prise au vent. Dans le cas contraire, la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte et même des sections de béton. C'est pourquoi, on considère généralement que l'élancement optimal  $L/h_t$  se situe entre 16 et 22 (SETRA 1996).

La longueur maximale des poutres est de 35 m, donc :

$$1,75 \leq h_t \leq 2,058 \text{ (m)}$$

On prend :  $h_t = 1,75 \text{ m}$

## Largeur de la table de compression $b_0$

La largeur de la table doit être comprise entre 0,6 et 0,7  $h_t$  :

$$0,6 h_t \leq b_0 \leq 0,7 h_t \text{ (m)}$$

On prend :  $b_0 = 1,1 \text{ m}$

## Epaisseur de la table de compression

L'épaisseur de la table de compression doit être :

$$10 \leq e \leq 15 \text{ (cm)}$$

On fixe :  $e = 15 \text{ cm}$

## **Largeur de talon**

Le talon d'une poutre constitue la fibre inférieure de la structure, son dimensionnement se fait à la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement (SETRA 1996).

Sa largeur  $L_t$  est généralement comprise entre 0,4 et 0,6 m, et son épaisseur est habituellement comprise entre 0,2 et 0,3m donc :

$$40 \text{ cm} \leq L_t \leq 60 \text{ (cm)}$$

On fixe :  $L_t = 55 \text{ cm}$

## **Epaisseur de talon**

Elle est comprise entre 0,2m et 0,3m.

$$0,20\text{m} \leq e_t \leq 0,30 \text{ (m)}$$

On fixe :  $e_t = 25 \text{ cm}$

## **Epaisseur de l'âme en travée**

En zone médiane (mi- travée), où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL91, notamment les conditions d'enrobage des armatures passives et des armatures de précontrainte dans les zones où les câbles remontent dans l'âme (SETRA 1996).

On prend :  $b_t = 25 \text{ cm}$

## **Epaisseur de l'âme à l'about**

Pour les zones d'about, l'épaisseur de l'âme doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre l'emplacement des encrages de câbles de précontrainte (SETRA).

La valeur de l'épaisseur de l'âme est prise identiquement à la largeur de talon.

On prend :  $b_a = 55 \text{ cm}$

## **Epaisseur de l'hourdis**

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversales, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20m et 0,30 m.

$$20 \leq E_H \leq 30 \text{ (cm)}$$

On prend :  $E_H = 22 \text{ cm}$ .

### Entraxe entre les poutres

Il est compris entre 1,5m et 2,5 m.

On prend :  $d = 1,9 \text{ m}$

### Nombre des poutres

Le Nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres.

$$N = E\left(\frac{L_a}{d} + 1\right)$$

$L_a$ : entraxe des deux poutres de l'extrémité qui est la différence entre la largeur de Tablier et la largeur de la poutre.

$$L_a = 13,25 - 1,1 = 12,15 \text{ m}$$

$$N = E(12,15/1,9) + 1 = E(7,39) = 7 \text{ poutres}$$

### Goussets

Le gousset est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte.

Pour la section médiane :

$$\alpha_1 = 6^\circ \Rightarrow e_1 = 2,75 \text{ cm}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 15 \text{ cm}$$

$$\alpha_3 = 45^\circ \Rightarrow e_3 = 15 \text{ cm}$$

Pour la section d'bout :

$$\alpha_1 = 6^\circ \Rightarrow e_1 = 1 \text{ cm}$$

# Annexe 3 : Caractéristiques des matériaux

## Densité du béton

La densité du béton est de 25.

## Résistance caractéristiques à la compression $f_{c28}$

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ , pour notre projet, les résistances caractéristiques à la compression sont :

40 MPa pour les poutres préfabriquées et prédalles.

27 MPa pour dalles, Piles, Semelles, Culées.

10 MPa pour Béton de propreté.

## Résistance caractéristiques à la traction $f_{t28}$

Les résistances caractéristiques à la traction ont 28 jours été déduites à partir de la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

3 MPa pour les poutres préfabriquées et prédalles.

2,2 MPa pour dalles, Piles, Semelles, Culées.

1,2 MPa pour Béton de propreté.

## Module de déformation longitudinale de béton E

On distingue deux modules longitudinaux :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h)  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

- Module de déformation différée (longue durée)  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Les valeurs de  $E_{ij}$  et  $E_{vj}$  sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIIannexe - 1 : Valeurs de module de déformation E

Elément	$f_{c28}$ (MPa)	$E_{ij}$ (MPa)	$E_{vj}$ (MPa)
Poutres préfabriquées et prédalles	40	37619,47	12653,82
Dalles, piles, semelles, culées	27	33000	11100
Béton de propreté	10	23698,78	7971,0

## Coefficient du poisson

Donc on prend :  $\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré (ELS) et  $\nu = 0$  pour un béton fissuré (ELU).

## Module de déformation transversales de béton G

Il est donné par la formule suivante :

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

Les valeurs du module G sont résumées dans le tableau suivant

Tableau VIIannexe - 2 : Valeurs de module G

Elément	ELS (MPa)	ELU (MPa)
Poutres préfabriquées et prédalles	15674,77	18809,72
Dalles, piles, semelles, culées	13750	6500
Béton de propreté	9874,49	11849,9

### Contraintes à l'état limite ultime

La contrainte limite de compression du béton à l'ELU est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1,5} = 22,99 \text{ MPa}$$

- $\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation durable.
- $\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

### Contraintes à l'état limite de service

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L. S est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

- 24 MPa pour les poutres préfabriquées et prédalles.
- 16 MPa pour dalles, Piles, Semelles, Culées.

### Contrainte de l'acier à l'ELS

La contrainte limite de l'acier dépend de la nature des fissurations comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau annexe -VII-7: Contraintes limites de l'acier.

