

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

**Ecole Nationale Polytechnique**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole 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*

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LE CONTOURNEMENT  
DE LA VILLE DE CHERCHELL**

Auteur : BOUHADDA Mehdi

Sous la direction de : Mr R. BOUTEMEUR

Présenté et soutenu publiquement le (05/06/2017)

Composition du Jury :

Président :	Mme. R. KETTAB	Pr	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur :	Mr R. BOUTEMEUR	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. M. DEMIDEM	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. S. LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique

ENP 2017



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

**Ecole Nationale Polytechnique**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole 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*

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LE CONTOURNEMENT  
DE LA VILLE DE CHERCHELL**

Auteur : BOUHADDA Mehdi

Sous la direction de : Mr R. BOUTEMEUR

Présenté et soutenu publiquement le (05/06/2017)

Composition du Jury :

Président :	Mme. R. KETTAB	Pr	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur :	Mr R. BOUTEMEUR	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. M. DEMIDEM	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. S. LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique

## ملخص

الغرض من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر على مسار الطريق السريع الرابط بين مدينة شرشال و مدينة حجرة النص على 17 كم.

يمتد الجسر على طول يبلغ 746 متر بارتفاع أقصى قدره 82 متر، وقد وقع الإختيار بعد التصميم على جسر متعدد العوارض مسبقة الإجهاد يبلغ طول الواحدة منها 50 متر.

تنقسم الدراسة إلى ثلاث أقسام أساسية، حساب الحمولات المختلفة، دراسة البنية الفوقية و دراسة البنية التحتية.

**الكلمات المفتاحية:** جسر، الخرسانة المضغوطة، البنية الفوقية، البنية التحتية.

## Abstract

The aim of this work is the design and the study of a highway viaduct on the road bypassing the town of Cherehell on 17km.

The viaduct extends over a length of 746km with maximum height of 82m, the design process lead to choose independents spends bridge with prestressed beams of 50m.

The study is divided into three major parts, the calculation of the various loads applied to the structure, the study of the superstructure and the infrastructure.

**Key words:** Bridges, prestressed concrete, superstructure, infrastructure.

## Résumé

L'objet de ce travail est la conception et l'étude d'un viaduc autoroutier sur le tracé du contournement de la ville de Cherehell sur 17km.

Le viaduc dont il s'agit s'étend sur une longueur de 746m avec une hauteur maximale de 82m, le choix s'est porté suite à la conception sur un pont a poutres préfabriquées en béton précontraint de 50m (VIPP).

L'étude se divise en trois parties majeurs, le calcul des différentes charges appliquées à l'ouvrage, l'étude de la superstructure et de l'infrastructure.

**Mots clés :** Pont, béton précontraint, superstructure, infrastructure.

# *Dédicaces*

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

A la plus belle étoile qui puisse exister dans mon univers ma Chère  
mère

A mon meilleur ami : mon père, le meilleur de tous les pères

Aux piliers qui me soutiennent, mes chers frères

A Toute ma grande famille sans exception

A tous mes amis

A toutes les personnes qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon  
parcours et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

BOUHADDA Mehdi

# Remerciements

*Je remercie tout d'abord Dieu tout Puissant, de m'avoir donné la force, le courage et la volonté durant tout mon cursus des études et de m'avoir aidé à réaliser mon travail, je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

*Je souhaite exprimer, mes remerciements à mon encadreur Mr R. BOUTEMEUR de m'avoir fait confiance et accepter de diriger mon mémoire ainsi que pour sa disponibilité tout le long de ce travail.*

*Mes remerciements vont également aux membres du jury d'avoir honoré ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.*

*Un grand merci s'adresse, tout particulièrement, aux ingénieurs de travaux publics Mr Hamidani Rabah, Mr BOURAI hocine et à l'architecte Mr KERKAR hakim pour leur générosité, leurs orientations et leurs encouragements, sans oublier Mr BOUHADDA Idris, BOURAFA Zakariya et MEHDAD Smail ingénieurs en génie civil pour leur soutien pendant toute la durée du travail.*

*Je remercie toute l'équipe CEEG sonelgaz et DEAWOO E&C pour leur accueil, leur patience et leur générosité durant la période de mes stages.*

*Mes remerciements sont exprimés également :*

*A tous les enseignants de l'ENP qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir, ainsi qu'à toute la famille de l'école polytechnique.*

*A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

# Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

<i>Introduction générale</i> .....	21
<i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</i> .....	23
<i>I.1. Introduction</i> .....	24
<i>I.2. Présentation de l'entreprise</i> .....	24
<i>I.3. Présentation du projet</i> .....	25
<i>I.3.1. Définition du projet</i> .....	25
<i>I.3.2. Description du projet</i> .....	25
<i>I.4. Présentation de l'ouvrage</i> .....	25
<i>I.5. Données fonctionnelles</i> .....	26
<i>I.5.1. Situation de l'ouvrage</i> .....	26
<i>I.5.2. Tracé en plan</i> .....	26
<i>I.5.3. Profil en long</i> .....	28
<i>I.5.3. Profil en travers</i> .....	29
<i>I.6. Données naturelles</i> .....	29
<i>I.6.1. Géologie régionale</i> .....	29
<i>I.6.2. Topographie et géomorphologie</i> .....	30
<i>I.6.3. Lithologie et stratigraphie</i> .....	31
<i>I.6.4. Hydrogéologie locale</i> .....	32
<i>I.6.5. Données sismologiques</i> .....	32
<i>I.7. Conclusion</i> .....	33
<i>Chapitre II : Conception du viaduc</i> .....	34
<i>II.1. Introduction</i> .....	35
<i>II.2. Procédure du choix du type de pont</i> .....	35
<i>II.3. Proposition des variantes</i> .....	35
<i>II.4. Variante 1 : pont en béton précontraint construit par encorbellement successif</i> .....	36
<i>II.4.1. Description de la méthode</i> .....	36
<i>II.4.2. Distribution des travées et implantation des appuis</i> .....	37

II.4.3. Pré dimensionnement de la section transversale .....	37
II.4.3.1. Largeur totale et implantation du caisson.....	38
II.4.3.2. Épaisseur de l'hourdis supérieur .....	38
II.4.3.3. Hauteurs des voussoirs.....	38
II.4.3.4. Épaisseur des âmes.....	39
II.4.3.5. Épaisseur de l' hourdis inférieur.....	39
II.4.3.6. Pré dimensionnement des goussets.....	40
II.4.3.7. Découpage des voussoirs.....	41
II.4.4. Avantages et inconvénients du procédé .....	41
II.4.4.1. Avantages.....	41
II.4.4.1. Inconvénients.....	41
II.5. Variante 2 : viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées(VIPP) .....	41
II.5.1. Description du procédé .....	41
II.5.2. Adaptation à la courbure en plan .....	42
II.5.3. Distribution des travées et implantation des appuis .....	44
II.5.4. Pré dimensionnement du tablier .....	44
II.5.4.1. Élancement du tablier.....	44
II.5.4.2. Épaisseur de l'hourdis .....	44
II.5.4.3. Hauteur de poutre.....	44
II.5.4.4. Nombre des poutres .....	44
II.5.4.5. Épaisseur des âmes.....	45
II.5.4.6. Table de compression .....	45
II.5.4.7. Talon.....	45
II.5.5. Avantages et inconvénients du procédé .....	46
II.5.5.1. Avantages.....	46
II.5.5.2. Inconvénients.....	46
II.6. Application de l'analyse multicritères pour le choix du type de pont.....	47
II.6.1 Critères de choix du type de pont.....	47
II.6.2. Application de l'analyse multicritères.....	48
II.7. Caractéristiques géométriques des poutres .....	49
II.7.1. Caractéristiques géométriques sans hourdis .....	50
II.7.1.1. Section courante (mis-travée).....	50
II.7.1.2. Section d'about .....	50



II.7.2. Caractéristiques géométriques avec hourdis .....	51
II.7.2.1. Section courante (mis-travée).....	51
II.7.1.2. Section d'about .....	52
II.8. Répartition des sections des poutres .....	53
II.9. Conclusion .....	54
Chapitre III : Caractéristiques des matériaux .....	55
III.1. Introduction .....	55
III.2. Le Béton.....	56
III.2.1. La résistance à la compression.....	56
III.2.2. La résistance à la traction .....	56
III.2.3. Module de déformation longitudinale.....	57
III.2.3.1. Module de déformation instantanée.....	57
III.2.3.2. Module de déformation différée .....	57
III.2.4. La contrainte de compression admissible.....	57
III.2.5. Coefficient de poisson.....	58
III.2.6. Déformation transversale du béton .....	58
III.2.7. Coefficient de dilatation thermique .....	58
III.3. Les Aciers .....	58
III.3.1. Les Aciers passifs.....	59
III.3.2. Les Aciers actifs .....	59
III.4. Conclusion.....	60
Chapitre IV : Charges et Surcharges .....	61
IV.1. Introduction .....	61
IV.2. Calcul des charges hors-trafic (Permanentes) .....	62
IV.2.1. Poids des poutres .....	62
IV.2.2. Poids de la dalle (l'Hourdis) .....	62
IV.2.3. Calcul des compléments de charges permanentes .....	63
IV.2.3.1. Revêtement et Etanchéité.....	64
IV.2.3.2. Trottoirs et Corniches.....	64
IV.2.3.3. Glissières en béton armé .....	64
IV.2.3.4. Garde-corps.....	65
IV.2.4. Evaluation des efforts internes dues aux charges permanentes.....	66
IV.2.5. Actions dues au vent.....	66

IV.2.6. Actions thermiques .....	67
IV.3. Calcul des surcharges.....	67
IV.3.1. Coefficient de majoration dynamique .....	68
IV.3.2. Procédure de détermination de la section dangereuse .....	68
IV.3.3. Caractéristiques du pont .....	68
IV.3.3.1. Largeur roulable .....	68
IV.3.3.2. Largeur chargeable .....	69
IV.3.3.3. Nombre de voies .....	69
IV.3.3.4. Classe du pont .....	69
IV.3.4. Système de charge A.....	69
IV.3.4.1. Evaluation des efforts internes dus au système de charge A.....	70
IV.3.5. Système de charge B.....	71
IV.3.5.1. Le système Bc .....	72
IV.3.5.1.a. Coefficient de majoration dynamique de Bc.....	73
IV.3.5.1.b. Calcul de l'effort tranchant .....	73
IV.3.5.1.c. Calcul du moment fléchissant .....	74
IV.3.5.2. Le système Br.....	75
IV.3.5.2.a. Coefficient de majoration dynamique de Br .....	75
IV.3.5.2.b. Calcul de l'effort tranchant .....	76
IV.3.5.2.c. Calcul du moment fléchissant .....	76
IV.3.5.3. Le système Bt.....	76
IV.3.5.3.a. Coefficient de majoration dynamique de Bt .....	77
IV.3.5.3.b. Calcul de l'effort tranchant .....	77
IV.3.5.3.c. Calcul du moment fléchissant .....	78
IV.3.6. Surcharges militaires .....	79
IV.3.6.1. Convoi Mc 120 .....	80
IV.3.6.1.a. Coefficient de majoration dynamique de Mc 120.....	80
IV.3.6.1.b. Calcul de l'effort tranchant .....	81
IV.3.6.1.c. Calcul du moment fléchissant .....	81
IV.3.7. Convois exceptionnels.....	82
IV.3.7.1. Convoi type D240.....	82
IV.3.7.1.a. Calcul de l'effort tranchant .....	82
IV.3.7.1.b. Calcul du moment fléchissant.....	83

IV.3.8. Efforts de freinage.....	84
IV.3.9. Forces centrifuges.....	84
IV.3.10. Charges sur les trottoirs St .....	84
IV.3.11. Charges sur les garde-corps .....	84
IV.6. Combinaisons de charges .....	85
IV.7. Conclusion .....	85
Chapitre V : Etude de la Superstructure.....	86
V.1. Introduction.....	87
V.2. Répartition transversale des efforts .....	87
V.3. Etude de la précontrainte.....	88
V.3.1. Principe de la précontrainte.....	89
V.3.2. Principe de la post-tension .....	90
V.3.3. Calcul de la précontrainte [8].....	90
V.3.3.1. Détermination du nombre de câbles à mi travée.....	90
V.3.3.2. Détermination du nombre de câbles à l'about .....	91
V.3.4. Tracé des câbles .....	91
V.3.4.1. Disposition des câbles à l'about.....	92
V.3.4.2. Disposition des câbles à mi travée .....	92
V.3.4.3. Fonction des allures des câbles .....	92
V.3.5. Calcul des pertes [8] .....	94
V.3.5.1. Les pertes instantanées .....	95
V.3.5.1.a. Pertes dues au frottement.....	95
V.3.5.1.b. Pertes dues au recul à l'ancrage.....	96
V.3.5.1.c. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	97
V.3.5.2. Les pertes différées .....	99
V.3.5.2.a. Pertes dues au retrait du béton .....	99
V.3.5.2.b. Pertes dues au fluage du béton .....	99
IV.3.5.2.c. Pertes dues à la relaxation des aciers .....	100
V.3.6. Vérification des contraintes normales.....	101
V.3.6.1. Mise en tension a 50% au 7eme jour.....	103
V.3.6.2. Mise en tension a 100% au 28eme jour.....	103
V.3.6.3. Poutre sur appui + hourdis à l'état frais.....	104
V.3.6.4. Tablier à vide (poutres + superstructure).....	104

V.3.6.5. <i>Tablier avec surcharge max</i> .....	105
V.3.7. <i>Vérification des contraintes tangentielles</i> .....	105
V.3.7.1. <i>Mise en tension a 50% au 7eme jour</i> .....	106
V.3.7.2. <i>Mise en tension a 100% au 28eme jour</i> .....	106
V.3.7.3. <i>Poutre sur appui + hourdis à l'état frais</i> .....	106
V.3.7.4. <i>Tablier à vide (poutres + superstructure)</i> .....	107
V.3.7.5. <i>Tablier avec surcharge max</i> .....	107
V.3.8. <i>Vérification à la rupture</i> .....	107
V.3.8.1. <i>Sécurité à la rupture en flexion</i> .....	108
V.3.8.2. <i>Sécurité à la rupture par effort tranchant</i> .....	108
V.3.9. <i>Ferraillage de la poutre</i> .....	109
V.3.9.1. <i>Ferraillage longitudinal</i> .....	109
V.3.9.1.a. <i>Armatures longitudinales de peau</i> .....	109
V.3.9.1.b. <i>Armatures longitudinales dans la zone tendue</i> .....	110
V.3.9.2. <i>Ferraillage transversal</i> .....	110
V.3.9.3. <i>Armatures de la table de compression</i> .....	111
V.3.9.4. <i>Armatures du talon</i> .....	111
V.3.9. <i>Etude de la zone d'about</i> .....	112
V.4. <i>Etude de l'hourdis</i> .....	115
V.4.1. <i>Etude de la flexion</i> .....	115
V.4.1.1. <i>Ferraillage dans le sens transversal</i> .....	115
V.4.1.1.a. <i>la nappe inferieure</i> .....	115
V.4.1.1.b. <i>la nappe supérieure</i> .....	116
V.4.1.2. <i>Ferraillage dans le sens longitudinal</i> .....	117
V.4.1.2.a. <i>la nappe inferieure</i> .....	117
V.4.1.2.b. <i>la nappe supérieure</i> .....	118
V.4.2. <i>Vérification de poinçonnement</i> .....	119
V.4.3. <i>Vérification de la contrainte de cisaillement</i> .....	119
V.5. <i>Calcul des déformations</i> .....	120
V.5.1. <i>Flèches et contre flèches</i> .....	120
V.5.1.1. <i>Flèche due au poids propre</i> .....	120
V.5.1.2. <i>Flèche due à la précontrainte</i> .....	120
V.5.1.3. <i>Flèche due à la surcharge D<sub>240</sub></i> .....	121

V.5.1.4. Flèche de construction.....	121
V.5.1.5. Flèche totale .....	121
V.5.2. Calcul des rotations.....	122
V.5.2.1. Rotation due au poids propre .....	122
V.5.2.2. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte .....	122
V.5.2.3. Rotation due au à la surcharge $D_{240}$ .....	122
V.5.2.4. Rotation totale.....	122
V.5.3. Calcul des déplacements .....	123
V.5.3.1. Déplacement dû à une rotation d'appui .....	123
V.5.3.2. Déplacement dû au retrait du béton .....	123
V.5.3.3. Déplacement dû au fluage .....	123
V.5.3.4. Déplacement dû à la variation de température .....	123
V.5.3.4. Déplacement total.....	123
V.6. Equipements du tablier .....	124
V.6.1. Les appareils d'appuis .....	124
V.6.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	124
V.6.1.1.a. Aire de l'appareil d'appui.....	125
V.6.1.1.b. Hauteur de l'élastomère.....	125
V.6.1.1.c. Dimensions en plan de l'appareil .....	125
V.6.1.1.d. Epaisseur des frettes .....	125
V.6.1.2. Vérification de l'appareil d'appui .....	126
V.6.1.2.a. Vérification de la limite de déformation .....	126
V.6.1.2.b. Critères de stabilité.....	127
V.6.1.2.c. Vérification des contraintes engendrées par les efforts horizontaux .....	127
V.6.1.2. Etude du bossage d'appui.....	128
V.6.1.2.a. Armatures de chaînage .....	128
V.6.1.2.b. Armatures de profondeur .....	129
V.6.1.2.c. Armatures de diffusion .....	129
V.6.2. Les joints de chaussée .....	130
V.6.2.1. Déplacement dû aux variations linéaires .....	130
V.6.2.2. Déplacement dû au freinage .....	130
V.6.2.3. Déplacement dû au séisme.....	131
V.7. Conclusion.....	131

<i>Chapitre VI : étude de l'infrastructure</i> .....	132
<i>VI.1. Introduction</i> .....	133
<i>VI.2. Etude de la pile</i> .....	133
<i>VI.2.1. Pré dimensionnement de la pile</i> .....	133
<i>VI.2.1.1. Dimensions du chevêtre</i> .....	133
<i>VI.2.1.2. Dimensions du fût</i> .....	133
<i>VI.2.1.3. Dimensions de la semelle</i> .....	133
<i>VI.2.3. Répartition des charges sur la pile</i> .....	133
<i>VI.2.3.1. Poids propre du tablier</i> .....	133
<i>VI.2.3.2. Poids propre du chevêtre</i> .....	134
<i>VI.2.3.3. Poids propre des bossages</i> .....	134
<i>VI.2.3.4. La surcharge A</i> .....	134
<i>VI.2.3.4.a. 1 travée chargée</i> .....	134
<i>VI.2.3.4.b. 2 travées chargées</i> .....	134
<i>VI.2.3.5. Chargement Bc</i> .....	135
<i>VI.2.3.5.a. 1 travée chargée</i> .....	135
<i>VI.2.3.5.b. 2 travées chargées</i> .....	135
<i>VI.2.3.6. Chargement Mc 120</i> .....	135
<i>VI.2.3.6.a. 1 travée chargée</i> .....	135
<i>VI.2.3.6.b. 2 travées chargées</i> .....	135
<i>VI.2.3.7. Chargement D 240</i> .....	136
<i>VI.2.3.7.a. 1 travée chargée</i> .....	136
<i>VI.2.3.8. Charges sur les trottoirs St</i> .....	137
<i>VI.2.4. Etude du chevêtre</i> .....	137
<i>VI.2.4.1. Étude a la flexion</i> .....	138
<i>VI.2.4.1.a. Ferrailage longitudinal</i> .....	139
<i>VI.2.4.1.b. Ferrailage Transversal</i> .....	140
<i>VI.2.4.2. Étude a la torsion</i> .....	141
<i>VI.2.4.2.a. Calcul du moment de torsion</i> .....	141
<i>VI.2.4.2.b. Vérification des contraintes</i> .....	142
<i>VI.2.4.2.c. Ferrailage longitudinal</i> .....	143
<i>VI.2.4.2.d. Ferrailage transversal</i> .....	143
<i>VI.2.5. Etude du fût</i> .....	143