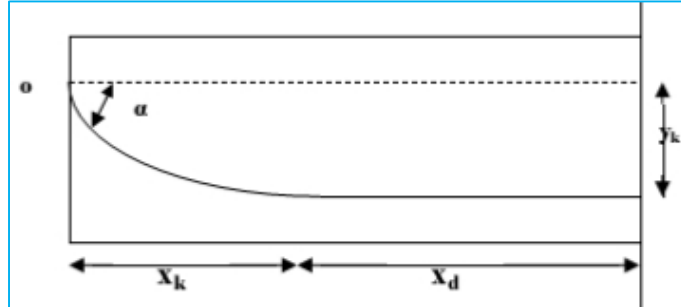
Fissuration nuisible	Formule de vérification
Fissuration préjudiciable	$st < \left( \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta ft28} \right)$
Fissuration très préjudiciable	$st < \left( \frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta ft28} \right)$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration qui est égal à 1,6 pour les aciers HA et égal à 1 pour les aciers ronds lisses.

# Annexe 4 : Equations des câbles précontraints

## Principe

L'allure parabolique des câbles est illustrée dans la figure suivante



*Allure parabolique des câbles*

On a l'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = ax^2$$

Donc :

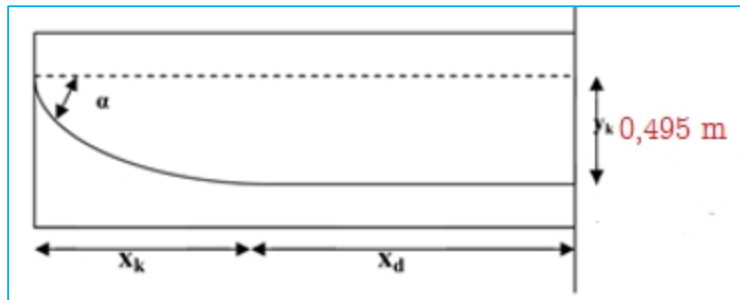
$$\text{tg } \alpha = \frac{dy}{dx} = 2ax$$

Posant :  $x=x_k$  et  $y=y_k$

$$\text{On aura : } a = \frac{y_k}{x_k^2} \text{ donc } \text{tg } \alpha = 2ax_k = 2 \frac{y_k}{x_k^2} \times x_k = 2 \frac{y_k}{x_k}$$

### Câble 1 :

La figure suivante présente les positions du câble 1 dans l'about et dans la section médiane avec :  $\alpha_1 = 9^\circ$ .



*Position du câble 1 dans la poutre.*

$$y_k = 0,495 \text{ m}$$

$$x_k = (2 \times y_k) / \text{tg } \alpha = \frac{2 \times 0,4}{\text{tg } (9)} = 6,25 \text{ m}$$

$$x_d = L/2 - x_k = (36/2) - 6,25 = 18 - 6,25 = 11,75 \text{ m}$$

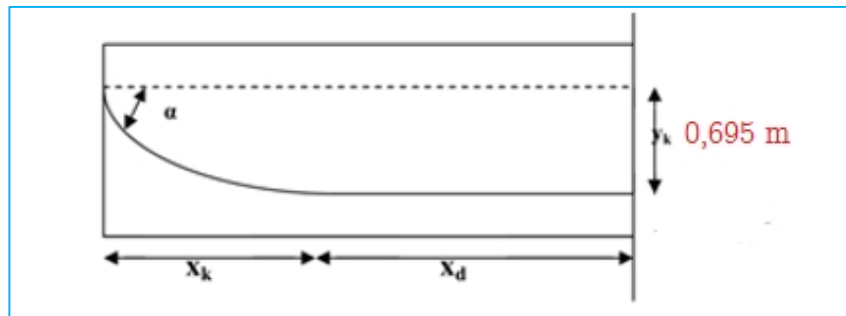
$$A = y_k / x_d^2 = 0,495 / 11,75^2 = 0,0012 \text{ m}^{-1}$$

$$Y = 0,012x^2$$



### Câble 2 :

On doit déterminer  $\alpha_2$  de telle manière que l'angle de relevage du câble moyen ( $\alpha_0$ ) soit respecté, La figure suivante présente les positions du câble 2 dans l'about et dans la section médiane.



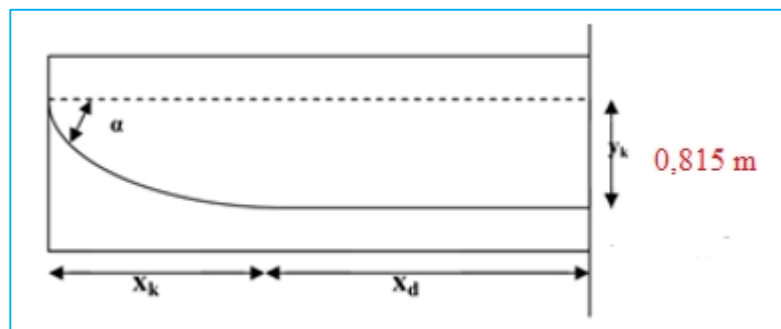
Position du câble 2 dans la poutre.

$$\alpha_2 = 2 \times \alpha_{opt} - \alpha_0 = 2 \times 13 - 13 = 14,52^\circ$$
$$y_k = 0,695 \text{ m}$$
$$x_k = (2 \times y_k) / \operatorname{tg}(\alpha_2) = \frac{2 \times 0,6}{\operatorname{tg}(14,52^\circ)} = 5,36 \text{ m}$$
$$x_d = 1/2 - x_k = 36/2 - 5,36 = 18 - 5,36 = 12,64 \text{ m}$$
$$a = y_k / x_d^2 = 0,695 / 12,64^2 = 0,024 \text{ m}^{-1}$$

$$Y = 0,024x^2$$

### Câble 3 :

La figure suivante présente les positions du câble 3 dans l'about et dans la section médiane avec :  $\alpha_3 = 25^\circ$ .



Position du câble 3 dans la poutre.

$$y_k = 0,815 \text{ m}$$
$$x_k = (2 \times y_k) / \operatorname{tg}(\alpha_3) = \frac{2 \times 0,8}{\operatorname{tg}(25^\circ)} = 3,49 \text{ m}$$
$$x_d = 1/2 - x_k = 36/2 - 3,49 = 18 - 3,49 = 14,51 \text{ m}$$
$$a = y_k / x_d^2 = 0,815 / 14,51^2 = 0,066 \text{ m}^{-1}$$

$$Y = 0,066x^2$$

# Annexe 5 : Caractéristiques nettes et homogènes

## Caractéristiques nettes

Le calcul des caractéristiques nettes de la section médiane est donné par les expressions suivantes :

$$A_n = A_b - n \times A_g$$

$$I_n = (V'_n - V'_b)^2 \times A_b - n \times I_g - A_g \times \sum (V'_n - y_i)^2 + I_b$$

$$V'_n = \frac{A_b \times V'_b - A_g \times y_i}{A_n}$$

Avec :

$A_b$  : c'est la section du béton seul sans prendre en considération les trous des gaines et les aciers.

$A_n$  : c'est la section comprenant la section brute et les trous des gaines.

$A_g$  : section de la gaine,  $A_g=5.10^{-3} \text{ m}^2$  ( $D_{\text{gaine}} = 80 \text{ mm}$ )

$n$  : nombre de câbles,  $n=3$  câbles

$I_n$  : inertie de la section nette.

$I_g$  : inertie de la gaine,  $I_g=2,01.10^{-6} \text{ m}^4$

$I_b$  : inertie de la section brute.

$V'_n$  : distance entre le centre de gravité de la section nette et sa fibre inférieure.

$V'_b$  : distance entre le centre de gravité de la section brute et sa fibre inférieure

$y_i$  : distance entre le câble  $i$  et la fibre inférieure qui est égale :

$$y_1=0,165 \text{ m}$$

$$y_2=0,245 \text{ m}$$

$$y_3=0,405 \text{ m}$$

Les caractéristiques brutes et nettes de la section médiane (poutre seule) sont données dans le tableau ci-dessous :

*Caractéristiques de la section médiane sans hourdis.*

	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V' (m)	V (m)
Section brute	0,69	0,25	0,96	0,79
Section nette	0,675	0,24	0,975	0,775

*Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane avec hourdi.*

	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V' (m)	V (m)
Section brute	1,16	0,52	1,33	0,67
Section nette	1,145	0,502	1,34	0,66

## Caractéristiques homogènes

Le calcul des caractéristiques homogènes de la section médiane avec hourdi est donné par les formules suivantes :

$$A_h = A_n + n \times N \times A_p$$

Tel que :

$A_h$  : aire de la section homogène.

$V'_h$  : distance entre le centre de gravité de la section homogène et sa fibre inférieure.

$$v'_h = \frac{A_n \times v'_n + N \times A_p \times y_i}{A_h}$$

$I_h$  : Inertie de la section homogène.

$$I_h = I_n + A_n \times (v'_h - v'_n)^2 + N \times A_p \times \sum (y_i - y_h)^2$$

$y_h$  : la hauteur de la poutre avec hourdis ( $y_h = 2$  m)

$A_p$  : section de câble de précontrainte = 1680 mm<sup>2</sup>.

$N$  : coefficient d'équivalence acier-béton =5 (rapport entre le module de déformation longitudinale  $E_p$  et le module d'élasticité instantanée de béton  $E_{ij}$ )

Les caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

*Tableau annexe -VII-8: Caractéristiques homogènes de la section médiane*

$A_h$ (m <sup>2</sup> )	$V'_h$ (m)	$v_h$ (m)	$I_h$ (m <sup>4</sup> )
1,17	1,343	0,657	0,547

# Annexe 6 : Ferrailage de l'hourdis, entretoise et appareils d'appuis

## Ferrailage de l'hourdis

### FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

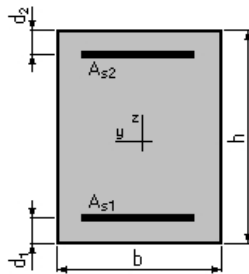
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	48,55	0,00
Etat Limite de Service	36,40	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 8,1$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 3,5$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,40$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,17$ (%)		

##### Analyse par Cas:

Cas ELU  $M_{\max} = 48,55$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)  
Coefficient de sécurité : 1,39 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 1,9$  (cm)  
 Bras de levier :  $Z = 19,2$  (cm)  
 Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 1,07$  (‰)  
 Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier :  
 Tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 36,40$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00  
 Position de l'axe neutre :  $y = 5,9$  (cm)  
 Bras de levier :  $Z = 18,0$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 6,9$  (MPa)  
 Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier :  
 Tendue :  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier :  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI- TRAVEE)

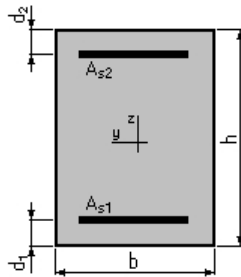
### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 25,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	48,80	0,00
Etat Limite de Service	36,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

## Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 8,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,41 \text{ (\%)}\text{)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,17 \text{ (\%)}\text{)}$		

## Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 48,80 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,39 Pivot : A  
Position de l'axe neutre :  $y = 1,9 \text{ (cm)}$   
Bras de levier :  $Z = 19,2 \text{ (cm)}$   
Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 1,08 \text{ (\%)}\text{)}$   
Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$   
Contrainte de l'acier :  
Tendue :  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 36,60 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 5,9 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:  $Z = 18,0 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 6,9 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier :  
Tendue :  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier :  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## Ferrailage de l'entretoise

### FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

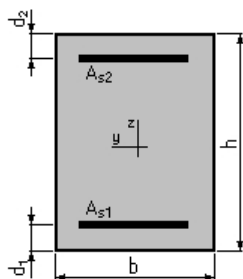
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 40,0 \text{ (MPa)}$**

**Acier :  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$b = 35,0 \text{ (cm)}$   
 $h = 132,0 \text{ (cm)}$   
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$   
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	510,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 17,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,3$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,40$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 510,90$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 37,1$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 114,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 6,9$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## FERRAILLAGE NAPPE INFERIEURE

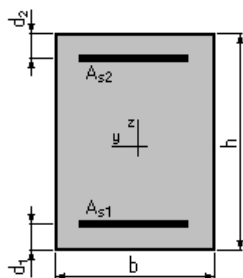
### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :



$b = 35,0$  (cm)

$h = 132,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	272,81	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 9,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,3$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,21$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

#### Analyse par Cas :

**Cas ELS**  $M_{\max} = 272,81$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 28,0$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 117,7$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 2,6$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 33,5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## CADRES TRANSVERSALES (EFFORT TRANCHANT)

### Calcul de Section à l'effort Tranchant

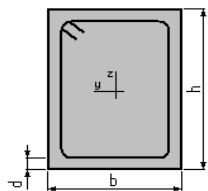
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

#### 2. Section :



$b = 36,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)



### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant  
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1212,93	0,00

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 2,2$  (MPa)  
Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 4,0$  (MPa)

#### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg) Longueur de la travée : L = 3,5 (m)  
Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 2,3$  (cm<sup>2</sup>)  
Cadres : 2  $\varnothing$  12  
Espacement :  $S_t = 19,3$  (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :  
Espacement maximum:  $S_{t,max} = 40,0$  (cm) 8 + 7\*16 + 1\*25 (cm)

### Ferrailage des appareils d'appuis

Combinaison 1,35G+1,6 (AL<sub>3</sub>) :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
7/ 22 (C)	0,29	0,40	1302,99	0,00	0,00	0,00
8/ 22 (C)	0,00	0,00	1303,01	0,00	0,00	-0,00
15/ 22 (C)	-0,43	-0,21	1260,12	-0,00	-0,00	0,00
16/ 22 (C)	0,00	-0,00	1260,03	-0,00	-0,00	-0,00
23/ 22 (C)	-0,10	-0,06	1325,88	0,00	-0,00	0,00
24/ 22 (C)	0,00	0,00	1326,01	0,00	0,00	-0,00
31/ 22 (C)	0,03	-0,01	1305,24	0,00	-0,00	-0,00
32/ 22 (C)	0,00	0,00	1305,09	0,00	-0,00	-0,00
39/ 22 (C)	0,10	-0,13	1310,70	-0,00	-0,00	0,00
40/ 22 (C)	0,00	0,00	1310,94	0,00	-0,00	0,00
47/ 22 (C)	0,57	-0,31	1265,74	0,00	0,00	0,00
48/ 22 (C)	-0,00	-0,00	1265,48	-0,00	-0,00	0,00
55/ 22 (C)	-0,44	0,32	1127,92	0,00	-0,00	0,00
56/ 22 (C)	0,00	0,00	1128,02	0,00	-0,00	0,00
Cas 22 (C)	1,35G+1,6AL3					
Somme totale	0,00	0,00	17797,17	0,00	-0,00	-0,00
Somme réaction	0,00	0,00	17797,17	115895,51	-320349,05	0,00
Somme efforts	0,0	-0,00	-17797,17	-115895,51	320349,05	-0,00
Vérification	0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00	0,00
Précision	6,39579e-07	4,98065e-21				

Combinaison 1,35G+1,6 Bc3 :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
7/ 1,35G+	0,29	0,40	1250,01	0,00	0,00	0,00
8/ 1,35G+	0,00	0,00	1245,77	0,00	0,00	-0,00
15/ 1,35G+	-0,30	-0,14	1255,88	-0,00	-0,00	0,00
16/ 1,35G+	0,00	0,00	1272,01	-0,00	-0,00	-0,00
23/ 1,35G+	-0,07	0,02	1426,56	0,00	-0,00	0,00
24/ 1,35G+	0,00	0,00	1496,80	0,00	0,00	-0,00
31/ 1,35G+	0,02	0,06	1377,78	0,00	-0,00	0,00
32/ 1,35G+	0,00	0,00	1444,64	0,00	-0,00	0,00
39/ 1,35G+	0,09	-0,09	1264,42	-0,00	-0,00	0,00
40/ 1,35G+	0,00	0,00	1279,90	0,00	-0,00	0,00
47/ 1,35G+	0,51	-0,20	1101,02	0,00	0,00	0,00
48/ 1,35G+	0,00	0,00	1096,49	-0,00	0,00	0,00
55/ 1,35G+	-0,30	0,30	885,77	0,00	0,00	0,00
56/ 1,35G+	0,00	0,00	886,90	0,00	0,00	0,00
Cas 1,35G+1,6BC	1,35G+1,6BC3+					
Somme totale	0,23	0,36	17283,95	0,00	0,00	-0,00
Somme réaction	0,00	0,00	13147,70	84441,59	-248996,47	0,00
Somme efforts	0,0	-0,00	-13147,70	-84441,59	248996,47	-0,00
Vérification	0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00	0,00
Précision	2,25221e+06	2,89604e-21				