VI.2.5.1. Evaluation des charges et surcharges .....	144
VI.2.5.1.a. Charges verticales .....	144
VI.2.5.1.b. Charges horizontales .....	144
VI.2.5.1.c. Charges dus au séisme .....	144
VI.2.5.2. Vérification du flambement .....	145
VI.2.5.3. Ferrailage du fût .....	146
VI.2.6. Etude de la semelle.....	148
VI.2.6.1. Evaluation des efforts à la base.....	148
VI.2.6.2. Ferrailage de la semelle.....	149
VI.3.1. Choix du type de la culée .....	149
VI.3.2. Pré dimensionnement de la culée.....	150
VI.3.2. Évaluation des efforts sollicitant la culée .....	151
VI.3.2.1. Calcul des coefficients de poussée .....	151
VI.3.2.2. Calcul des sollicitations .....	152
VI.3.2.3. Calcul des poussées statiques.....	154
VI.3.2.3.a. poussées statiques dues aux terres.....	154
VI.3.2.3.b. poussées statiques dues aux surcharges .....	154
VI.3.3. Vérification de la stabilité de la culée.....	155
VI.3.4. Ferrailage de la culée .....	156
VI.3.4.1 Ferrailage de la dalle de transition .....	156
VI.3.4.1.a. Ferrailage longitudinal .....	157
VI.3.4.1.b. Ferrailage transversal .....	157
VI.3.4.2 Ferrailage du Mur Garde Grève.....	158
VI.3.4.2.a. Ferrailage vertical.....	160
VI.3.4.2.b. Ferrailage horizontal.....	161
VI.3.4.3 Ferrailage du corbeau.....	161
VI.3.4.3.a. Ferrailage vertical.....	162
VI.3.4.1.b. Ferrailage horizontal.....	163
VI.3.4.4 Ferrailage des Murs en Retour .....	163
VI.3.4.4.a. Flexion par rapport à l'axe vertical .....	164
VI.3.4.4.b. Flexion par rapport à l'axe horizontal .....	165
VI.3.4.5 Ferrailage du Mur Frontal.....	167
VI.3.4.6 Ferrailage de la semelle.....	169

<i>VI.3.4.6.a. Ferrailage transversal inferieur</i> .....	171
<i>VI.3.4.6.b. Ferrailage de répartition inferieure</i> .....	171
<i>VI.3.4.6.c. Ferrailage de la nappe supérieure</i> .....	171
<i>VI.3.4.6.d. Armatures de cisaillement</i> .....	171
<i>VI.4. Conclusion</i> .....	172
<i>Conclusion générale</i> .....	174
<i>Références bibliographiques</i> .....	176



# Liste des figures

Figure 1.1 : Plan de situation du projet.....	26
Figure 1.2 : Trace en plan .....	26
Figure 1.3 : Trace en plan du tronçon PK4+100 au PK4+450 .....	27
Figure 1.4 : Trace en plan du tronçon PK4+450 au PK4+800 .....	27
Figure 1.5 : Trace en plan du tronçon PK4+800 au PK5+150 .....	27
Figure 1.8 : Profil en long du tronçon PK4+800 au PK5+150 .....	28
Figure 1.7 : Profil en long du tronçon PK4+450 au PK4+800 .....	28
Figure 1.6 : Profil en long du tronçon PK4+100 au PK4+450 .....	28
Figure 1.9 : Profil en travers (coupe D-D).....	29
Figure 1.10 : Unité géologique de la ville de Cherchell.....	29
Figure 1.11 : Relevé topographique du site.....	30
Figure 1.12 : différentes couches du sol .....	31
Figure 1.13 : carte de zonage sismique de l'Algérie [3] .....	32
Figure 2.1. Principe de l'encorbellement successif.....	36
Figure 2.2. Distribution des portées d'un pont construit par encorbellement [4] .....	37
Figure 2.3. Symboles des dimensions d'un voussoir type [4] .....	37
Figure 2.4. Dimensions transversales du voussoir .....	40
Figure 2.5. Schéma type d'un VI-PP [5] .....	42
Figure 2.6. VI-PP : Coupe transversale courante [5] .....	42
Figure 2.7. Disposition des travées d'un ouvrage courbe [6].....	43
Figure 2.8. Disposition des piles du viaduc .....	44
Figure 2.9. Dimensions des sections de poutres .....	46
Figure 2.10. Sectorisation des sections pour le calcul du moment d'inertie .....	49
Figure 2.11. section courante sans hourdis.poutres .....	50
Figure 2.12. section d'about sans hourdis.poutres .....	51
Figure 2.13. section courante avec hourdis.poutres .....	52
Figure 2.14. section d'about avec hourdis.poutres.....	53
Figure 2.15. Répartition des sections de l'âme sur la demi-portée de la poutre.....	54
Figure 4.1. La poutre de béton précontraint.....	62

<i>Figure 4.2. Dimensions des parties de dalle revenant aux poutres .....</i>	<i>63</i>
<i>Figure 4.3. Dimensions de la corniche .....</i>	<i>64</i>
<i>Figure 4.4. Dimensions des GBA [10] .....</i>	<i>65</i>
<i>Figure 4.5. Diagramme de l'effort tranchant due au charges permanentes.....</i>	<i>66</i>
<i>Figure 4.6. Diagramme du moment due au charges permanentes .....</i>	<i>66</i>
<i>Figure 4.7. Diagramme de l'effort tranchant du au système de charge A.....</i>	<i>71</i>
<i>Figure 4.8. Diagramme du moment du au système de charge A .....</i>	<i>71</i>
<i>Figure 4.9. Répartition du système de charge Bc .....</i>	<i>72</i>
<i>Figure 4.10. Répartition longitudinale du système Bc pour le calcul de l'effort tranchant.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure 4.11. Position de la section dangereuse sous Bc.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 4.12. Répartition du système de charge Br .....</i>	<i>75</i>
<i>Figure 4.13. Position de la charge Br pour le calcul de l'effort tranchant.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure 4.14. Position de la charge Br pour le calcul du moment fléchissant.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure 4.15. Répartition du système de charge Bt.....</i>	<i>77</i>
<i>Figure 4.16. Position de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.....</i>	<i>78</i>
<i>Figure 4.17. Position de la section dangereuse sous Bt .....</i>	<i>78</i>
<i>Figure 4.18. Caractéristiques Convoi Mc 120.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure 4.19. Position du convoi Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure 4.20. Position du convoi Mc120 pour le calcul du moment fléchissant.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure 4.21. Caractéristiques Convoi D240.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure 4.22. Position du convoi D240 pour le calcul de l'effort tranchant.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure 4.23. Position du convoi D240 pour le calcul du moment fléchissant.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure 5.1. Répartition du moment max sur les poutres .....</i>	<i>88</i>
<i>Figure 5.2. Répartitions de l'effort tranchant sur les poutres .....</i>	<i>88</i>
<i>Figure 5.3. Schéma d'un dispositif de précontrainte .....</i>	<i>89</i>
<i>Figure 5.4. Disposition des câbles à l'about .....</i>	<i>92</i>
<i>Figure 5.5. Disposition des câbles à mi travée .....</i>	<i>92</i>
<i>Figure 5.6. Tracés des câbles sur une demi longueur de poutre .....</i>	<i>94</i>
<i>Figure 5.7. Diagrammes des contraintes de la 1ere étape .....</i>	<i>103</i>
<i>Figure 5.8. Diagrammes des contraintes de la 2eme étape .....</i>	<i>103</i>
<i>Figure 5.9. Diagrammes des contraintes de la 3eme étape .....</i>	<i>104</i>
<i>Figure 5.10. Diagrammes des contraintes de la 4eme étape .....</i>	<i>104</i>
<i>Figure 5.11. Diagrammes des contraintes de la 5eme étape.....</i>	<i>105</i>

<i>Figure 5.12. Ferrailage de la poutre .....</i>	<i>112</i>
<i>Figure 5.13. Zone de concentration des contraintes.....</i>	<i>113</i>
<i>Figure 5.14. Ferrailage de la zone d'about au tour d'une plaque d'ancrage.....</i>	<i>114</i>
<i>Figure 5.15. Fenêtre des extrêmes globaux donnée par robot .....</i>	<i>115</i>
<i>Figure 5.16. Dimensions de la section à ferrailer .....</i>	<i>115</i>
<i>Figure 5.17. Ferrailage de l'hourdis dans le sens transversal.....</i>	<i>117</i>
<i>Figure 5.18. Ferrailage de l'hourdis dans le sens longitudinal .....</i>	<i>119</i>
<i>Figure 5.19. Moment dû à la précontrainte .....</i>	<i>120</i>
<i>Figure 5.20. Appareil d'appui en élastomère frété de type B.....</i>	<i>124</i>
<i>Figure 6.1. Surcharge A 1 travée chargée .....</i>	<i>134</i>
<i>Figure 6.2. Surcharge A 2 travées chargées .....</i>	<i>134</i>
<i>Figure 6.3. Chargement Bc 1 travée chargée .....</i>	<i>135</i>
<i>Figure 6.4. Chargement Bc 2 travées chargées .....</i>	<i>135</i>
<i>Figure 6.5. Chargement Mc120 1 travée chargée .....</i>	<i>135</i>
<i>Figure 6.6. Chargement Mc120 2 travées chargées .....</i>	<i>135</i>
<i>Figure 6.7. Chargement D240 1 travée chargée .....</i>	<i>136</i>
<i>Figure 6.8. Chargement D240 2 travées chargées .....</i>	<i>136</i>
<i>Figure 6.9. Charge des trottoirs sur 1 travée .....</i>	<i>137</i>
<i>Figure 6.10. Charge des trottoirs sur 2 travées.....</i>	<i>137</i>
<i>Figure 6.11. Distribution du moment à l'ELU.....</i>	<i>138</i>
<i>Figure 6.12. Distribution du moment à l'ELS.....</i>	<i>138</i>
<i>Figure 6.13. Distribution de l'effort tranchant à l'ELU .....</i>	<i>139</i>
<i>Figure 6.14. Distribution de l'effort tranchant à l'ELS.....</i>	<i>139</i>
<i>Figure 6.15. Excentricité des appareils d'appui.....</i>	<i>141</i>
<i>Figure 6.16. Modélisation du fut.....</i>	<i>147</i>
<i>Figure 6.17. Ferrailage du fut en mètre linéaire .....</i>	<i>147</i>
<i>Figure 6.18. Modélisation de la semelle sur pieux .....</i>	<i>149</i>
<i>Figure 6.19. Ferrailage de la semelle en mètre linéaire .....</i>	<i>149</i>
<i>Figure 6.20. Morphologie d'une culée remblayée.....</i>	<i>150</i>
<i>Figure 6.21. Détail du pré dimensionnement de la culée .....</i>	<i>151</i>
<i>Figure 6.22. Schéma de la dalle de transition .....</i>	<i>156</i>
<i>Figure 6.23. Ferrailage de la dalle de transition .....</i>	<i>158</i>
<i>Figure 6.24. Ferrailage du mur garde grève.....</i>	<i>161</i>

<i>Figure 6.25. Ferrailage du corbeau .....</i>	<i>163</i>
<i>Figure 6.26. Charges appliquées sur un mur en retour.....</i>	<i>163</i>
<i>Figure 6.27. Ferrailage du mur en retour .....</i>	<i>166</i>
<i>Figure 6.28. Ferrailage du mur frontal .....</i>	<i>169</i>
<i>Figure 6.29. Ferrailage de la semelle (nappe inférieure) .....</i>	<i>172</i>
<i>Figure 6.30. Ferrailage de la semelle (nappe supérieure) .....</i>	<i>172</i>

# Liste des tableaux

Tableau 2.1. Principaux paramètres du pré dimensionnement des voussoirs .....	39
Tableau 2.2. Résultats de l'analyse multicritères .....	48
Tableau 2.3. Caractéristiques géométriques sectorielles de la section courante sans hourdis. .....	50
Tableau 2.4. Caractéristiques géométriques de la section courante sans hourdis.....	50
Tableau 2.5. Caractéristiques géométriques sectorielles de la section d'about sans hourdis.	50
Tableau 2.6. Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.....	50
Tableau 2.7. Caractéristiques géométriques sectorielles de la section courante avec hourdis. .....	51
Tableau 2.8. Caractéristiques géométriques de la section courante avec hourdis.....	51
Tableau 2.9. Caractéristiques géométriques sectorielles de la section d'about avec hourdis.	52
Tableau 2.10. Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis. ....	53
Tableau 3.1. Caractéristiques des aciers actifs .....	60
Tableau 4.1. Bilan des charges hors-traffic .....	65
Tableau 4.2. Récapitulatif des efforts internes maximaux dus au charges et surcharges .....	84
Tableau 5.1. Moments max sous combinaisons de charges .....	87
Tableau 5.2. Efforts tranchants max sous combinaisons de charges.....	87
Tableau 5.3. Calcul des fonctions des tracés des câbles .....	93
Tableau 5.4. Tableau récapitulatif des trajectoires des 6 câbles.....	93
Tableau 5.5. Calcul des pertes dus au frottement .....	96
Tableau 5.6. Calcul des pertes dus au recul d'ancrage.....	97
Tableau 5.7. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton .....	98
Tableau 5.8. Récapitulatif des pertes instantanées .....	98
Tableau 5.9. Pertes dues au retrait du béton a 7 et a 28 jours .....	99
Tableau 5.10. Pertes dues fluage .....	100
Tableau 5.11. Pertes dues à la relaxation des aciers.....	100
Tableau 5.12. Récapitulatif des différées .....	100
Tableau 5.13. Récapitulatif des pertes de précontraintes .....	101
Tableau 6.1. Tableau Récapitulatif des réactions de la pile.....	137

<i>Tableau 6.2. Combinaison de charges des efforts verticaux.....</i>	<i>137</i>
<i>Tableau 6.3. Tableau des sollicitations maximales sur le fût .....</i>	<i>144</i>
<i>Tableau 6.4. Combinaisons de charges sur le fût .....</i>	<i>145</i>
<i>Tableau 6.5. Tableau des sollicitations maximales sur la semelle .....</i>	<i>148</i>
<i>Tableau 6.6. Combinaisons de charges sur la semelle .....</i>	<i>149</i>
<i>Tableau 6.7. Les coefficients de poussée K.....</i>	<i>152</i>
<i>Tableau 6.8. Ensembles des moments et efforts agissant sur la culée.....</i>	<i>153</i>
<i>Tableau 6.9. Poussées statiques dues aux terres .....</i>	<i>154</i>
<i>Tableau 6.10. Poussées statiques dues aux surcharges .....</i>	<i>154</i>
<i>Tableau 6.11. Total des efforts sollicitant la culée .....</i>	<i>155</i>
<i>Tableau 6.12. Tableau de vérification de la stabilité de la culée .....</i>	<i>155</i>
<i>Tableau 6.13. Efforts internes dans la dalle de transition .....</i>	<i>156</i>
<i>Tableau 6.14. Ensembles des moments et efforts agissant sur le mur frontal .....</i>	<i>167</i>
<i>Tableau 6.15. Ensembles des moments et efforts agissant sur la semelle .....</i>	<i>169</i>

# *Introduction générale*

Un pont est un ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle (cours d'eau, ravin) ou une dépression (vallée, canyon), sa construction nécessite un haut niveau de sécurité, de fiabilité et de qualité, sa résistance structurale doit être garantie par le respect des normes et règles de l'art, constituant un référentiel technique (BAEL, normes d'exécution, de produits, de matériaux, d'essais, etc.).

L'ingénieur auteur de la conception du pont, doit posséder une vaste maîtrise technique lui permettant d'identifier les solutions les plus fiables et économiques, en utilisant la meilleure partie des propriétés des matériaux mis à sa disposition et en limitant au maximum les aléas éventuels durant l'exécution, tout en intégrant le côté esthétique.

Le dimensionnement d'un pont constitue donc un travail de synthèse de discipline, tels que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations, le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

Le présent mémoire détaille la conception et les éléments de dimensionnement d'un viaduc de 746m de portée réalisé en béton précontraint.

Pour ce faire, il est organisé de la façon suivante :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage ainsi qu'à la définition des différentes données naturelles et fonctionnelles.

Le deuxième chapitre fait l'objet de la conception, il comprend une analyse entre deux variantes en plus du prédimensionnement des sections transversales.

Le troisième et quatrième chapitre comportent la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation du viaduc, ainsi que les charges et surcharges appliquées sur ce dernier.

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude la superstructure, qui comprend essentiellement l'étude de la précontrainte, l'étude de la dalle et le calcul des déformations.

Le sixième et dernier chapitre est consacré à l'étude de la pile, puis de la culée.

Le projet sera clôturé par une conclusion générale, qui illustrera les points essentiels abordés dans l'étude ainsi que les résultats et les connaissances obtenus à l'issue de ce travail.



# Chapitre I

## *Présentation de l'ouvrage*

## I.1. Introduction

Afin d'entreprendre l'étude d'un viaduc il y'a lieu de prendre en considération les contraintes naturelles et fonctionnelles du site en s'appuyant sur des données indispensables à la phase préliminaire du projet telles que :

- le tracé en plan
- le profil en long
- le profil en travers
- les différentes couches du sol ...

Ces données seront traitées et détaillées dans le présent chapitre.

## I.2. Présentation de l'entreprise

Sous tutelle du ministère des Travaux publics et faisant partie du portefeuille des entreprises de la SGP SINTRA, la Société Algérienne des études D'infrastructures SAETI a marqué de son empreinte les différentes réalisations des grandes infrastructures en Algérie. Son activité se résume aux études géologiques, hydrauliques, hydrologiques et topographiques. Cette EPE/SPA a été créée en 1974. La SAETI s'est distinguée dès les premières années de son existence, en devenant un acteur national important dans le secteur de l'engineering, mais également en acquérant un savoir-faire, une grande expérience, et une compétence avérée dans son domaine d'activité.



Le domaine de compétence de la SAETI concerne les infrastructures de transport et plus précisément :

- Les études d'infrastructures de transport (Routes, Autoroutes, Aéroports, ouvrages d'art et chemins de fer).
- Les études géologiques, géotechniques, hydrauliques, hydrologiques et topographiques.
- Les études d'exécution. - Les études de transport, de trafic et études des schémas directeurs des réseaux routiers.
- Les études d'impact sur l'environnement
- Les études économiques et de fiabilité. [1]

## **I.3. Présentation du projet**

### **I.3.1. Définition du projet**

Pour permettre le désengorgement de la RN 11 au niveau de la ville de Cherchell la réalisation du contournement s'est imposée au sud de cette localité.

Le choix du tracé s'est essentiellement basé sur une étude multicritère (géotechnique, environnementale, socio-économique et trafic).

Ce projet porte également une préoccupation environnementale qui permettra de diminuer la pollution au niveau de la ville de Cherchell et des agglomérations avoisinantes.

### **I.3.2. Description du projet**

Le contournement de la ville de Cherchell sera aménagé en deux fois deux voies sur un linéaire total de 17 .113 km, il démarre du futur échangeur voie express RN11-CW109, jusqu'au giratoire RN11-CW 103 à proximité de Hadjiret Ennous -Sidi Ghiles Ouest-).

Le ralliement du nouveau projet à la RN11 se fera par l'exécution de deux pénétrantes en passage inférieurs :

Pénétrante [1] → PK 7+170.

Pénétrante [2] → PK 12+263.

Le projet compte également des viaducs à la traversée des grands oueds et des zones accidentées, des ouvrages d'art en passages supérieurs et inférieurs projetés au croisement du tracé avec les pistes agricoles et pénétrantes, et des ouvrages d'assainissement au franchissement des petits écoulements. [2]

## **I.4. Présentation de l'ouvrage**

Parmi les 6 viaducs du projet, nous avons opté pour l'étude du viaduc 1 et ce pour les raisons suivantes :

- La portée qui s'étale sur plus de 740m.
- La hauteur des piles dont la plus haute atteint les 80m.

## I.5. Données fonctionnelles

### **I.5.1. Situation de l'ouvrage**

L'ouvrage traité est compris entre le point kilométrique noté PK4+349 et PK5+058 avec une portée de 746.4m portant une liaison répondant aux caractéristiques autoroutières avec une vitesse de référence de 100km/h.

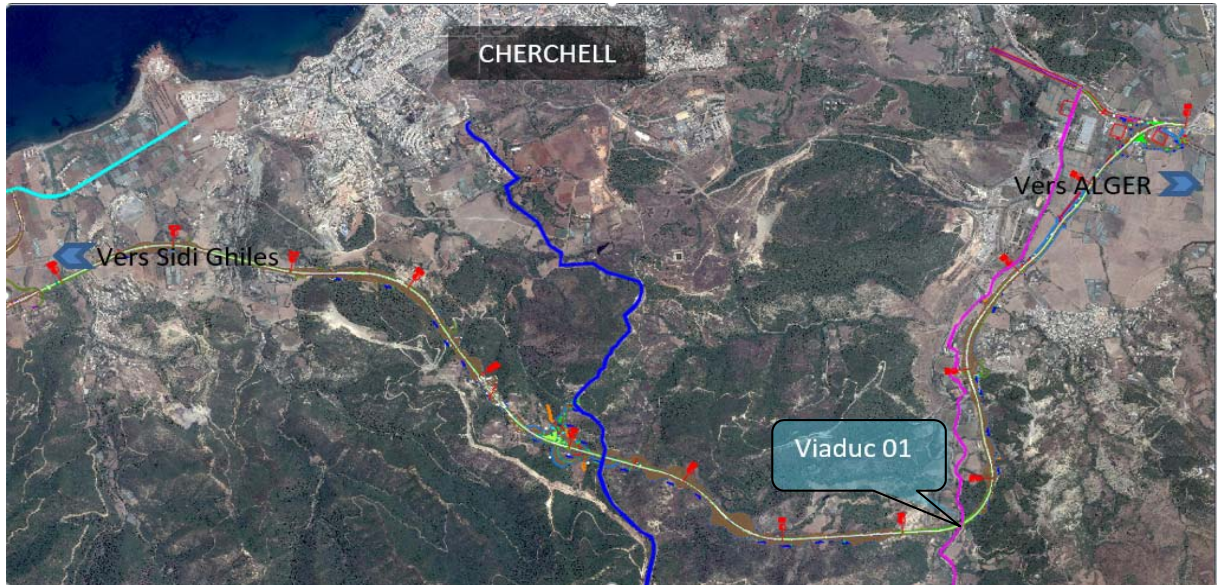


Figure 1.1 : Plan de situation du projet

### **I.5.2. Tracé en plan**

Le tracé en plan de l'ouvrage représenté par la ligne géométrique de l'axe de la voie dessinée sur le plan de situation s'étale sur une courbe de 400 ml qui se raccorde sur un alignement droit de 300 ml à la fin de l'ouvrage.



Figure 1.2 : Tracé en plan



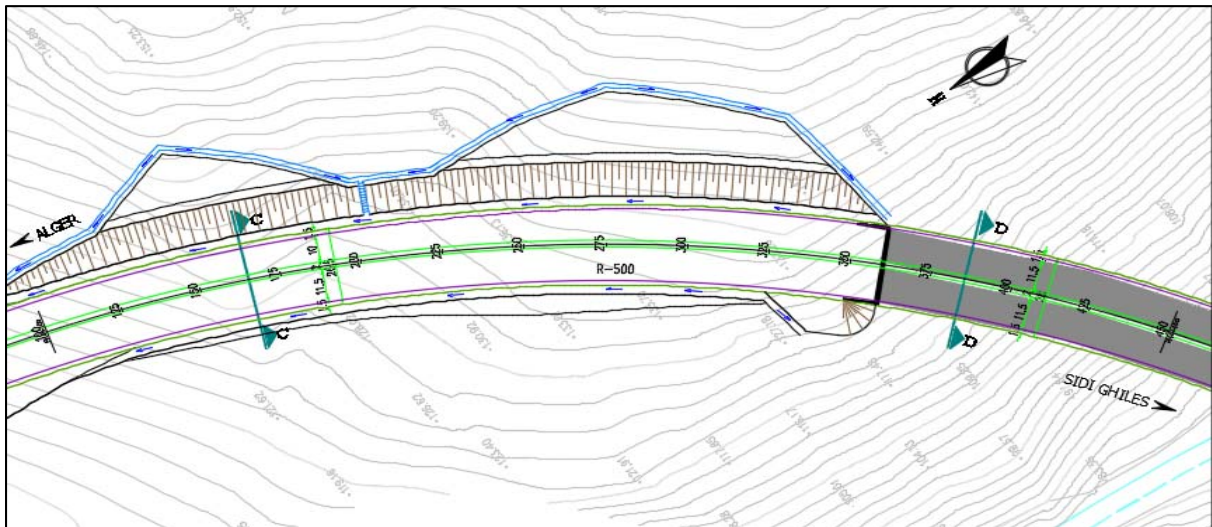


Figure 1.3 : Trace en plan du tronçon PK4+100 au PK4+450

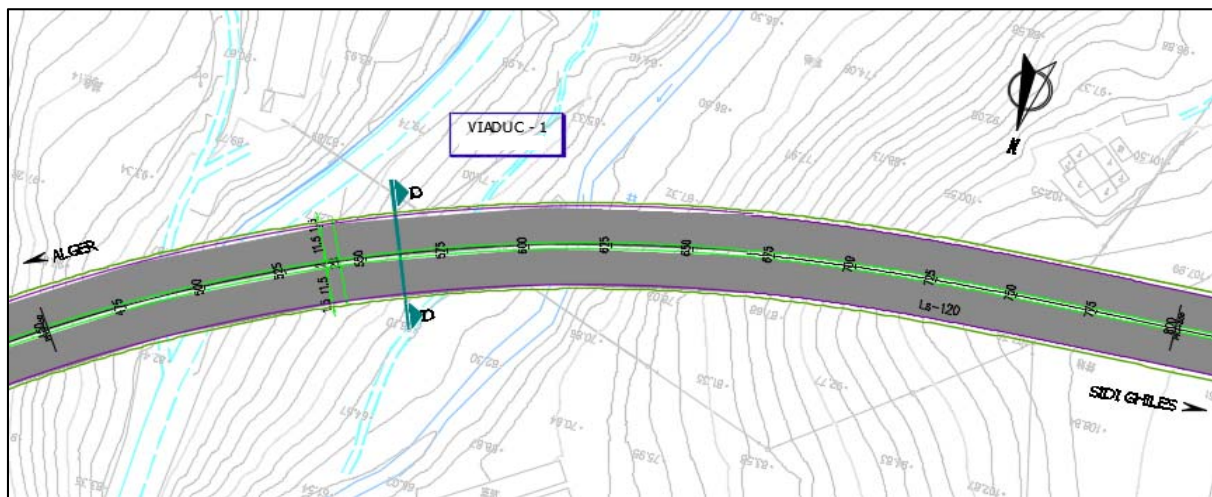


Figure 1.4 : Trace en plan du tronçon PK4+450 au PK4+800

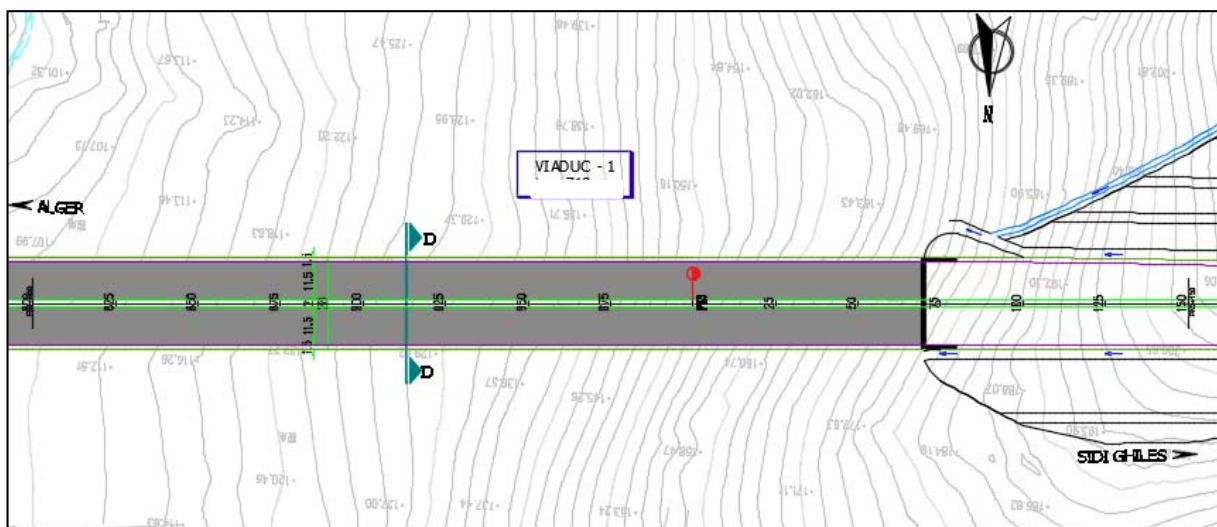


Figure 1.5 : Trace en plan du tronçon PK4+800 au PK5+150

### I.5.3. Profil en long

Le profil en long de l'axe de la route définissant en dénivellation le tracé en plan est déterminé en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles et naturelles de l'obstacle à franchir .

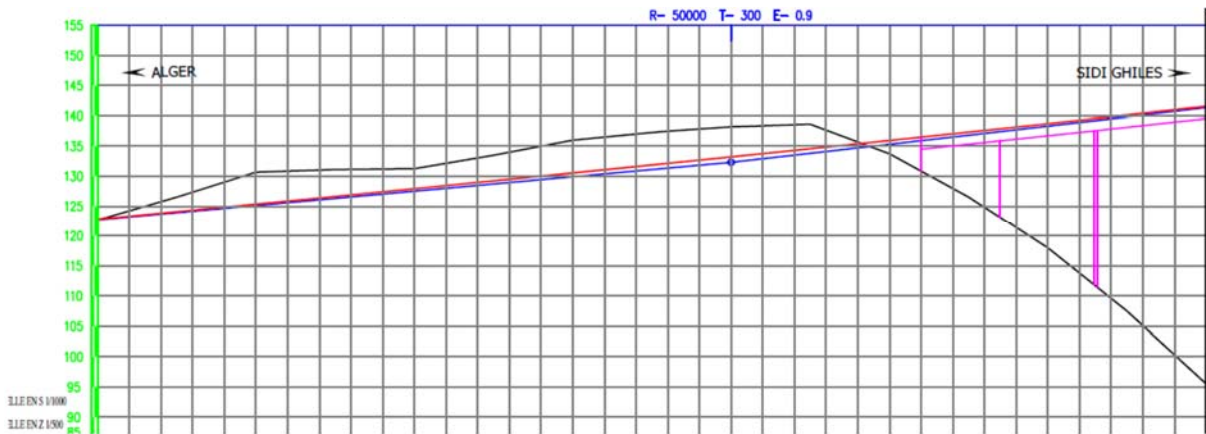


Figure 1.6 : Profil en long du tronçon PK4+100 au PK4+450

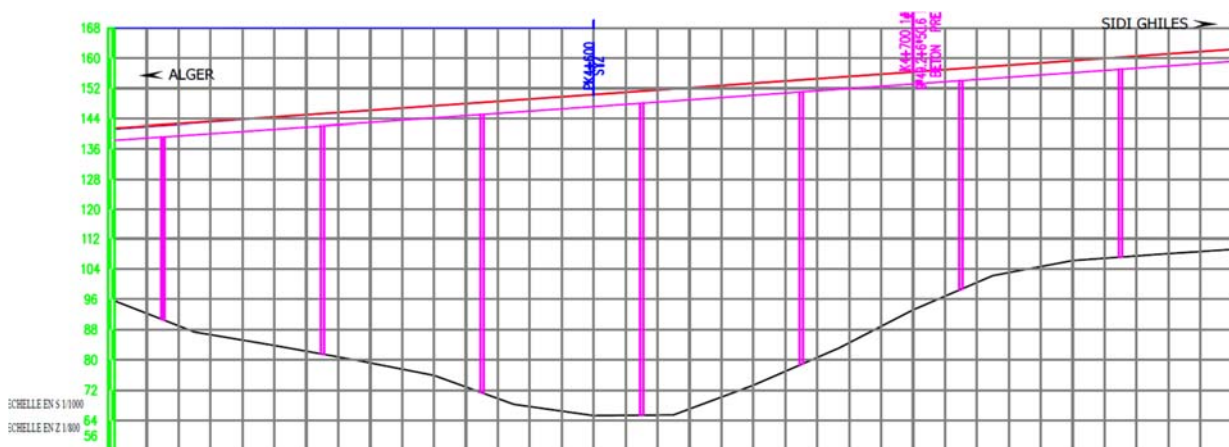


Figure 1.7 : Profil en long du tronçon PK4+450 au PK4+800

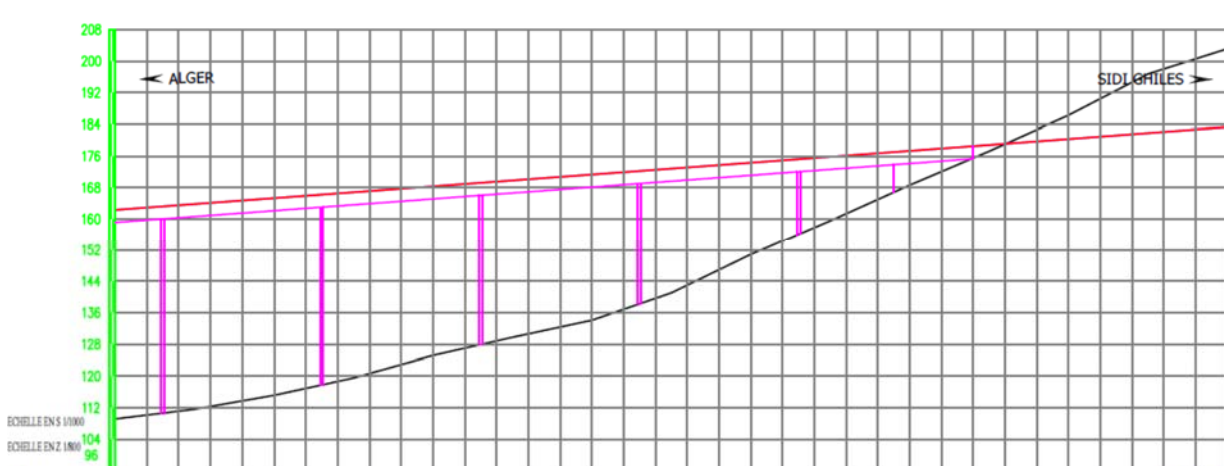


Figure 1.8 : Profil en long du tronçon PK4+800 au PK5+150

### I.5.3. Profil en travers

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

- La largeur totale : 28m.
- Nombre de voies de circulations : 6 voies
- Largeur de trottoir (G et D) :1.25m.
- Le devers : 2,5%.

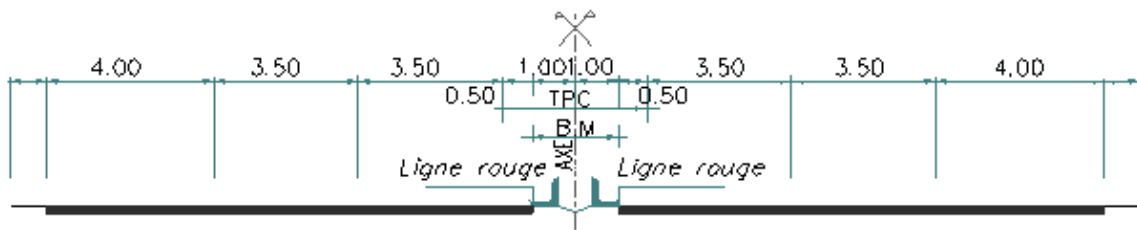


Figure 1.9 : Profil en travers (coupe D-D)

## I.6. Données naturelles

### I.6.1. Géologie régionale

La région de Cherchell appartient au domaine de l'Atlas tellien (tell septentrional), elle comprend plusieurs zones stratigraphiques et tectoniques différenciées, d'après la carte géologique au 1/50 000ème de Cherchell Gouraya :

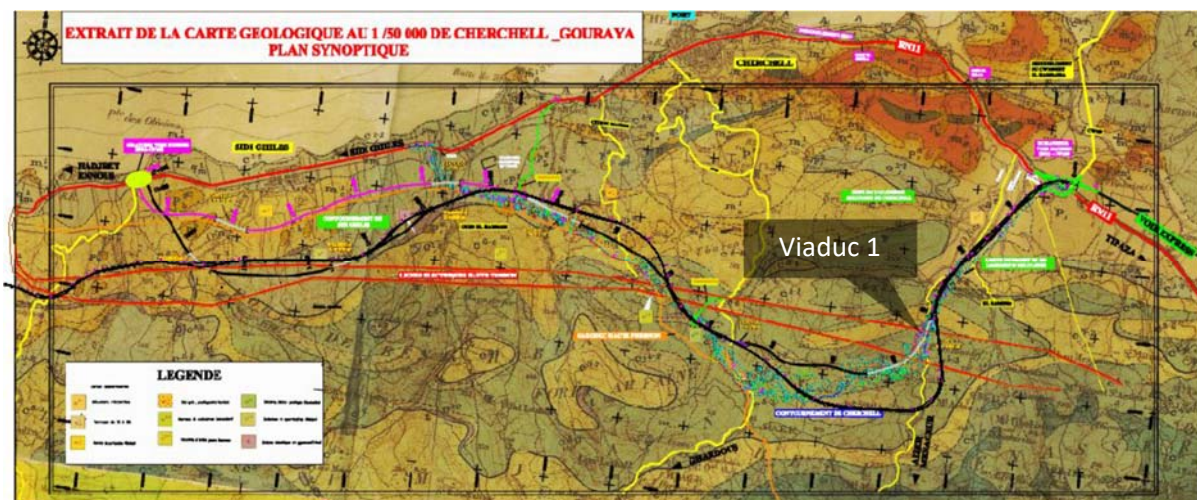


Figure 1.10 : Unité géologique de la ville de Cherchell



On rencontre l'affleurement de calcaro-marneux ou marne schisteuses tertiaire crétacés, entre PK4+350-PK5+100. La partie supérieure est l'argile alluvial peu plastique de la période du Quaternaire, On n'a pas trouvé la possibilité de structure de faille, ni déplacement superficiel existant (décrochement).