Combinaison 1,35G+1,35D240 :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
7/ 1,35G+	0,27	0,41	1086,55	0,00	0,00	0,00
8/ 1,35G+	0,00	0,00	1087,15	0,00	0,00	-0,00
15/ 1,35G+	-0,30	-0,14	1160,75	-0,00	-0,00	0,00
16/ 1,35G+	0,00	0,00	1160,89	-0,00	-0,00	-0,00
23/ 1,35G+	-0,07	-0,00	1408,61	0,00	-0,00	0,00
24/ 1,35G+	0,00	0,00	1417,28	0,00	0,00	-0,00
31/ 1,35G+	0,03	0,13	1766,60	0,00	-0,00	0,00
32/ 1,35G+	0,00	0,00	1776,78	0,00	-0,00	0,00
39/ 1,35G+	0,09	-0,06	1383,96	-0,00	0,00	0,00
40/ 1,35G+	0,00	0,00	1392,77	0,00	-0,00	0,00
47/ 1,35G+	0,53	-0,21	1184,68	0,00	0,00	0,00
48/ 1,35G+	0,00	0,00	1184,10	0,00	0,00	0,00
55/ 1,35G+	-0,31	0,35	901,67	0,00	0,00	0,00
56/ 1,35G+	0,00	0,00	902,36	0,00	0,00	0,00
Cas 1,35G+1,35D2	1,35G+1,35D240+					
Somme totale	0,25	0,48	17814,14	0,00	0,00	-0,00
Somme réaction	0,00	0,00	12462,26	80551,72	-224320,63	0,00
Somme efforts	0,0	-0,00	-12462,26	-80551,72	224320,63	-0,00
Vérification	0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00	0,00
Précision	6,39540e-07	2,18650e-21				

# Annexe 7 : Infrastructure

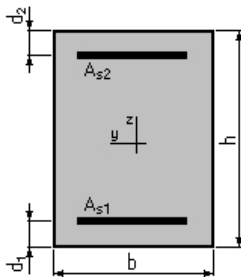
## 7-1 – Ferrailage du chevêtre

### 1. Hypotheses :

**Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :



$$b = 350,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 200,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués :

$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	1045,44	-3282,04
Etat Limite de Service	771,18	-2421,05
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 68,3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 68,3$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 68,3$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

#### Analyse par Cas :

**Cas ELU**     $M_{\max} = 1045,44$  (kN\*m)     $M_{\min} = -3282,04$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,74      Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 6,6$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 192,3$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 0,35$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

Comprimée :  $\sigma'_s = 17,5$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 771,18$  (kN\*m)  $M_{\min} = -2421,05$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,31

Position de l'axe neutre :  $y = 28,9$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 185,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1,0$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

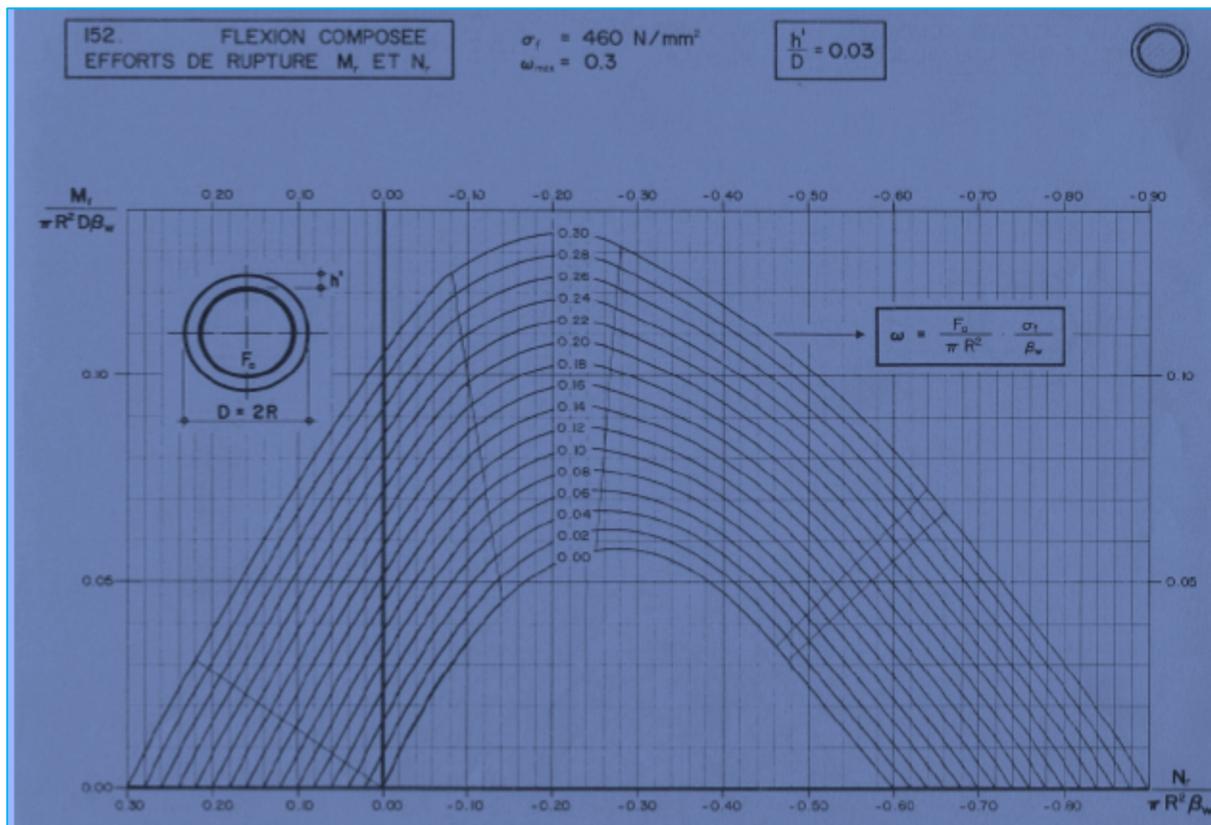
Tendue :  $\sigma_s = 13,7$  (MPa)