### I.6.2. Topographie et géomorphologie

La morphologie du site est moyennement montagneuse, elle est caractérisée par des reliefs relativement accidentés, avec des pentes ravinées formant des vallées en forme de «V», l'angle de la pente bilatérale varie entre 15° et 30°. L'altimétrie du terrain sur l'axe du viaduc varie entre 64.55-168.66m.

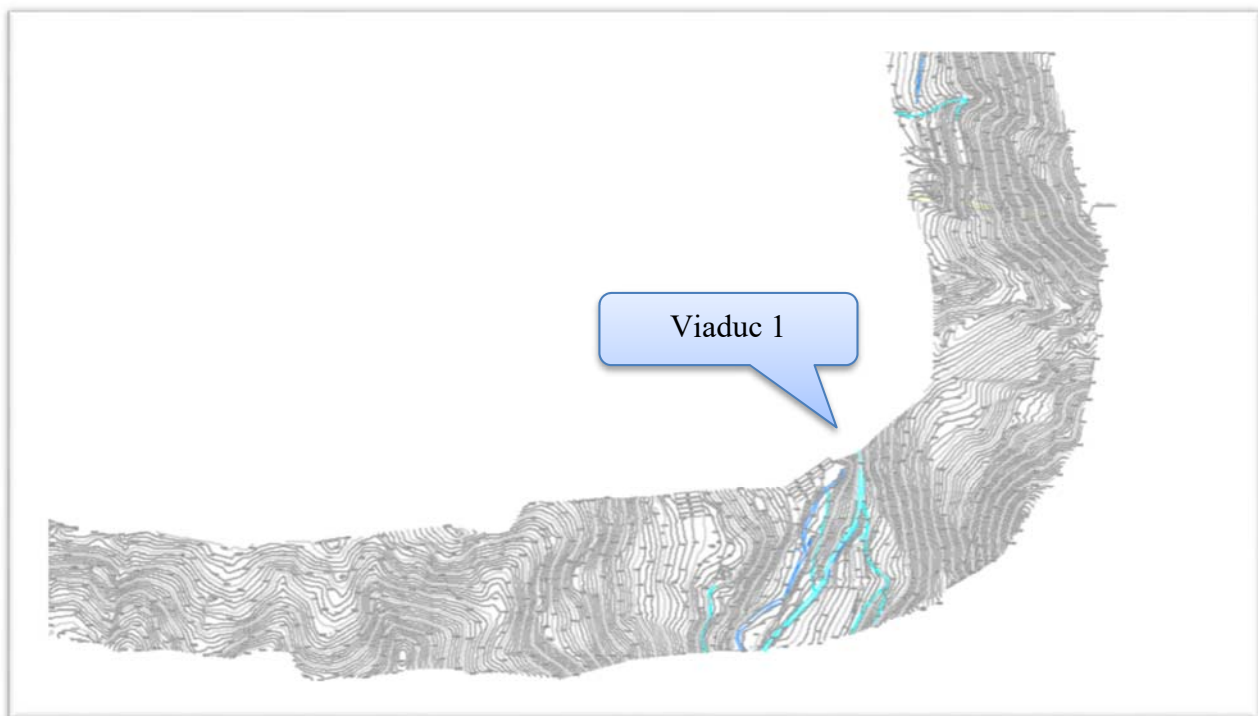


Figure 1.11 : Relevé topographique du site



### I.6.3. Lithologie et stratigraphie

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

La figure suivante représente les différentes couches du sol tout au long de l'ouvrage.

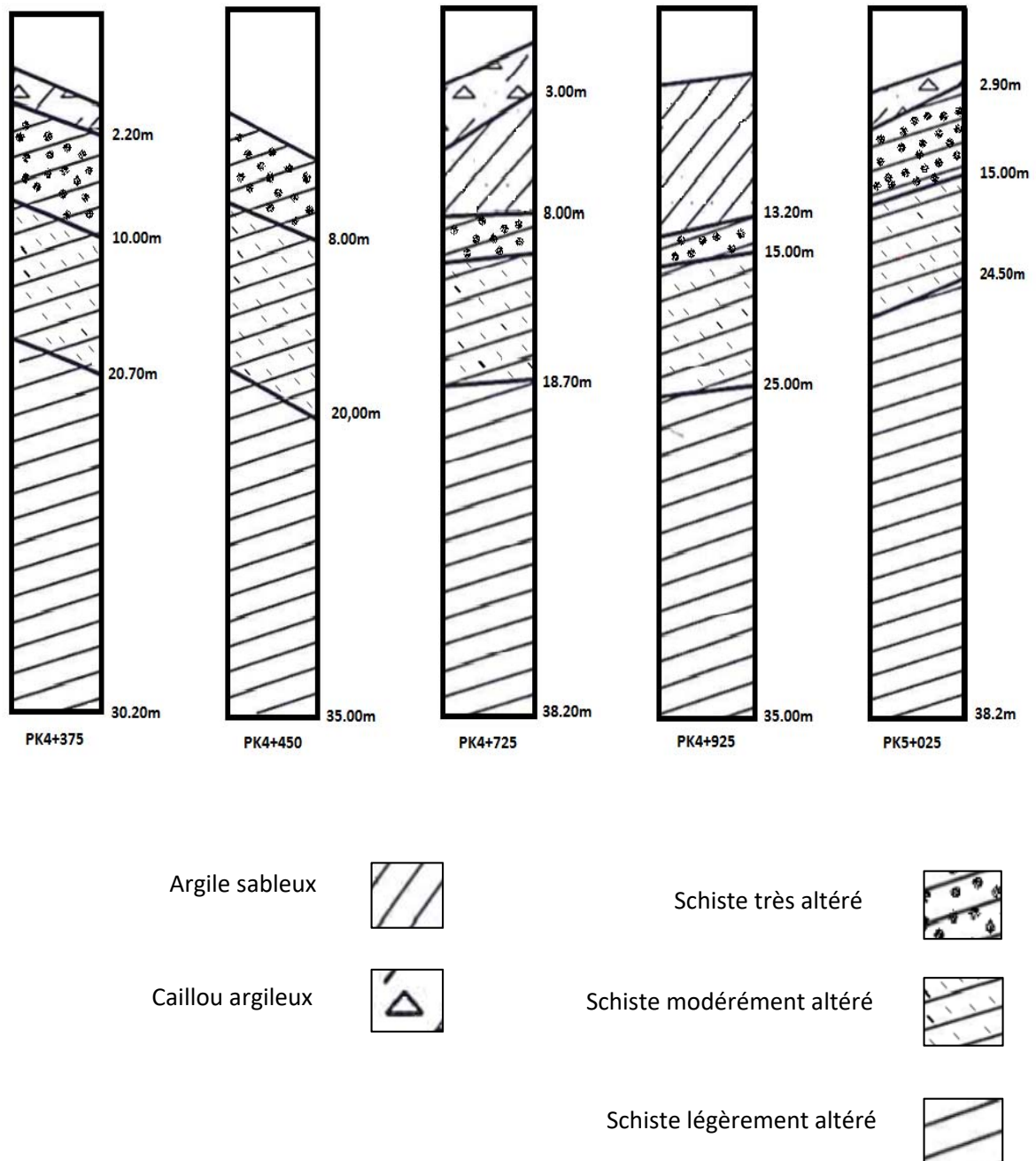


Figure 1.12 : différentes couches du sol

### I.6.4. Hydrogéologie locale

Selon la carte hydrogéologique de la région d'Alger (publié en 1973) d'échelle 1/200.000, la perméabilité de la région d'étude est très faible en ressources hydrogéologiques.

La nappe phréatique dominante est alluvionnaire Quaternaire et la couche argilo-cailloux, la nappe est drainée par exploitation et évaporation ; elle est approvisionnée par la tombée de pluie pendant la saison pluvieuse et l'irrigation agricole et le niveau de nappe se varie avec le temps saisonnier.

### I.6.5. Données sismologiques

Le paramètre sismique est un facteur déterminant dans le calcul des structures à long terme, de ce fait, la sismicité de la zone de projet doit être déterminée en se référant au RPOA (REGLES PARASISMQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART).

L'ouvrage doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale.

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance.

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance. [3]

Le projet de contournement de la ville de Cherchell est considéré d'une grande importance (groupe 1B), et d'après la carte de zonage sismique insérée ci-dessous, la région de Cherchell appartient à la Zone III (sismicité élevée) ; le coefficient d'accélération à prendre en compte selon le RPOA est donc :  $A=0.30$ . Le site est constitué par des agrégats ronds argileux et schiste fortement altérée, de type S2.

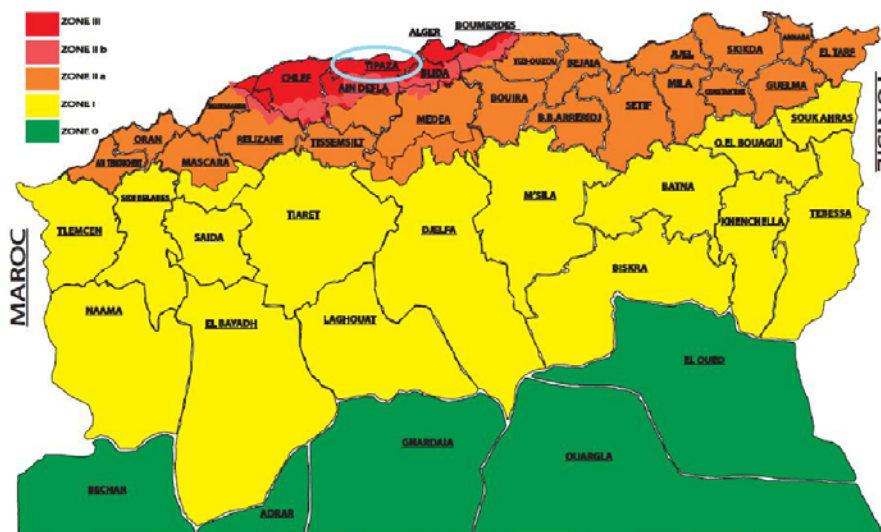


Figure 1.13 : carte de zonage sismique de l'Algérie [3]

## **I.7. Conclusion**

Cette étape relative aux généralités étant traitée, nous pouvons désormais entamer la phase de conception en nous appuyant sur les données recueillies.

# Chapitre II

## *Conception du viaduc*

## **II.1. Introduction**

La conception d'un pont doit répondre à un objectif qui tient compte de l'optimisation technique et économique de l'ouvrage projeté tout en prenant en considération l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles qui s'imposent. Pour aboutir au meilleur choix, l'ingénieur doit recenser et évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible pour trouver la solution optimale qui lui permet de limiter les aléas lors de l'exécution.

## **II.2. Procédure du choix du type de pont**

De nombreuses méthodes existent pour permettre aux décideurs de faire un choix optimal, il est recommandé de formuler un certain nombre de variantes qui reposent essentiellement sur l'expérience de l'ingénieur projeteur.

Concernant notre projet, nous nous appuierons sur une analyse multicritère afin de déterminer le type de pont à concevoir.

## **II.3. Proposition des variantes**

Vu la largeur importante du viaduc, il sera configuré séparément en deux parties jumelles et cela dans le but de :

- Faciliter l'étude, l'exécution, l'entretien et la surveillance.
- Diminuer le cout de la réalisation et de l'entretien.

Dans ce rapport nous nous intéresserons uniquement au Viaduc "Ouest".

À travers les données concernant l'ouvrage à projeter, deux variantes sont proposées.

## II.4. Variante 1 : pont en béton précontraint construit par encorbellement successif

### II.4.1. Description de la méthode

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

La construction s'effectue en général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau. [4]

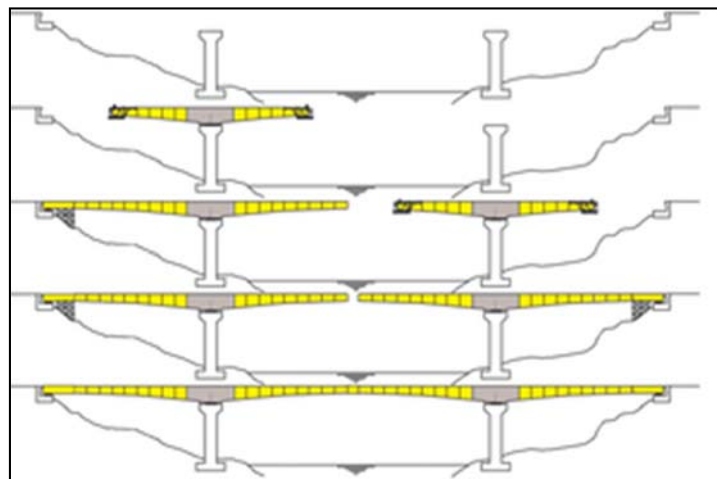


Figure 2.1. Principe de l'encorbellement successif

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 80 et 150 m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

## II.4.2. Distribution des travées et implantation des appuis

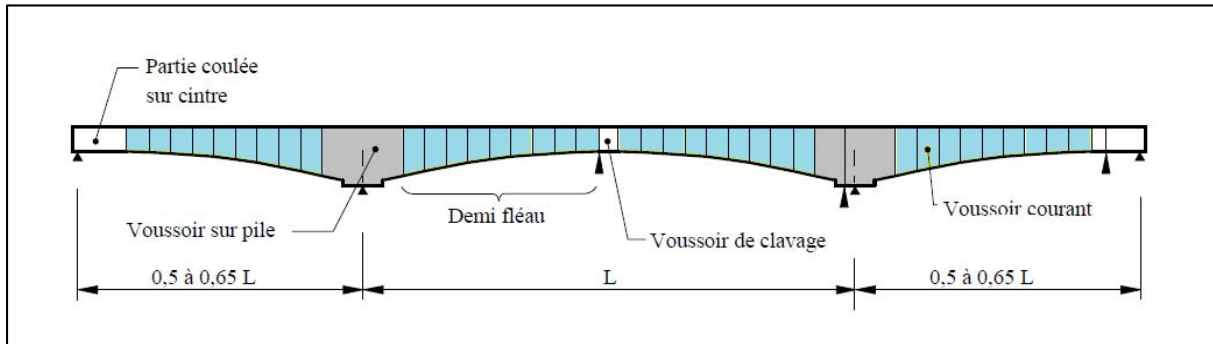


Figure 2.2. Distribution des portées d'un pont construit par encorbellement [4]

Les travées de rives ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi fléau, la longueur supplémentaire, mesure (10 à 20%) de la longueur des travées principales, les longueurs supplémentaires sont généralement construites sur cintre car cette méthode est la plus économique.

La distribution des travées concernant notre ouvrage est la suivante

- 5 travées intermédiaires d'une portée de 125m ;
- 2 travées de rives d'une portée de 70m représentant 60% de la travée principale.

## II.4.3. Pré dimensionnement de la section transversale

Vu la largeur du tablier nous avons opté pour le mono caisson simple qui représente le choix le plus économique dans le cas de largeurs de tablier inférieure à 20m.

Le pré dimensionnement de la section transversale est fait selon le Guide SETRA [4].

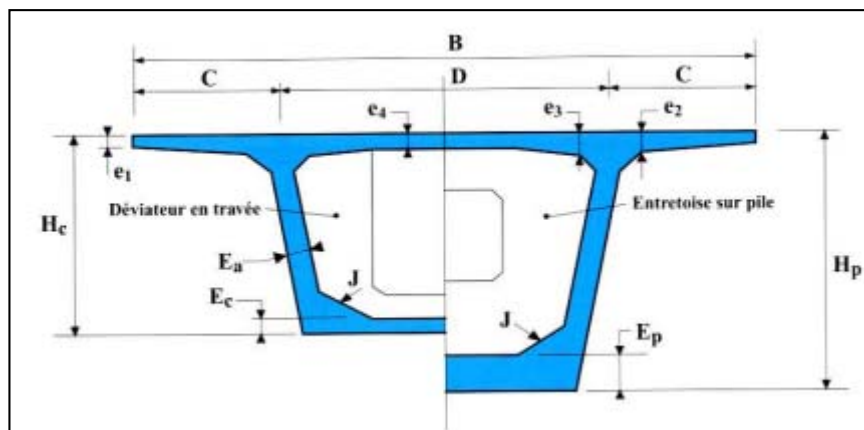


Figure 2.3. Symboles des dimensions d'un voussoir type [4]

### II.4.3.1. Largeur totale et implantation du caisson

La largeur totale du caisson est :  $B = 13\text{m}$

Dans un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson :

$$C = B/4 = 3.25\text{m}$$

### II.4.3.2. Épaisseur de l'hourdis supérieur

L'hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

- Épaisseur en extrémité  $e_1$  qui dépend du dispositif de retenue choisi, pour une barrière normale BN4 :

$$e_1 = 0,25\text{m}$$

- A l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur  $e_2$  dépend du profil en travers fonctionnel, on retient une valeur de :

$$e_2 = (1/7 \text{ à } 1/8) C = 0,42\text{m}$$

- A l'encastrement, la valeur de  $e_3$  est estimée en mètre à :

$$e_3 = 0,10 + (B-C)/25 = 0,49\text{m}$$

- Épaisseur à mi-portée  $e_4$  :

$$e_4 = (B-C)/25 \text{ à } (B-C)/30 = 0,34\text{m}$$

### II.4.3.3. Hauteurs des voussoirs

La variation de la hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique, le fléau doit être symétrique pour que sa stabilité en construction soit plus facile à assurer. La partie de la travée de rive construite sur cintre est toujours de hauteur constante.

Dans les cas courants :

$$L/18 < \text{La hauteur sur pile } (h_p) < L/16$$

$$L/35 < \text{La hauteur sur clef } (h_c) < L/30$$

L : Portée de la travée considérée.



La portée principale étant  $L=125$  m on obtient :

$$6,94 < h_p < 7,81 \text{ m} \quad h_p = 7,5 \text{ m}$$

$$3,57 < h_c < 4,16 \text{ m} \quad h_c = 4,0 \text{ m}$$

#### II.4.3.4. Épaisseur des âmes

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et offre donc des parements extérieurs de meilleure qualité, elle permet également de réduire la largeur des têtes de pile, l'inclinaison adoptée doit être comprise entre 10 et 30%.

Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est constante pour un pont à hauteur variable.

$$E_a = L/275 + 1,25 \times B/L - 0,125$$

$$E_a = 50 \text{ cm}$$

#### II.4.3.5. Épaisseur de l'hourdis inférieur

L'épaisseur de l'hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

$$\text{Sur pile } E_p = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{A la clé } E_c = 0,2 \text{ m}$$

Tableau 2.1. Principaux paramètres du pré dimensionnement des voussoirs

<b>largeur total du caisson</b>	<b>B = 13m</b>
<b>Implantation des âmes</b>	$C = 3,25 \text{ m}$
<b>Épaisseur en extrémité</b>	$e_1 = 0,25 \text{ m}$
<b>Épaisseur à l'enracinement de l'encorbellement</b>	$e_2 = 0,42 \text{ m}$
<b>Épaisseur à l'encastrement</b>	$e_3 = 0,49 \text{ m}$
<b>Épaisseur à mi-portée</b>	$e_4 = 0,34 \text{ m}$
<b>Épaisseur des âmes</b>	$E_a = 0,5 \text{ m}$
<b>Épaisseur du hourdis inférieur sur pile</b>	$E_p = 0,5 \text{ m}$
<b>Épaisseur du hourdis inférieur à la clé</b>	$E_c = 0,2 \text{ m}$

### II.4.3.6. Pré dimensionnement des goussets

A ce stade de conception les goussets ne sont pris en compte que de manière empirique dans les calculs, ils ne sont fixés avec précision qu'après détermination du câblage et du ferrailage.

Il est à noter que le contour intérieur des goussets supérieurs est toujours rectiligne et présente un angle  $\alpha$  compris entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$  pour faciliter le bétonnage, leur contour extérieur est souvent circulaire, pour des raisons esthétiques.

Concernant les goussets inférieurs, leur pente est comprise entre  $40^\circ$  et  $45^\circ$  pour favoriser l'écoulement de béton et éviter la formation des nids de cailloux ou de défaut de bétonnage. [4]

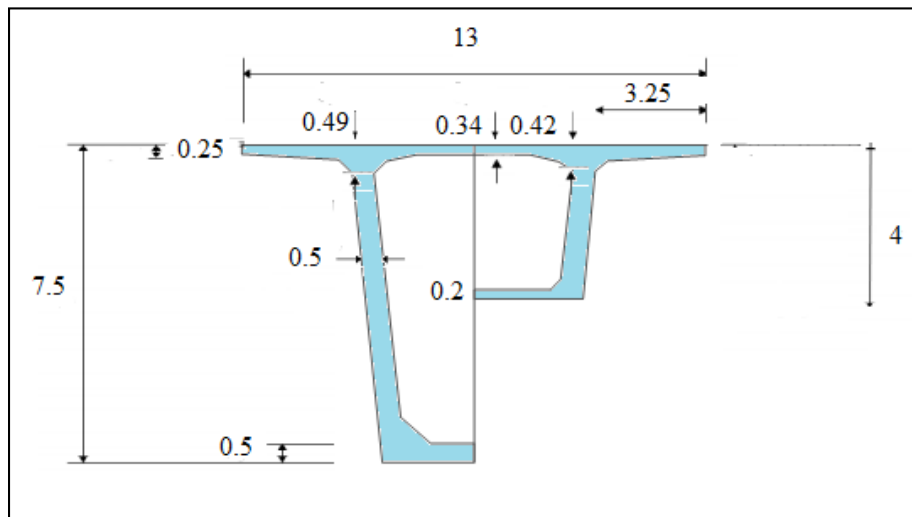


Figure 2.4. Dimensions transversales du voussoir

### **II.4.3.7. Découpage des voussoirs**

Le découpage longitudinal des voussoirs est entièrement dicté par le mode de construction.

La longueur des voussoirs courants est constante et varie entre 2.50 a 4m, voire 5m, suivant les ouvrages.

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile mesure en général au moins 8m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

Quant aux voussoirs de clavage leur longueur est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution.

## **II.4.4. Avantages et inconvénients du procédé**

### **II.4.4.1. Avantages**

- Cette méthode convient pour tous les types d'ouvrages, il arrive que ce soit la seule méthode envisageable.
- La structure massive du tablier donne de belles formes esthétiques.
- La portée de ce type de viaduc est importante, ce qui diminue les appuis au sol.
- L'entretien n'est demandé qu'au bout d'une certaine période de mise en service.

### **II.4.4.1. Inconvénients**

- Le procédé est lent et engendre un coût élevé dû notamment aux machines de levage.
- Le procédé conduit à des ouvrages lourds ce qui pénalise la méthode en zone sismique.
- Il est nécessaire de fabriquer du béton à haute résistance principalement avant 28 jours.
- Il est indispensable de disposer d'un personnel qualifié.
- Il présente des difficultés de calcul inhabituel ; le volume des calculs nécessaires est plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.

## II.5. Variante 2 : viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées(VIPP)

### II.5.1. Description du procédé

Les tabliers des Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées (VIPP) sont constitués de poutres précontraintes par post-tension de hauteur constante, solidarisiées entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place en béton armé ou précontrainte transversalement. [5]

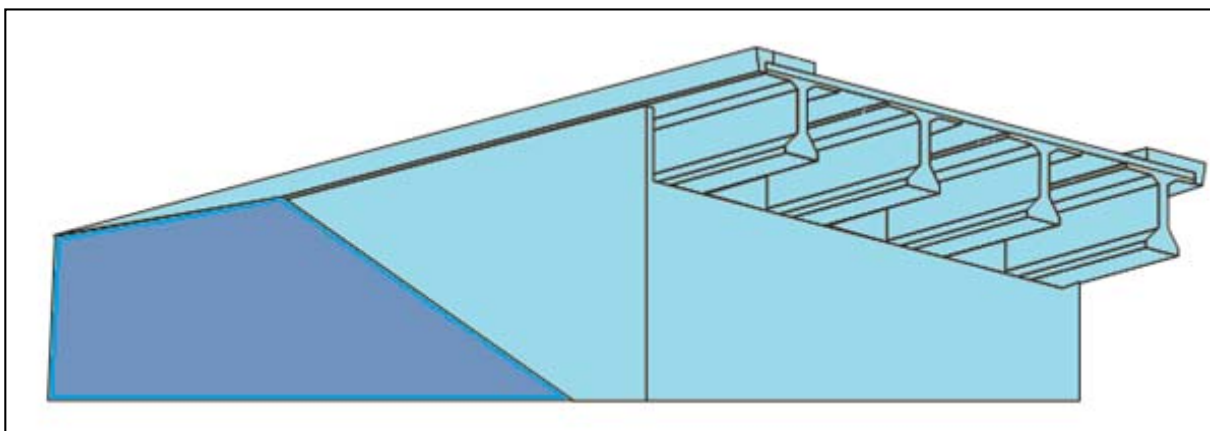


Figure 2.5. Schéma type d'un VI-PP [5]

Le tracé des câbles de précontrainte est généralement constitué d'une partie rectiligne dans le talon des poutres dans la zone médiane suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre.

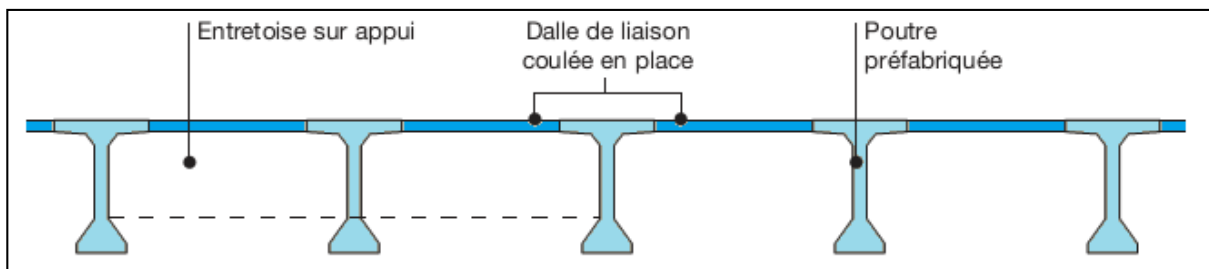


Figure 2.6. VI-PP : Coupe transversale courante [5]

Indépendamment de la nature de la brèche franchie, ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 25m à 50m.

### II.5.2. Adaptation à la courbure en plan

Ce type de structure, constitué d'éléments rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements droits et rectilignes. Il est cependant possible de l'adapter au biais ou à la courbure du tracé en adoptant certaines dispositions.

Lorsque le tracé en plan est courbe, les poutres sont placées suivant une ligne polygonale dont chaque travée forme un côté. La courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord de l'hourdis en encorbellement des poutres de rive. Remarquons qu'en principe, cette disposition est en opposition avec la pratique habituelle qui consiste à arrêter l'hourdis au nu extérieur de la poutre, dans un souci de simplicité d'exécution.

Le rayon de courbure est limité inférieurement par la flèche maximale admissible du débord variable, et dans la pratique, il ne peut guère descendre en dessous de 15 fois la portée.

Pour que les différentes poutres d'une même travée conservent la même longueur, les lignes d'appuis de deux travées adjacentes ne sont pas parallèles et font entre elles un angle  $L/R$ , les deux lignes d'appui d'une même travée demeurant parallèles. La jonction entre les deux travées est effectuée par l'hourdis où la dalle de continuité est de longueur variable. De telles dispositions sont illustrées par la figure ci-dessous. [6]

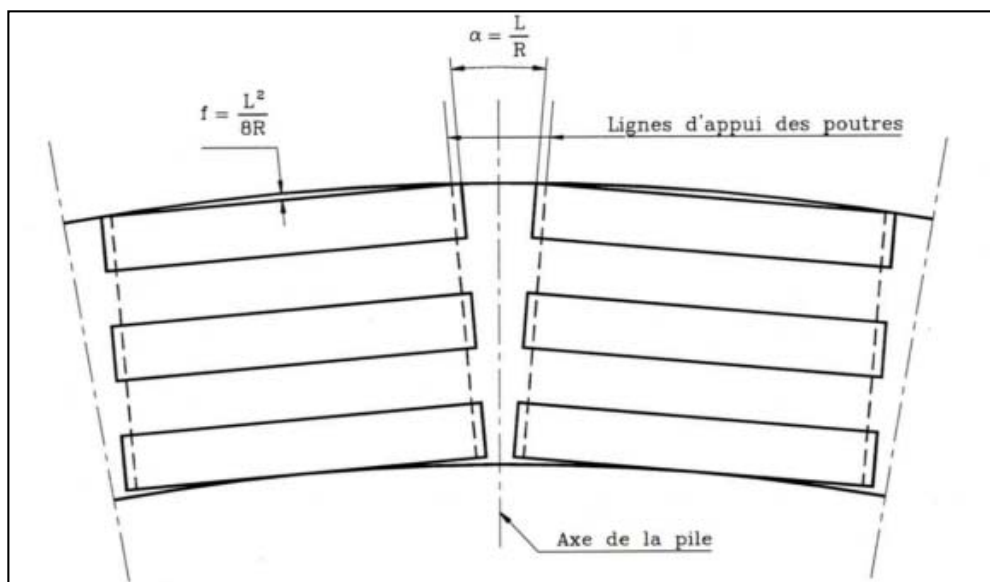


Figure 2.7. Disposition des travées d'un ouvrage courbe [6]

Cette solution oblige à prévoir de dispositions particulières au niveau des têtes de piles (élargissement des chevêtres ou chevêtres dédoublés et ligne d'appuis non parallèles).

### II.5.3. Distribution des travées et implantation des appuis

Concernant ce procédé, nous avons opté pour des poutres identiques de 50m de longueurs afin de minimiser le nombre de travées, de plus nous proposons de remblayer une partie du côté ouest de la brèche pour passer de 15 à 14 travées dans le but d'optimiser le processus du point de vue économique.

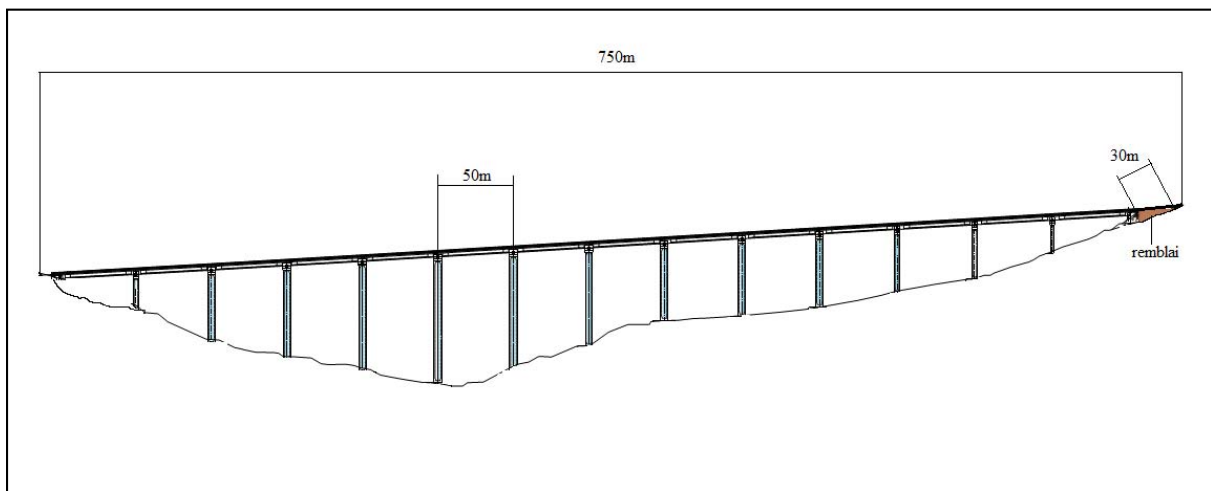


Figure 2.8. Disposition des piles du viaduc

### II.5.4. Pré dimensionnement du tablier

Le pré dimensionnement de la section transversale est fait selon le Guide SETRA [6].

#### II.5.4.1. Élancement du tablier

L'élancement usuel se situe aux environs du  $1/17$  de la portée soit  $H = 2,95m$  dans notre cas ou  $L = 50m$ .

#### II.5.4.2. Épaisseur de l'hourdis

Nous choisissons un hourdis général (plus courant), d'une épaisseur de 25 cm.

#### II.5.4.3. Hauteur de poutre

La hauteur de poutre est déduite de la hauteur générale de tablier et de l'épaisseur du hourdis, elle sera égale à 2.70m.

#### II.5.4.4. Nombre de poutres

Le nombre de poutres  $n$  est défini en fonction de la largeur totale du pont, nous avons choisis un tablier constitué de 6 poutres équidistantes de 2.25m.

#### II.5.4.5. Épaisseur des âmes

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres.

Nous avons choisi une épaisseur égale à 24cm (minimum 3 fois le diamètre de la gaine de câble de précontrainte).

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaissement d'âme, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée.

Nous assurerons une épaisseur constante entre l'âme et la table inférieure soit 70cm.

#### II.5.4.6. Table de compression

La largeur de la table est en général voisine de  $0,6 \times h$ . soit 1.5m

Nous fixons une épaisseur minimale de 10cm (cas d'un hourdis général).

L'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset fait 5cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

Le gousset de jonction entre la table et l'âme est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'aciers. La tangente de l'angle  $\alpha$  est normalement comprise entre 1 et 1.5, cet angle est fixé entre :  $45^\circ < \alpha < 60^\circ$ .

Pour un angle  $\alpha = 55^\circ$  nous aurons un gousset de 15cm\*21cm.

#### II.5.4.7. Talon

Nous choisissons un talon pour chaque poutre de 0,70m avec une épaisseur de 0.35m vu la hauteur de la poutre.

De même pour la table de compression, nous aurons un gousset de 16cm\*23cm correspondant à un angle  $\alpha = 55^\circ$ .



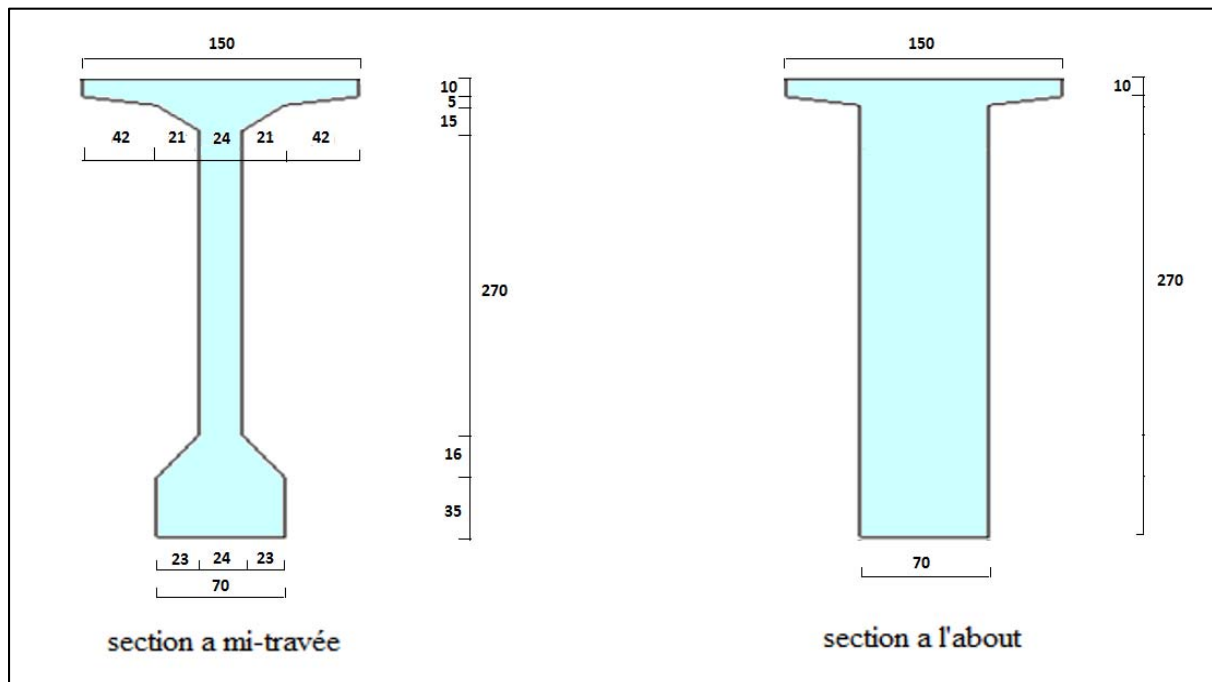


Figure 2.9. Dimensions des sections de poutres

## II.5.5. Avantages et inconvénients du procédé

### II.5.5.1. Avantages

- Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique.
- Le fonctionnement isostatique rend l'ouvrage pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.
- Il permet une bonne réutilisation des coffrages.
- La rapidité et la simplicité d'exécution permettent la réduction des délais et du coût.

### II.5.5.2. Inconvénients

- L'épaisseur du tablier est relativement importante en comparaison avec d'autres structures précontraintes.
- Les poutres sont plus sensibles que des structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits.
- La mise en place d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et la mise en tension des câbles est nécessaire.
- L'apport de techniques adéquates dans le cas d'ouvrages n'étant pas rectilignes est envisageable.

## II.6. Application de l'analyse multicritères pour le choix du type de pont

L'analyse multicritères permet d'effectuer un choix entre plusieurs solutions en décomposant une grille d'analyse en plusieurs critères chacun pondéré d'un coefficient (poids relatif).

Il s'agit donc d'un outil d'aide à la décision.

On commence par identifier les critères sur lesquels seront basés l'analyse, puis on affecte à chaque critère un coefficient selon son importance relative. Chaque solution envisagée est ensuite comparée en utilisant cette grille d'analyse multicritères. En face de chaque critère retenu, on donne une note aux différentes solutions.

Cette note est ensuite pondérée en fonction du coefficient affecté au critère. A la fin des notations, une simple somme de l'ensemble des critères permet de connaître la meilleure solution.

La pondération des critères est donc prépondérante dans cette méthode, elle influe directement sur la qualité du choix effectué. [7]

### **II.6.1 Critères de choix du type de pont**

Le choix de la solution la mieux adaptée doit tenir compte des critères suivants :

- Simplicité d'exécution : vu son importance dans le choix du type de pont , ce critère sera majoré par un coefficient de pondération de 25%.
- Durée et simplicité d'étude : ce critère prend également une pondération de 25% car l'ingénieur d'étude est toujours contraint par la difficulté et le temps.
- Entretien : ce critère vient en troisième position, son importance s'inscrit dans le fait qu'il faut assurer une durabilité et une fiabilité acceptable donc il sera majoré par un coefficient de pondération de 20%.
- Économie : ce critère prend un coefficient de pondération est de 20%.
- Esthétique : c'est le dernier critère à prendre en compte, puisque le projet est situé dans un endroit moins aménagé, son coefficient de pondération est de 10%.