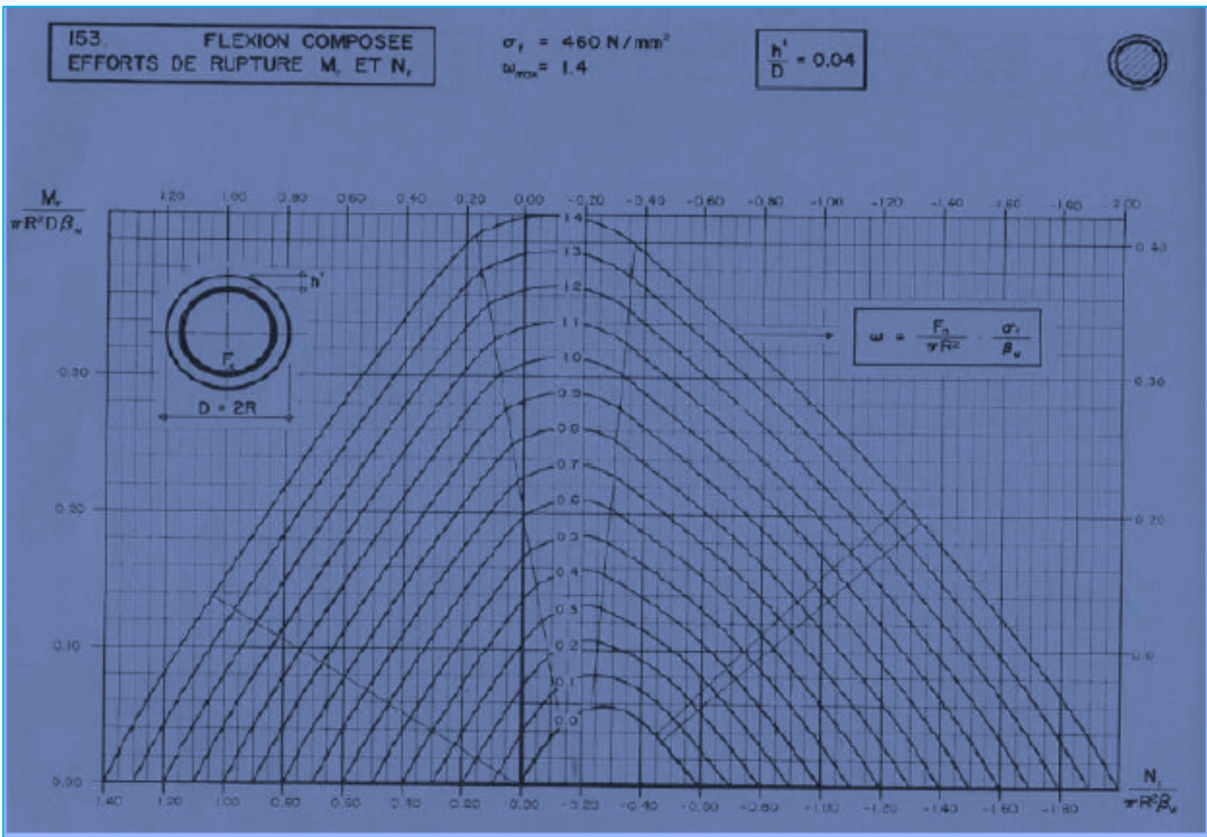
Comprimée :  $\sigma'_s = 13,7$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## 7-2 – Les abaques du WALTER





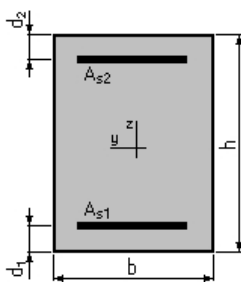
### 7-3 – Ferrailage de la semelle

#### 1. Hypotheses :

**Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 350,0$  (cm)  
 $h = 250,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)	
Etat Limite Ultime ( fondamental )	10570,00	0,00
Etat Limite de Service	8840,00	0,00

Etat Limite Ultime ( Accidentel )                      0,00                      0,00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 155,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 85,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,18 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**     $M_{\text{max}} = 10570,00 \text{ (kN*m)}$                        $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:    1,52                      Pivot: A  
Position de l'axe neutre:     $y = 15,7 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:                       $Z = 238,7 \text{ (cm)}$   
Déformation du béton:     $\epsilon_b = 0,69 \text{ (\%)}_00$   
Déformation de l'acier:     $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_00$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:                       $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**     $M_{\text{max}} = 8840,00 \text{ (kN*m)}$                        $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:    1,00  
Position de l'axe neutre:     $y = 50,8 \text{ (cm)}$   
Bras de levier:                       $Z = 228,1 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,4 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite:                       $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier:  
tendue:                       $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

### 7-4 - Calcul de coefficient de poussé des terres

On a les coefficients sismiques :

$$K_h = A$$
$$K_v = 0,3 K_h$$

$K_h$  : coefficient sismique horizontal.

$K_v$  : coefficient sismique vertical.

A : coefficient d'accélération de zone est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Selon R.P.O.A, Ain defla est classée selon RPOA dans la classe de zone sismique II b, et le groupe de notre Groupe 3 : Pont d'importance moyenne, on tire le coefficient  $A = 0,20$ .

Donc :

$$K_h = 0,20.$$
$$K_v = 0,06$$

La poussée des terres agissant sur une hauteur  $h$  et une largeur  $L$  est donnée comme suit :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de Mononobé-Okabé (R.P.O.A) :

$$K_{ad} = \frac{c_i^2 ( - )}{c_i^2 \theta + \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \sin ( - - )}{\cos \cos}} \right]^2}$$

Avec :

$H$  : est la hauteur du mur.

$\gamma$  : est le poids des terres.