### II.6.2. Application de l'analyse multicritères

On note pour chaque critère les 2 variantes sur une échelle de 1 à 10 :

Tableau 2.2. Résultats de l'analyse multicritères

Critères	Pondération	Encorbellement successif		VIPP	
		Note	Note pondérée	Note	Note pondérée
Simplicité d'exécution	0.25	6	1.5	8	2
Durée et simplicité d'étude	0.25	5	1.25	7	1.75
Entretien	0.20	5	1	6	1.2
Économie	0.20	6	1.2	7	1.4
Esthétique	0.10	6	0.6	4	0.4
Totaux	1		5.55/10		6.75/10

A travers l'étude de chaque variante et après l'analyse multicritères notre choix s'est porté sur la deuxième variante en l'occurrence le VIPP.

## II.7. Caractéristiques géométriques des poutres

Les caractéristiques géométriques essentielles dans les calculs et les vérifications pour la variante retenue sont les suivantes :

**G** : centre de gravité de la section.

**V** : distance de **G** à la fibre supérieure.

**V'** : distance de **G** à la fibre inférieure.

**B<sub>i</sub>** : L'aire de la section considérée.

**I<sub>G0</sub>** : moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité).

**I<sub>Δ</sub>** : Moment d'inertie (par rapport à l'axe horizontal (Δ) passant par la fibre inférieure extrême).

**ρ** : Rendement géométrique de la section.  $\rho = I_{G0}/BVV'$

**B nette** = 95% B (brute)

**S<sub>x</sub> nette** = 95% S<sub>x</sub> (brute)

**I<sub>Δ</sub> nette** = 90% I<sub>Δ</sub> (brute)

Pour le calcul du moment d'inertie **I<sub>Δ</sub>**, nous utiliserons le théorème de **Huggins** :

$$I_{\Delta} = I_{G0} + B_i \cdot Y_i^2$$

**Y<sub>i</sub>** : Bras de levier de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).

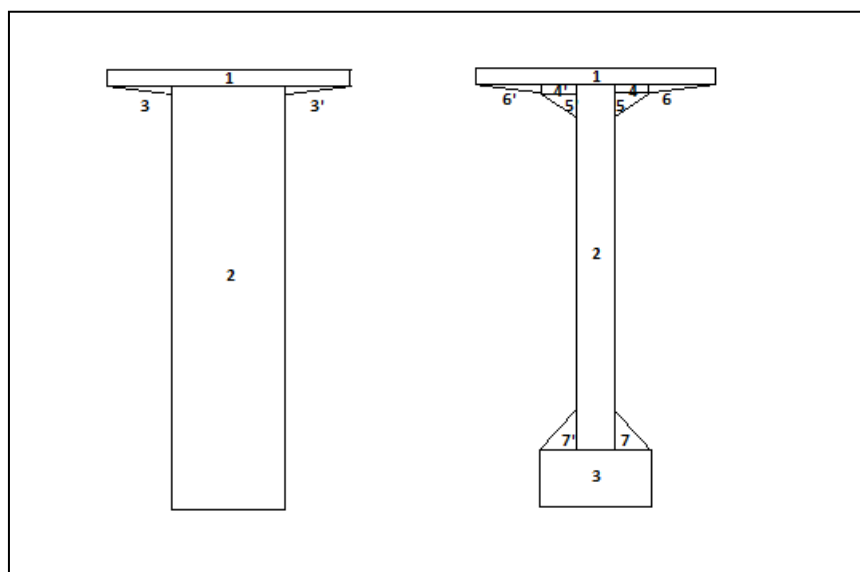


Figure 2.10. Sectorisation des sections pour le calcul du moment d'inertie

## II.7.1. Caractéristiques géométriques sans hourdis

### II.7.1.1. Section courante (mis-travée)

Tableau 2.3. Caractéristiques géométriques sectorielles de la section courante sans hourdis.

N° élément	Dimensions b(cm) h(cm)	B <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>i</sub> (cm)	S <sub>x</sub> =B <sub>i</sub> .Y <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	B <sub>i</sub> .Y <sub>i</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	150 10	1500	265	397500	105337500	12500	105350000
2	24 225	5400	147,5	796500	117483750	22781250	140265000
3	70 35	2450	17,5	42875	750312,5	250104,167	1000416,67
4	21 5	105	257,5	27037,5	6962156,3	218,75	6962375
4'	21 5	105	257,5	27037,5	6962156,3	218,75	6962375
5	21 15	157,5	250	39375	9843750	1968,75	9845718,75
5'	21 15	157,5	250	39375	9843750	1968,75	9845718,75
6	42 5	105	258,33	27124,65	7007110,8	145,833333	7007256,67
6'	42 5	105	258,33	27124,65	7007110,8	145,833333	7007256,67
7	23 16	184	40,33	7420,72	299277,64	2616,88889	301894,526
7'	23 16	184	40,33	7420,72	299277,64	2616,88889	301894,526
<b>Totaux</b>		10453		1438790,7			294850367

Tableau 2.4. Caractéristiques géométriques de la section courante sans hourdis.

**B<sub>brute</sub> (cm<sup>2</sup>) 10453**

<b>B<sub>nette</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9930,35
<b>S<sub>x</sub> brute (cm<sup>3</sup>)</b>	1438790,7
<b>S<sub>x</sub> nette (cm<sup>3</sup>)</b>	1366851,165
<b>I<sub>Δ</sub> brute (cm<sup>4</sup>)</b>	294850367,1667
<b>I<sub>Δ</sub> nette (cm<sup>4</sup>)</b>	265365330,4
<b>V' = S<sub>x</sub>/B (cm)</b>	137,66
<b>V = h - V' (cm)</b>	132,34
<b>I<sub>G0</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	96809202,5325
<b>I<sub>G0</sub> nette (cm<sup>4</sup>)</b>	87128282,28
<b>Rendement ρ</b>	51%

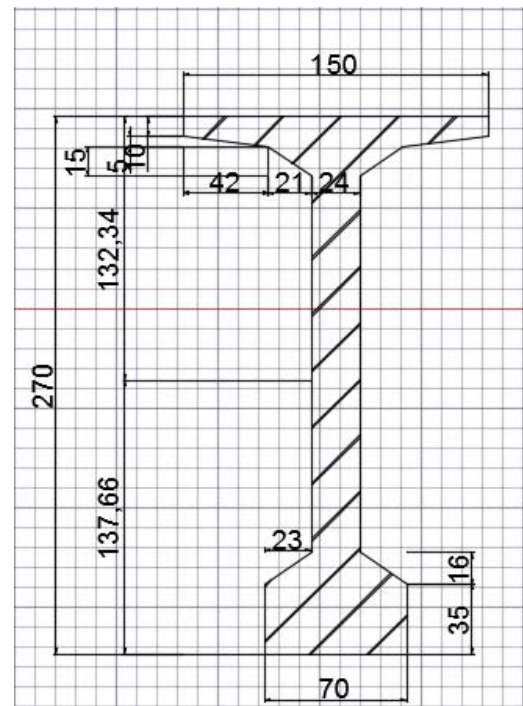


Figure 2.11. section courante sans hourdis.

**II.7.1.2. Section d'about**

Tableau 2.5. Caractéristiques géométriques sectorielles de la section d'about sans hourdis.

N° élément	Dimensions		B <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>i</sub> (cm)	S <sub>x</sub> =B <sub>i</sub> .Y <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	B <sub>i</sub> .Y <sub>i</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
	b(cm)	h(cm)						
1	150	10	1500	265	397500	105337500	12500	105350000
2	70	260	18200	130	2366000	307580000	102526667	410106667
3	40	5	100	258,33	25833	6673438,9	138,888889	6673577,78
3'	40	5	100	258,33	25833	6673438,9	138,888889	6673577,78
Totaux			19900		2815166			528804166

Tableau 2.6. Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.

<b>B<sub>brute</sub></b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>19900</b>
<b>B<sub>nette</sub></b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>18905</b>
<b>S<sub>x brute</sub></b>	<b>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>2815166</b>
<b>S<sub>x nette</sub></b>	<b>(cm<sup>3</sup>)</b>	<b>2674407,7</b>
<b>I<sub>Δ brute</sub></b>	<b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>528804166,6663</b>
<b>I<sub>Δ nette</sub></b>	<b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>528804166,6663</b>
<b>V' = S<sub>x</sub>/B</b>	<b>(cm)</b>	<b>141,4657</b>
<b>V = h - V'</b>	<b>(cm)</b>	<b>128,5343</b>
<b>I<sub>G0</sub></b>	<b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>130554751,5354</b>
<b>I<sub>G0 nette</sub></b>	<b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>117499276,38186</b>
<b>Rendement ρ</b>		<b>36%</b>

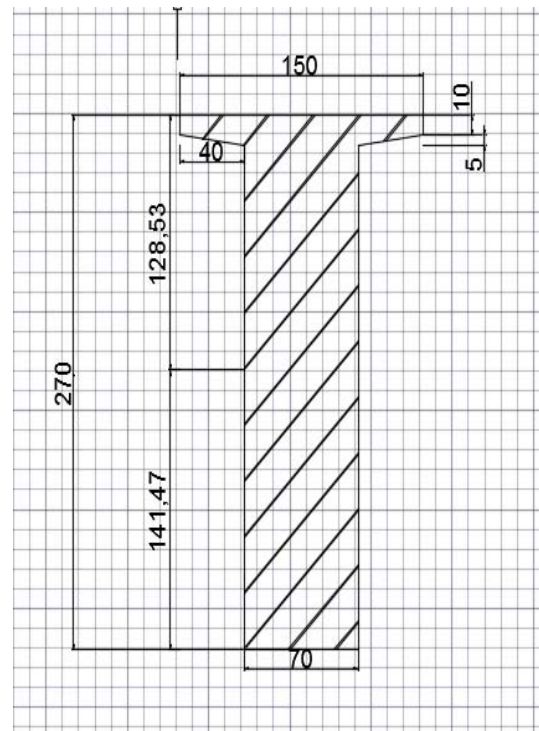


Figure 2.12. section d'about sans hourdis.

## II.7.2. Caractéristiques géométriques avec hourdis

### II.7.2.1. Section courante (mis-travée)

Tableau 2.7. Caractéristiques géométriques sectorielles de la section courante avec hourdis.

l'élément	Dimensions		Bi (cm <sup>2</sup> )	Yi (cm)	S <sub>x</sub> =Bi.Yi (cm <sup>3</sup> )	Bi.Yi <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
	b(cm)	h(cm)						
Poutre	/	/	10453	137,64	1438750,9	/	/	294849907
hourdis	225	25	5625	282,5	1589062,5	448910156	292968,75	449203125
Totaux			16078		3027813,4			744053492

Tableau 2.8. Caractéristiques géométriques de la section courante avec hourdis.

<b>Bbrute</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>16078</b>
<b>Bnette</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	15274,1
<b>S/x brute</b>	<b>(cm<sup>3</sup>)</b>	3027813,4
<b>S/x nette</b>	<b>(cm<sup>3</sup>)</b>	2876422,73
<b>I<sub>Δ</sub> brute</b>	<b>(cm<sup>4</sup>)</b>	744053492,1666
<b>I<sub>Δ</sub> nette</b>	<b>(cm<sup>4</sup>)</b>	669648142,9499
<b>V'= S<sub>x</sub>/B</b>	<b>(cm)</b>	188,32
<b>V=h-V'</b>	<b>(cm)</b>	106,68
<b>I<sub>G0</sub></b>	<b>(cm<sup>4</sup>)</b>	173839105,4077
<b>I<sub>G0</sub> nette</b>	<b>(cm<sup>4</sup>)</b>	156455194,8669
<b>Rendement ρ</b>		54%

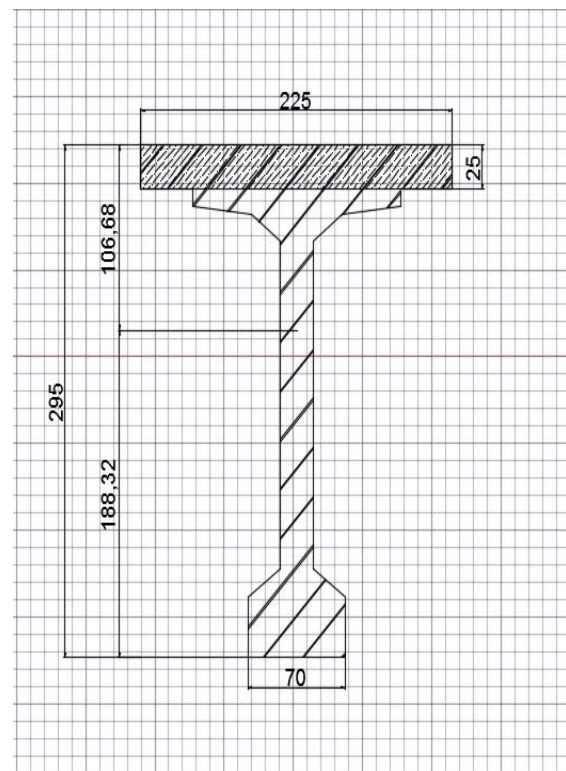


Figure 2.13. section courante avec hourdis.



### II.7.1.2. Section d'about

Tableau 2.9. Caractéristiques géométriques sectorielles de la section d'about avec hourdis.

l'élément	Dimensions		B <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>i</sub> (cm)	S <sub>/x</sub> =B <sub>i</sub> .Y <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	B <sub>i</sub> .Y <sub>i</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
	b(cm)	h(cm)						
Poutre	/	/	19900	141,46	2815054	/	/	528803876
hourdis	225	25	5625	282,5	1589062,5	448910156	292968,75	449203125
Totaux			25525		4404116,5			978007291

Tableau 2.10. Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis.

<b>B<sub>brute</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	<b>25525</b>
<b>B<sub>nette</sub></b> (cm <sup>2</sup> )	24248,75
<b>S<sub>/x</sub> brute</b> (cm <sup>3</sup> )	4404116,5
<b>S<sub>/x</sub> nette</b> (cm <sup>3</sup> )	4183910,6
<b>I<sub>Δ</sub> brute</b> (cm <sup>4</sup> )	978007291,6662
<b>I<sub>Δ</sub> nette</b> (cm <sup>4</sup> )	880206562,4996
<b>V' = S<sub>/x</sub>/B</b> (cm)	172,5457
<b>V = h - V'</b> (cm)	122,4543
<b>I<sub>G0</sub></b> (cm <sup>4</sup> )	218076457,0919
<b>I<sub>G0</sub> nette</b> (cm <sup>4</sup> )	196268811,3827
<b>Rendement ρ</b>	40%

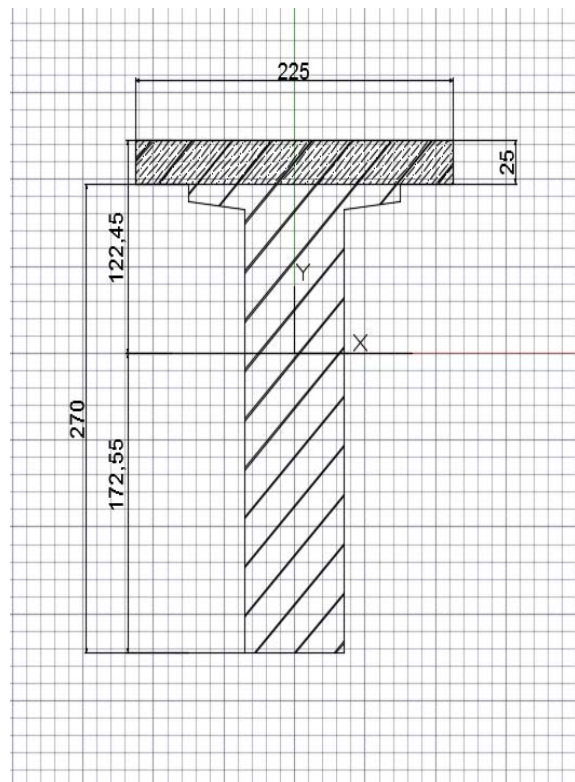


Figure 2.14. section d'about avec hourdis.

## II.8. Répartition des sections des poutres

Vu la grande portée des poutres nous proposons la réalisation du blochet (section d'about) sur une longueur de 2,5 m pour une bonne résistance à l'effort tranchant, ensuite on diminue la section de l'âme jusqu'à l'épaisseur de la section courante avec un angle de  $5^\circ$  pour éviter les problèmes dus aux transmissions des forces causées par le changement brutal des sections.

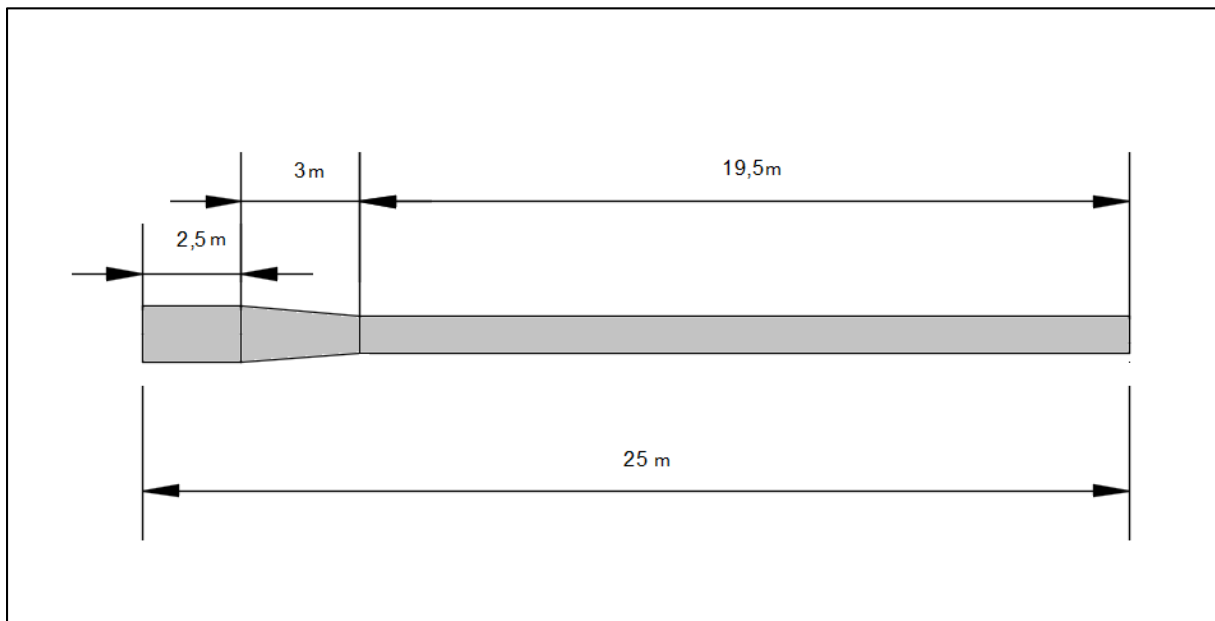


Figure 2.15. Répartition des sections de l'âme sur la demi-portée de la poutre

## II.9. Conclusion

Le choix du type de l'ouvrage revêt une importance capitale dans la conception d'un pont, ainsi que son pré dimensionnement lequel représente un paramètre essentiel permettant d'éviter le recours à des calculs fastidieux pour la phase ultérieure.

# Chapitre III

## *Caractéristiques des matériaux*

### III.1. Introduction

L'étude d'un ouvrage d'art est sensiblement conditionnée par le choix qualitatif des matériaux qui seront susceptibles d'être utilisés pour sa réalisation.

A cet effet nous présenterons les caractéristiques du béton et de l'acier utilisées dans le calcul de cet ouvrage.

### III.2. Le Béton

Le béton utilisé est dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 de masse volumique :  $\gamma=2,5\text{t/m}^3$ .

Les paramètres suivants sont calculés conformément aux BAEL91 et BPEL91[8]

#### **III.2.1. La résistance à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression a 28 jours  $f_{c28}$ .

On a choisi pour cette ouvrage les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton de la superstructure} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton de l'infrastructure (chevêtre, pile, culée, semelle...)} \end{array} \right.$$

La résistance caractéristique obtenue à j jour, tel que  $j < 28$ , est donnée pour  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$$

#### **III.2.2. La résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

On obtient donc les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 3,00 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton de la superstructure} \\ f_{t28} = 2,40 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton de l'infrastructure} \end{array} \right.$$

### III.2.3. Module de déformation longitudinale

#### III.2.3.1. Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de  $j$  jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

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

On obtient les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 37619.47 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton de la superstructure} \\ E_{ij} = 34179.55 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton de l'infrastructure} \end{array} \right.$$

#### III.2.3.2. Module de déformation différée

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

À défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Dans ce cas le module de déformations longitudinales différées est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On obtient les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 12653.82 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton de la superstructure} \\ E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton de l'infrastructure} \end{array} \right.$$

### III.2.4. La contrainte de compression admissible

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

avec  $\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1,5 & \text{en combinaisons fondamentales} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24h. et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

### III.2.5. Coefficient de poisson

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

Pour les calculs le coefficient de poisson est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0,20 & \text{ELS} \\ \nu = 0,00 & \text{ELU} \end{array} \right.$$

### III.2.6. Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

avec  $\nu=0.2$  pour le béton.

### III.2.7. Coefficient de dilatation thermique

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

### III.3. Les Aciers

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration, ils englobent aussi les aciers de montage qui permettent de maintenir les autres aciers.

#### **III.3.1. Les Aciers passifs**

Ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE400.

- La limite d'élasticité :  $f_e = 400$  MPa
- Le module d'élasticité :  $E_s = 200000$  MPa
- La contrainte admissible à l'état ELU

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Combinaison fondamentale:  $\gamma_s = 1.15 \rightarrow f_{ed} = 348$  MPa

Combinaison accidentelle:  $\gamma_s = 1 \rightarrow f_{ed} = 400$  MPa

- La contrainte admissible à l'état ELS

$$f_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right]$$

$$f_s = \min [ 266.6 ; \max(200, 110 \sqrt{1,6 \times 3}) ] = 241 \text{ MPa}$$

### III.3.2. Les Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute limite d'élasticité que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré ou post tension. Ils ont la particularité d'être sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Nous utiliserons pour notre ouvrage Câbles 12T15 dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 3.1. Caractéristiques des aciers actifs [13]

<b>La résistance garantie à la rupture</b>	$f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$
<b>La résistance élastique garantie</b>	$f_{peg} = 1600 \text{ Mpa}$
<b>La section</b>	$A_p = 1680 \text{ mm}^2$
<b>Diamètre des gaines</b>	$\varphi_{\text{int gaine}} = 80 \text{ mm}$ $\varphi_{\text{ext gaine}} = 85 \text{ mm}$
<b>Module d'élasticité</b>	$E_p = 190000 \text{ Mpa}$
<b>coefficient de frottement linéaire</b>	$f = 0,15 \text{ rd}^{-1}$
<b>Coefficient de déviation partielle</b>	$\varphi = 0,0015 \text{ rd}^{-1}$
<b>recul d'ancrage</b>	$g = 8 \text{ mm}$
<b>Tension à l'origine :</b>	
	$\sigma_0 = \min(0,8 f_{prg}; 0,90 f_{peg}) = \min(0,8 * 1860; 0,90 * 1600) = \min(1488; 1440) = 1440 \text{ Mpa}$
<b>Effort à l'origine</b>	
	$P_{oi} = \sigma_{P0} * A_p = 1440 * 1680 * 10^{-6} = 2,42 \text{ MN}$

### III.4. Conclusion

Le choix porté sur ces matériaux repose en grande partie sur l'expérience de l'ingénieur chargé de l'étude qui prend en considération de nombreux paramètres tels que le type d'ouvrages, le facteur économique et la disponibilité de la technologie.



# Chapitre IV

## *Charges et Surcharges*

## IV.1. Introduction

Il est impératif pour l'ingénieur d'effectuer une vérification du dimensionnement adopté, afin que le niveau requis de fiabilité compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés soit atteint.

Et pour s'assurer de sa fonction, le pont doit avoir la capacité nécessaire de résister aux efforts dus à son poids propre d'une part, et d'autre part aux efforts occasionnés par l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelles qui lui seront appliquées.

Les charges que reçoit l'ouvrage se divisent selon leurs rôles dans la structure portante du viaduc, en deux catégories, les charges hors trafic qui sont permanentes (CP), et les charges de trafic (charges roulantes).

## IV.2. Calcul des charges hors-traffic (Permanent)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

### IV.2.1. Poids des poutres

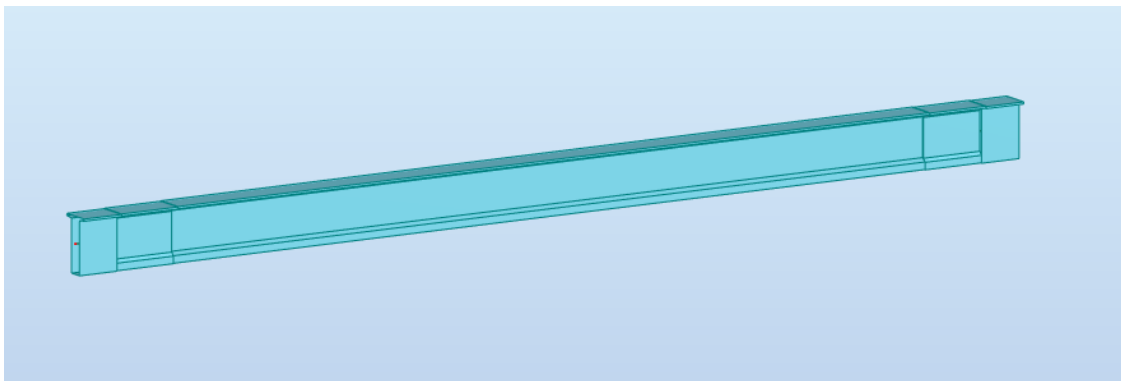


Figure 4.1. La poutre de béton précontraint

Après le calcul du volume d'une seule poutre nous avons trouvé une valeur égale à  $62,65\text{m}^3$  nous aurons donc :

$$P_{\text{poutre}} = 62,65 \times 25 = \mathbf{1566,25 \text{ kN}}$$

$$\text{Soit } P_{\text{poutre/m}} = \mathbf{31,32 \text{ kN/m}}$$

Pour l'ensemble des poutres nous aurons :

$$P_{\text{ptrs}} = 6 \times 31,32 = \mathbf{187,92 \text{ kN/m}}$$

### IV.2.2. Poids de la dalle (l'Hourdis)

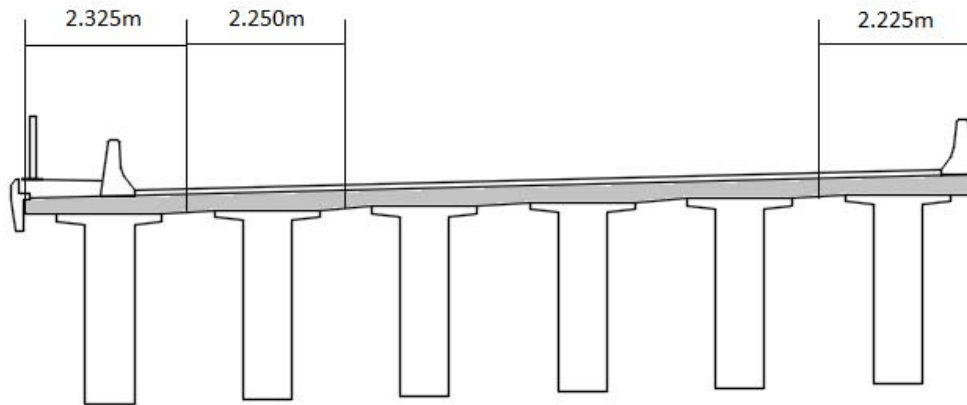


Figure 4.2. Dimensions des parties de dalle revenant aux poutres

Le poids de la dalle revenant à la poutre intermédiaires est :

$$P_{d_i} = 0.25 \times 2.250 \times 25 = \mathbf{14,06 \text{ kN/m}}$$

Le poids de la dalle revenant à la poutre de rive gauche est :

$$P_{d_{rg}} = 0.25 \times 2.325 \times 25 = \mathbf{14,53 \text{ kN/m}}$$

Le poids de la dalle revenant à la poutre de rive droite est :

$$P_{d_{rd}} = 0.25 \times 2.225 \times 25 = \mathbf{13,91 \text{ kN/m}}$$

Le poids total de la dalle sera donc

$$P_d = 4 \times P_{d_i} + P_{d_i} + P_{d_{rg}} = \mathbf{86,68 \text{ kN/m}}$$

D'où la charge permanente :

$$CP = P_{ptrs} + P_d = 187,92 + 86,68 = \mathbf{274,6 \text{ kN/m}}$$

### IV.2.3. Calcul des compléments de charges permanentes

#### IV.2.3.1. Revêtement et Etanchéité

Le revêtement du tablier est constitué d'une couche d'étanchéité et d'une couche de roulement. Il y'a lieu de prendre une épaisseur de 2cm pour la couche d'étanchéité réalisée en asphalte coulé à froid et une valeur de 8cm pour la couche de roulement réalisée en béton bitumineux, on obtient donc une épaisseur de 10 cm de poids volumique 24 kN/m<sup>3</sup>.

$$P_{\text{rev}} = 0,10 \times 11,5 \times 24 = \mathbf{27,6 \text{ kN/m}}$$

#### IV.2.3.2. Trottoirs et Corniches

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons de la circulation automobile par une simple surélévation. Pour notre pont nous prévoyons un passage de 125cm de largeur et 25cm de hauteur avec un devers de 2.5% pour l'écoulement des eaux.

$$P_{\text{trot}} = 0.25 \times 1,25 \times 25 = \mathbf{7,81 \text{ kN/m}}$$

La corniche a un rôle essentiellement esthétique, cependant elle sert aussi de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse elle aura pour notre ouvrage , une surface de 0.1096m<sup>2</sup>.

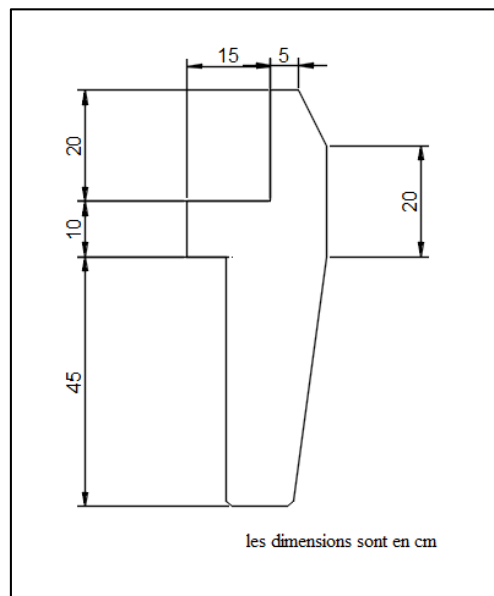


Figure 4.3. Dimensions de la corniche

$$P_{\text{cor}} = 25 \times 0.1096 = \mathbf{2,74 \text{ kN/m}}$$

### IV.2.3.3. Glissières en béton armé

Les dispositifs de retenues en béton assurent une meilleure protection contre le franchissement du fait de leur poids élevé et de la continuité du dispositif, de plus les GBA sont durables et ne nécessitent pratiquement pas d'entretien.

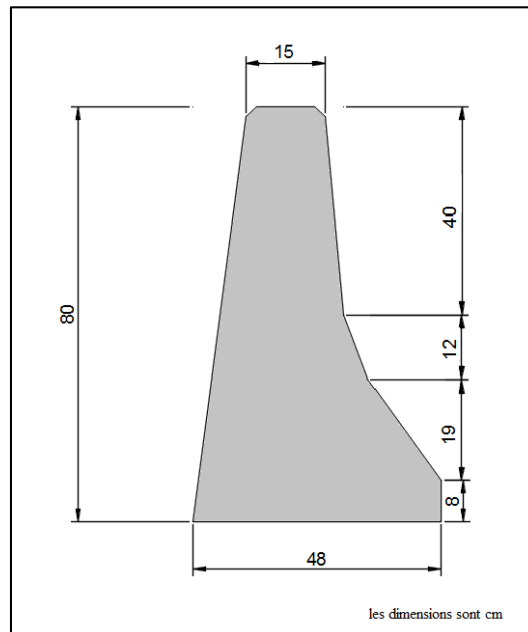


Figure 4.4. Dimensions des GBA [10]

$$P_{\text{GBA}} = 0.2238 \times 25 = \mathbf{5.6 \text{ kN/m}}$$

### IV.2.3.4. Garde-corps

Aussi appelé garde-fou ou rambarde, un garde-corps se compose d'un ensemble d'éléments constituant une barrière visant à protéger un espace donné.

Placé sur les côtes du pont, il permet de sécuriser ce dernier en empêchant une quelconque chute accidentelle dans le vide.

$$P_{\text{g-c}} = \mathbf{1.6 \text{ kN/m}}$$

Tableau 4.1. Bilan des charges hors-traffic

	Elément	Poids linéaire kN/m	Poids total kN/m
CP	Les poutres	187,92	274,6
	La dalle	86,68	
CCP	Revêtement et Etanchéité	27,6	45,35
	Trottoirs et Corniches	10,55	
	Glissières en béton arme	5,6	
	Garde-corps	1,6	
		Poids totale du tablier kN/m	319,95
		Poids totale du tablier kN	15997,62

#### IV.2.4. Evaluation des efforts internes dus aux charges permanentes

Pour  $G = 319,32 \text{ kN/m}$  nous avons :

L'effort tranchant max à  $(x=0)$  :  $R_1 = R_2 = G \times L/2 = 319,95 \times 50/2 = \mathbf{8000,74 \text{ kN}}$

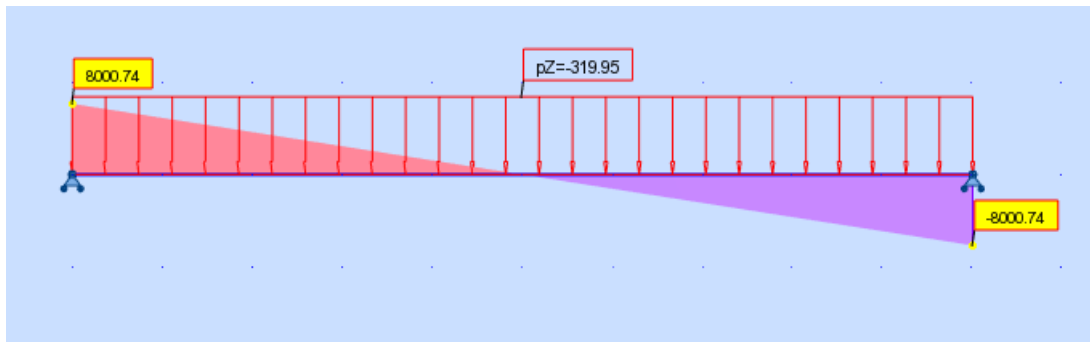


Figure 4.5. Diagramme de l'effort tranchant du au charges permanentes

Moment fléchissant à  $(x=L/2)$  :  $M (L/2) = G \times L^2/8 = 319,64 \times 50^2/8 = \mathbf{100009,21 \text{ kN.m}}$

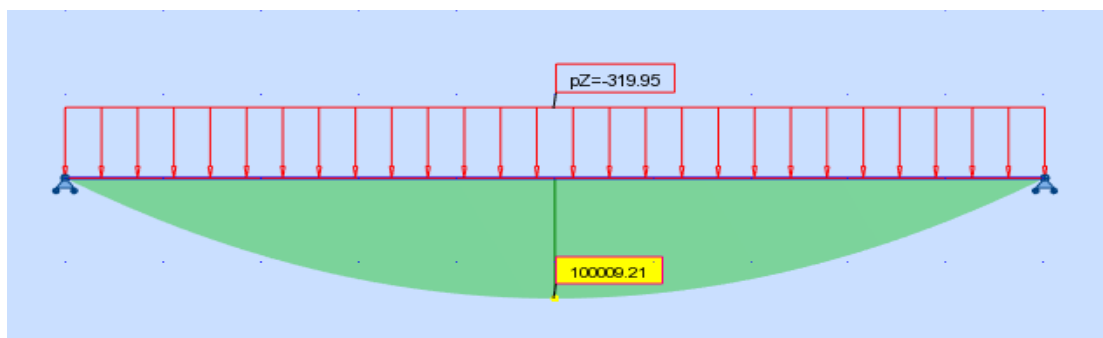


Figure 4.6. Diagramme du moment du au charges permanentes

#### **IV.2.5. Actions dues au vent**

Les efforts engendrés par le vent sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, qui vaut :

- 2,00 kN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service ;
- 1,25 kN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction.

Les effets du vent et des charges d'exploitation ne sont pas cumulables au niveau des justifications. [11]

#### **IV.2.6. Actions thermiques**

Les variations de température uniformes adoptées en Algérie du Nord où le climat est considéré comme tempéré ont les valeurs extrêmes suivantes : +35° C et -15° C ;

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10° et +25°) et les températures extrêmes ci-dessus. [11]

Le gradient thermique à prendre :  $\pm 12^{\circ}\text{C}$

### **IV.3. Calcul des surcharges**

Deux systèmes de charges civiles A et B peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont distincts et indépendants, en ce sens que pour le calcul d'un effet donné les deux systèmes ne peuvent être appliqués simultanément.

Les deux systèmes A et B sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du tablier et du pont.

En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds ou de convois exceptionnels.

Les charges sur le pont sont définies dans le document technique réglementaire RCPR[11].

### IV.3.1. Coefficient de majoration dynamique

Le calcul des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, cependant l'effet d'une charge statique est inférieure à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et Mc sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.[11]

Il est déterminé par la formule :

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

dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,

G : sa charge permanente,

S : sa charge maximale.

### IV.3.2. Procédure de détermination de la section dangereuse

Afin de procéder à la vérification des sections et la détermination de la quantité de précontraintes à utiliser, il est impératif de calculer les efforts internes maximaux dans les poutres.

Contrairement au cas de charges statiques ou la procédure est évidente dans le cas des charges dynamiques, il faut tout d'abord déterminer la position de la section dangereuse ou les efforts internes seront maximaux, en particulier le moment fléchissant, ou nous utiliserons pour cela le théorème de BARRES.

**Théorème : « Le moment fléchissant du aux sous charges mobiles en droit (pi) sera maximum lorsque cette charge (pi) est la résultante r de toutes les charges qui sont symétriques par rapport au centre de la poutre ».**



### IV.3.3. Caractéristiques du pont

#### IV.3.3.1. Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

$$L_r = 13,75 - 1,25 - (2 \times 0,5) = 11,5 \text{ m}$$

#### IV.3.3.2. Largeur chargeable

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

$$L_c = 11,5 - (2 \times 0,5) = 10,5 \text{ m}$$

#### IV.3.3.3. Nombre de voies

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

$$N = (L_c/3) = [10,5/3] = 3$$

La largeur de la voie sera donc

$$L_v = L_c / 3 = 3,5 \text{ m}$$

#### IV.3.3.4. Classe du pont

Les ponts routes sont rangés selon le RCPR en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

Notre ouvrage appartient à **la classe 1** qui comprend :

- Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m
- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées
- Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur, les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CCTP.