$\phi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$  : angle de talus avec l'horizontale.

$$\theta = a \left( \frac{K}{1+K} \right)$$

On a fait les calculs sur quatre cas favorables de séismes correspondant à :

- 1<sup>ère</sup> cas : cas normal sans séisme :  $k_h = k_v = 0$ .
- 2<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal + vertical vers le bas » :  $k_h = 0,2$  et  $k_v = 0,06$ .
- 3<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal » :  $k_h = 0,2$  et  $k_v = 0$ .
- 4<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal +vertical vers le haut » :  $k_h = 0,2$  et  $k_v = -0,06$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau :

Action du séisme	Notation	$K_H$	$K_V$	$\vartheta$ (rad)	$K_{ad}$
Condition normale	Cas N°1	0	0,000	-	0,231
Vertical+ horizontal	Cas N°2	0,2	0,06	0,186	0,301
Horizontal	Cas N°3	0,2	0,000	0,197	0,306
Vertical +horizontal	Cas N°4	0,2	-0,06	0,209	0,310

### 7-5 - Effort de poussée des terres

Désignation	H(m)	Condition sismique	Application numérique	$F_p$ (kN)
Mur garde grève + mur frontal + semelle	11,4	Cas n°1	$0,5 \times 20 \times 0,231 \times 11,42$	300,2
		Cas n°2	$0,5 \times 20 \times 0,301 \times 11,42$	391,17
		Cas n°3	$0,5 \times 20 \times 0,306 \times 11,42$	397,67
		Cas n°4	$0,5 \times 20 \times 0,310 \times 11,42$	402,87

## 7-6 - Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai

Désignation	h (m)	L(m)	Condition sismique	Application numérique	Fp (kN)
Mur garde grève + mur frontal	9,4	12,25	Cas n°1	10 x 9,4 x 12,25 x 0,231	265,99
			Cas n°2	10 x 9,4 x 12,25 x 0,301	346,6
			Cas n°3	10 x 9,4 x 12,25 x 0,306	352,359
			Cas n°4	10 x 9,4 x 12,25 x 0,31	356,96
Semelle	2	13,75	Cas n°1	10 x 2 x 13,75 x 0,231	63,525
			Cas n°2	10 x 2 x 13,75 x 0,301	82,775
			Cas n°3	10 x 2 x 13,75 x 0,306	84,15
			Cas n°4	10 x 2 x 13,75 x 0,31	85,25

## 7-7 - Les efforts agissant sur le mur frontal

Sollicitation	Efforts verticaux (KN)	Efforts horizontaux (KN)	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
Mur frontal	3759,6	-	0,875	-	-	3289,65
Mur garde grève	219,12	-	1,32	-	-	289,23
Dalle de transition	562,5	-	4,68	-	-	2632,5
Poussée des terres sur mur	-	209,91	-	3,375	708,44	-
Poussée des surcharges sur mur frontal + mur G.G	-	265,99	-	5,2	1383,14	-
La somme	4541,22	475,9	-	-	2091,58	6211,38



Gmax Tablier	4600,255	-	1,75	-	-	8050,44
Surcharge (A1)	1666,8	-	1,75	-	-	2916,9
Surcharge excpt (Bc)	1478,565	-	1,75	-	-	2587,48
Surcharge (Mc120)	1076,99	-	1,75	-	-	1884,73
Surcharges excpt (D240)	1779,55	-	1,75	-	-	3114,21
Freinage (A1)	-	155,89	-	10,4	1621,25	-
Freinage (Bc)	-	300	-	10,4	3120	-

### 7-8 – les combinaisons de charges pour le mur frontale

Cas	Combinaisons	Efforts horizontaux (KN)	Efforts verticaux (KN)	M (KN.m)
ELS	G	209,91	9141,475	14261,82
	G + 1,2 A(l)	396,97	11141,63	17178,72
	G + 1,2 Bc	569,91	10915,75	16849,3
	G + Mc 120	209,91	10218,64	16146,55
	G + D240	209,91	10921,02	17376,03
ELU	1,35G	283,37	12340,99	19253,45
	1,35G+1,6 A(l)	532,8025	2950,259	23920,49
	1,35G +1,6 Bc	763,37	14706,69	23393,41
	1,35G + 1,35Mc120	283,37	13794,92	21797,83
	1,35G + 1,35D240	283,37	14743,38	23457,63

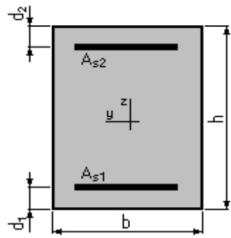
## 7-9 – Ferrailage du mur frontal

### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 175,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2408,3	1952,69
2.	ELU	909,52	1402,34

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 17,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 35,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 875,0$ (cm <sup>2</sup> )
minimum	$\rho = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)
	$\rho_{min} = 0,20$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS      N = 2408,3 (kN)      M = 1952,69(kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,79  
Position de l'axe neutre:  $y = 40,8$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 156,4$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5,9$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 279,5$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma'_s = 77,4$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\ lim} = 500,0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU      N = 909,52 (kN)      M = 1402,34 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,22                      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 15,6$             (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 163,8$                       (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$         (‰)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,01$         (‰)  
 Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa) comprimée:  $\sigma_s' = 137,1$  (MPa)

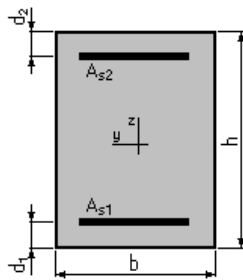
## 7-10 – Ferrailage de mur garde grève

### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)                      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)	
Etat Limite Ultime ( fondamental )	160,04	0,00
Etat Limite de Service	92,542	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,81$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**       $M_{\max} = 160,04$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 1,32                      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 7,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 22,1$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 8,64$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 92,542$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 9,7$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 21,8$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,5$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

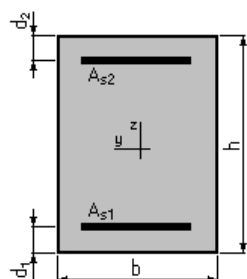
## 7-11 – Ferrailage de la dalle de transition

### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)** **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)	
Etat Limite Ultime ( fondamental )	246,01	0,00
Etat Limite de Service	182,92	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 34,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,54 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}$		

## Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 246,01 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,22 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 13,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 19,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,92 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 182,92 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 12,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 20,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 15,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

## 7-12 – Ferrailage de corbeau

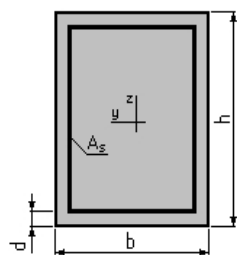
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$**

**Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 30,0 \text{ (cm)}$

$d = 5,0 \text{ (cm)}$

### 3. Forces:

	<b>N (kN)</b>
Etat Limite Ultime ( fondamental )	161,90
Etat Limite de Service	120,38
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00

### 4. Résultats:

#### Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3000,0	(cm <sup>2</sup> )	Section réduite	B <sub>r</sub> = 2744,0	(cm <sup>2</sup> )
Long flambement	i <sub>fy</sub> = 3,0	(m)	Long flambement	i <sub>fz</sub> = 3,0	(m)
Inertie	I <sub>y</sub> = 225000,0	(cm <sup>4</sup> )	Inertie	I <sub>z</sub> = 2500000,0	(cm <sup>4</sup> )
Rayon de giration	i <sub>y</sub> = 8,7	(cm)	Rayon de giration	i <sub>z</sub> = 28,9	(cm)
Elancement	λ <sub>y</sub> = 34,6		Elancement	λ <sub>z</sub> = 10,4	
α = 0,71			N <sub>u</sub> (béton seul)	= 3900,60	(kN)

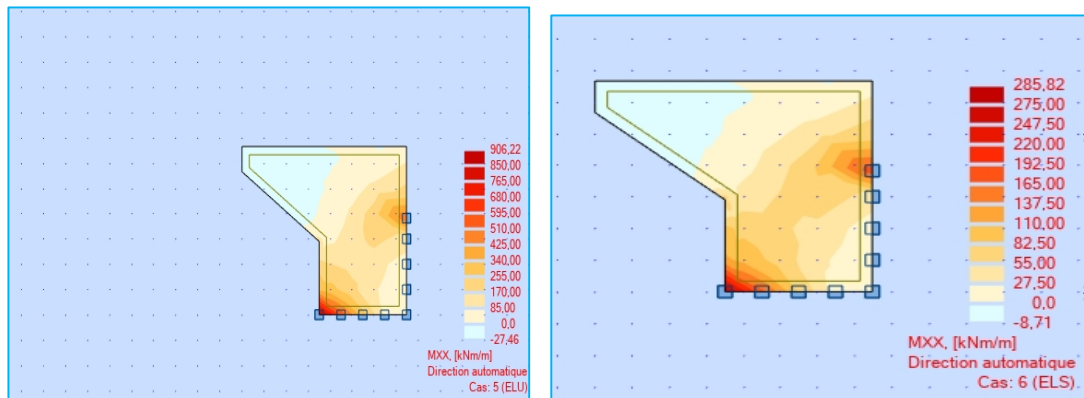
#### Béton:

σ ( ELS ) = 0,4 (MPa)  
 0,6 f<sub>cj</sub> = 16,2 (MPa)

#### Acier:

Section théorique	A <sub>s</sub> = 10,4 (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	A <sub>s min</sub> = 10,4 (cm <sup>2</sup> )
Section maximum	A <sub>s max</sub> = 150,0 (cm <sup>2</sup> )
théorique	ρ = 0,52 (%)
minimum	ρ <sub>min</sub> = 0,35 (%)
maximum	ρ <sub>max</sub> = 5,00 (%)

### 7-13 – Moments max de mur en retour



## 7-14 – Ferrailage de mur en retour

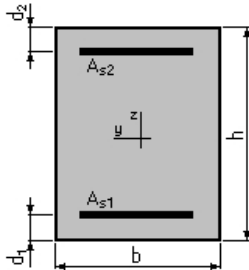
### 1. Hypothèses:

**Béton :  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 50,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)	
Etat Limite Ultime ( fondamental )	906,22	0,00
Etat Limite de Service	285,82	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 57,7$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 4,5$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 1,28$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**       $M_{max} = 906,22$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00      Pivot: B

Position de l'axe neutre:       $y = 22,1$  (cm)

Bras de levier:       $Z = 36,2$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 3,62$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:       $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**       $M_{max} = 285,82$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,92

Position de l'axe neutre:       $y = 20,6$  (cm)

Bras de levier:       $Z = 38,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,3$  (MPa)

Contrainte limite:       $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:       $\sigma_s = 130,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## 7-16 – Tableau de WARNER

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
X $\varnothing$ P	0.360	0.600	0.680	0.69	0.60	0.44	0.27	0.19
X $\varnothing$ M	0.980	0.920	0.780	0.60	0.43	0.25	0.12	0.05

### 7-16 – Ferrailage du pieu de la culée

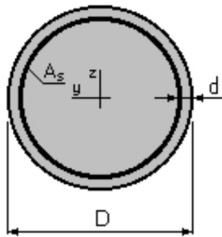
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$D = 120,0$  (cm)

$d = 3,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2473,22	2600,48

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	A <sub>s</sub> = 227,5 (cm <sup>2</sup> )		
Section minimum théorique	A <sub>s min</sub> = 22,6 (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	A <sub>s max</sub> = 565,5 (cm <sup>2</sup> )
minimum	$\rho$ = 2,01 (%)	maximum	$\rho_{max}$ = 5,00 (%)
	$\rho_{min}$ = 0,10 (%)		

##### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS      N = 2473,22 (kN)      M = 2600,48 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 54,3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 94,2$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 14,5$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
     comprimée:  $\sigma'_s = 203,9$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s lim} = 250,0$  (MPa)