#### IV.3.4. Système de charge A

Le système de charge A se traduit par une charge uniforme dont l'intensité est donnée par la formule suivante :

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

La charge  $A(l)$  exprimée en  $\text{kN/m}^2$  est donnée en fonction de la longueur chargée  $l(\text{m})$  par la formule :

$$A(l) = 2,3 + [360 / (l+12)]$$

donc : 
$$A(l) = 2,3 + [360 / (50+12)] = 8,1 \text{ kN/m}^2$$

$a_1$  est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, il est tiré du tableau 4.1 du RCPR [11]

pour un pont de classe 1 à 3 voies :  $a_1 = 0,9$

$a_2$  est donné par :  $a_2 = L_0 / L_v$  tel que  $L_0$  est tiré du tableau 4.2 du RCPR [11] , il est égale à :  $L_0 = 3,5\text{m}$ , ce qui implique  $a_2 = 1$

nous aurons en fin : 
$$A = 8,1 \times 0,9 \times 1 = 7,29 \text{ kN/m}^2$$

pour une largeur de 10,5 m 
$$A_m = 76,545 \text{ kN/m}$$

#### IV.3.4.1. Evaluation des efforts internes dus au système de charge A

Les poutres étant isostatiques nous aurons :

- Un effort tranchant dont la distribution donnée par Autodesk Robot est la suivante :

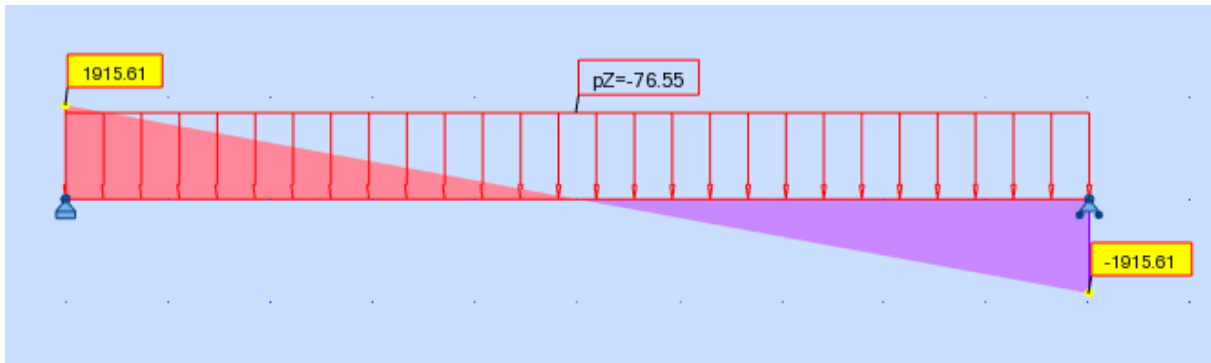


Figure 4.7. Diagramme de l'effort tranchant du au système de charge A

Nous constatons une valeur maximale sur appuis tel que :

$$T_{\max} = 1915,61 \text{ kN}$$

- Un moment fléchissant dont la distribution donnée par Autodesk Robot est la suivante:

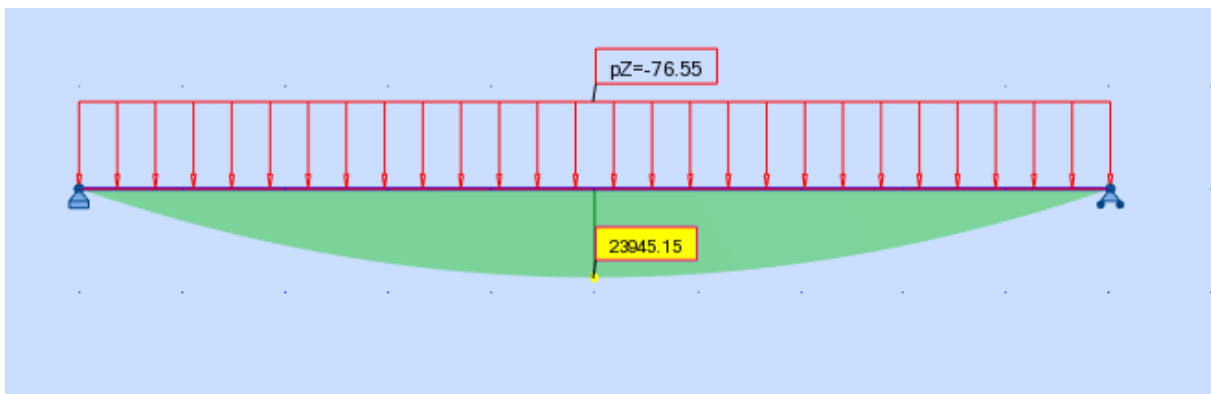


Figure 4.8. Diagramme du moment du au système de charge A

Nous constatons une valeur maximale à mi travée tel que :

$$M_{\max} = 23945,15 \text{ kN.m}$$

### IV.3.5. Système 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 :

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

Remarque : les dimensions dans les figures qui suivent sont exprimées en m

#### IV.3.5.1. Le système Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques illustrées dans la figure suivante :

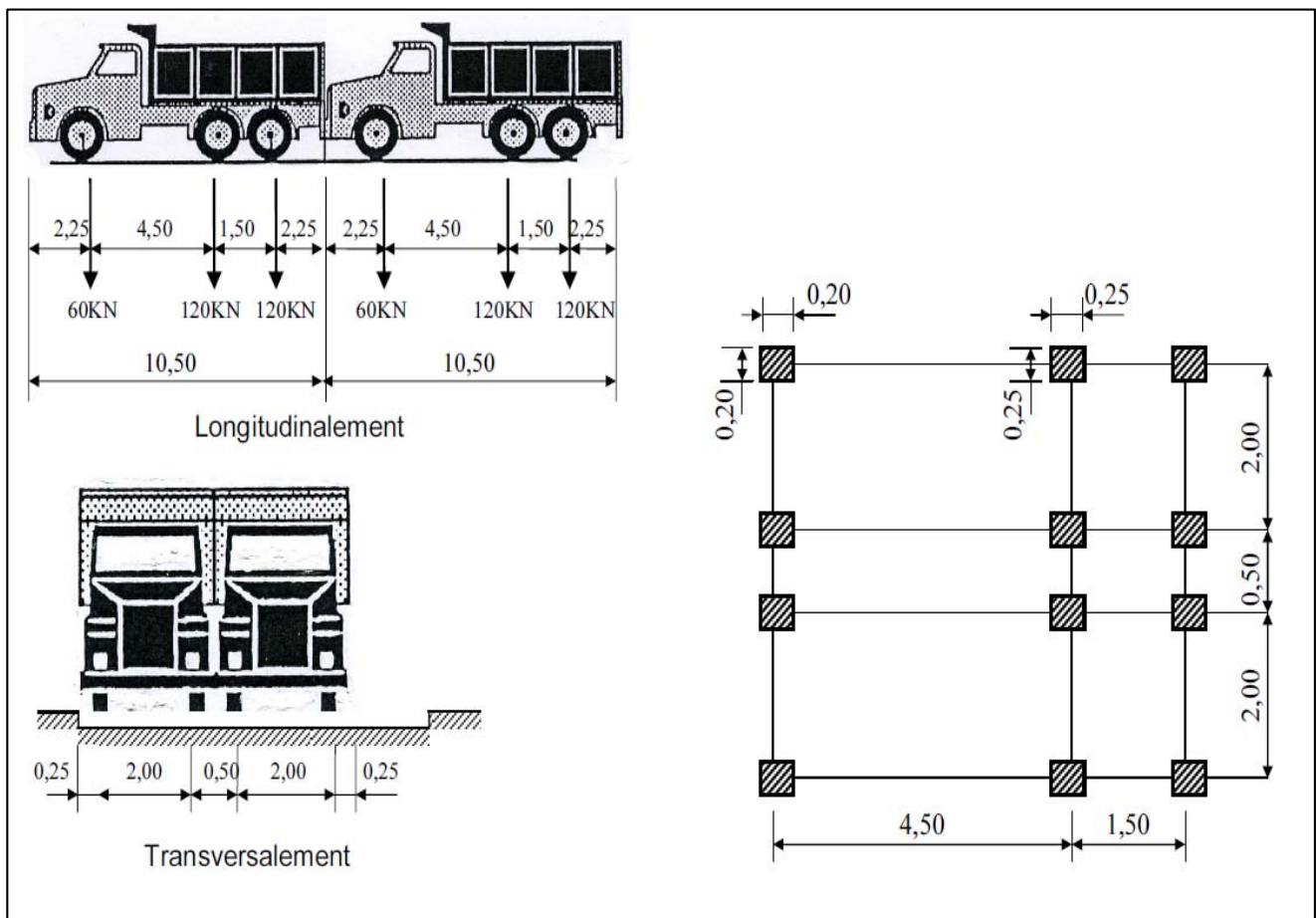


Figure 4.9. Répartition du système de charge Bc

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies, chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5m de largeur.

Dans le sens longitudinal chaque file comporte deux camions au plus, l'emplacement de ces files est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable.

La charge du système Bc est donnée par la formule suivante :

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

bc : coefficient de la charge Bc

bc = 0,95 pour un viaduc de première classe avec 3 voies chargées

$$S_{Bc} = 600 \times 0,95 \times 3 = 1710 \text{ kN}$$

#### IV.3.5.1.a. Coefficient de majoration dynamique de Bc

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 50} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{15997,62}{1710}}$$

$$\delta = 1,05$$

#### IV.3.5.1.b. Calcul de l'effort tranchant

La position des camions qui va causer l'effort tranchant max dans notre cas (poutre isostatique) est la suivante :

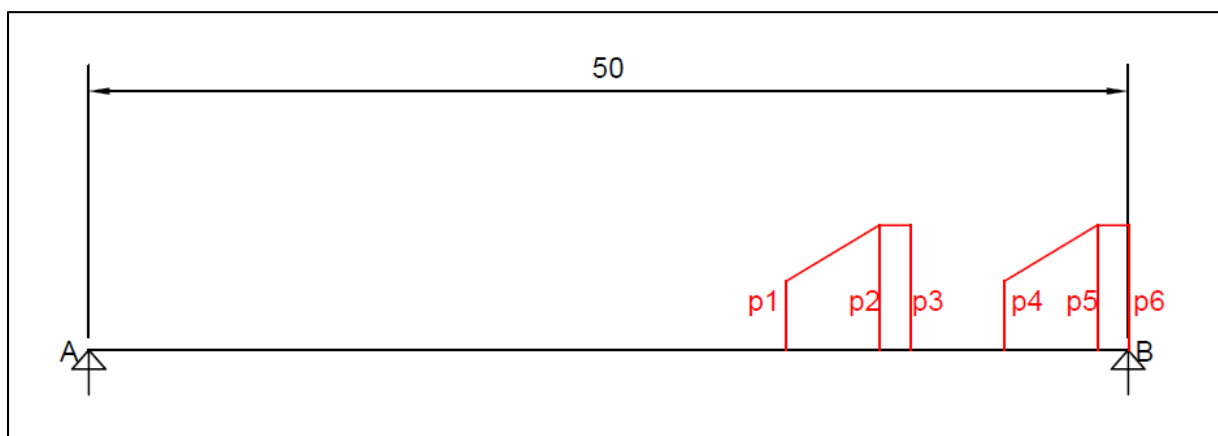


Figure 4.10. Répartition longitudinale du système Bc pour le calcul de l'effort tranchant

Calculons la réaction au point B pour ce cas de charge qui correspond à l'effort tranchant maximal :

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow RB \times 50 = p6 \times 50 + p5 \times 48,5 + p4 \times 44 + p3 \times 39,5 + p2 \times 38 + p1 \times 33,5$$

$$\rightarrow RB = T_{max} = 515,4 \text{ kN}$$

Et en fin :  $T_{Bc} = T_{max} \times \delta \times bc \times N$

$$T_{Bc} = 1542,33 \text{ kN}$$

#### IV.3.5.1.c. Calcul du moment fléchissant

En appliquant le théorème de BARRES nous aurons :

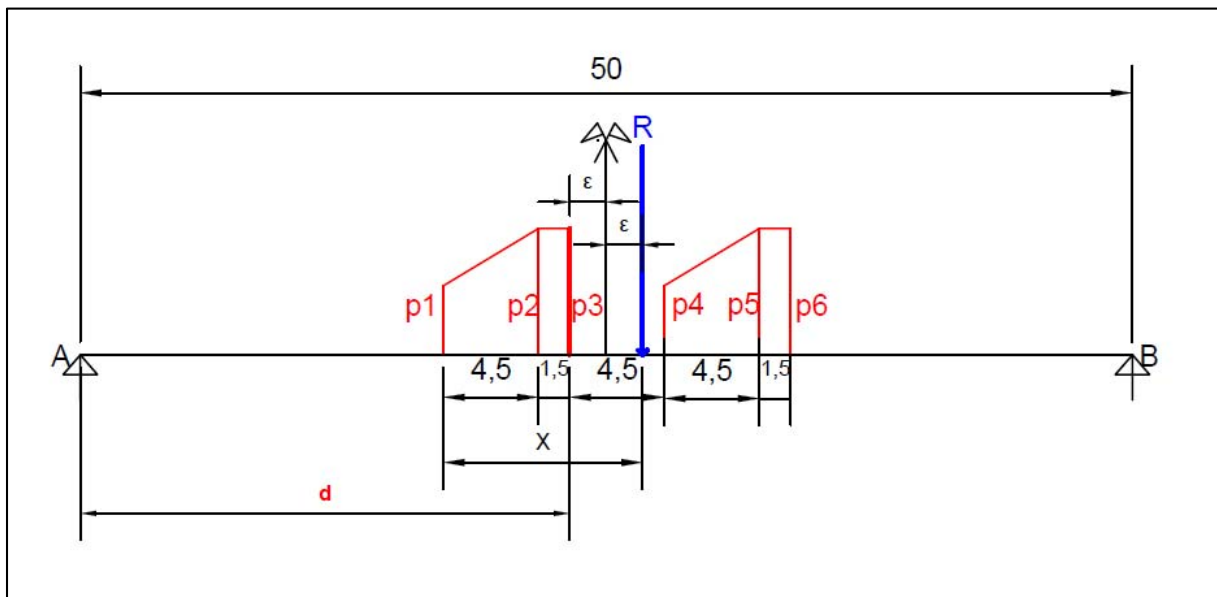


Figure 4.11. Position de la section dangereuse sous Bc

La position de la résultante des forces R est déterminée comme suit :

$$\sum M/p1 = 0 \leftrightarrow x = 5670/600 = 9,45\text{m}$$

et nous avons :  $x = 6 + 2\varepsilon \rightarrow \varepsilon = 1,725\text{m}$

et :  $d + \varepsilon = L/2 \rightarrow d = 23,275\text{m}$

calculons maintenant le moment maximal qui correspond à cette position :

on calcule tout d'abord les réactions aux appuis :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \mathbf{RB} = (600 * 26,725)/50 \rightarrow \mathbf{RB} = 320,7 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \mathbf{RA} = 279,3 \text{ kN}$$

Le moment max sera donc :

$$\mathbf{M_{max}} = \mathbf{RA} * 23,275 - \mathbf{p1} * 6 - \mathbf{p2} * 1,5 = 5960,7 \text{ kN.m}$$

Et en fin  $\mathbf{M_{Bc}} = \mathbf{M_{max}} * \delta * \mathbf{bc} * \mathbf{N}$

$$\mathbf{M_{Bc}} = 17837,4 \text{ kN}$$

#### IV.3.5.2. Le système Br

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

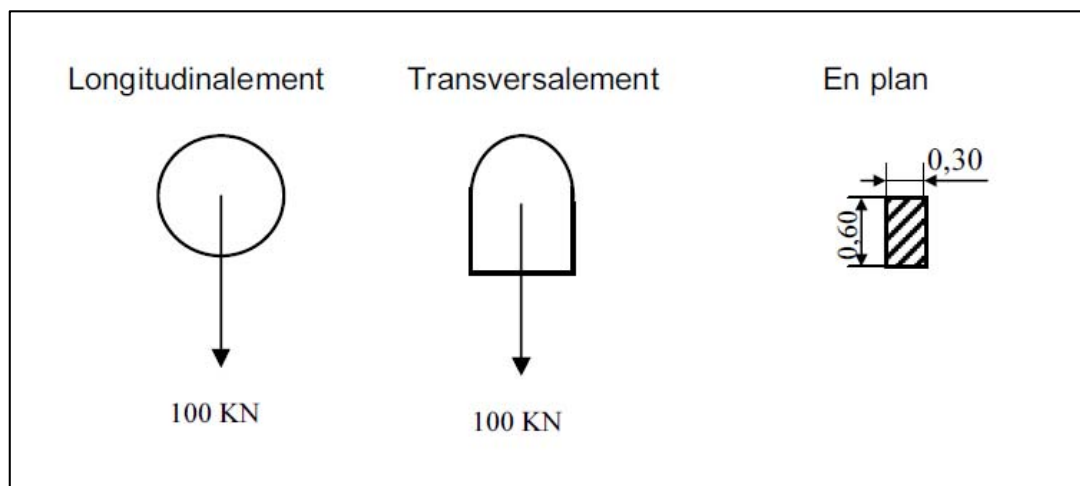


Figure 4.12. Répartition du système de charge Br

La charge du système Br est :

$$S_{Br} = 100 \text{ kN}$$

**IV.3.5.2.a. Coefficient de majoration dynamique de Br**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 50} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{15997,62}{100}}$$

$$\delta = 1,03$$

**IV.3.5.2.b. Calcul de l'effort tranchant**

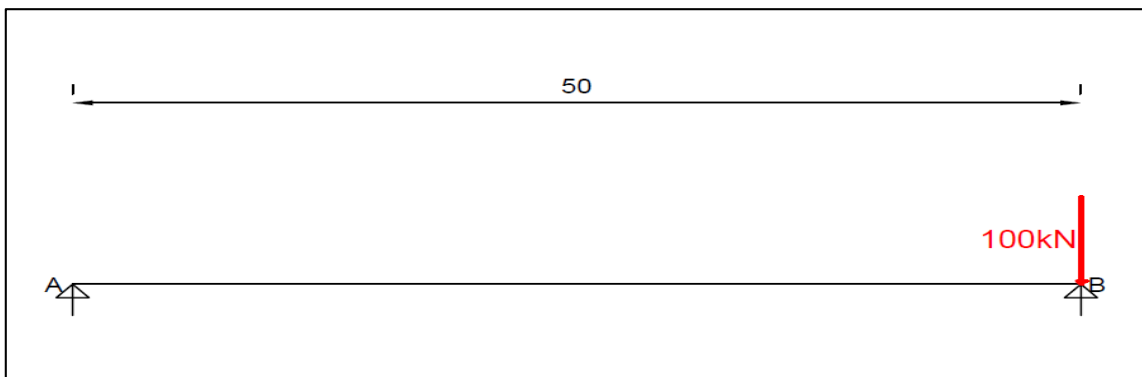


Figure 4.13. Position de la charge Br pour le calcul de l'effort tranchant

$$T_{Br} = RB \times \delta \rightarrow T_{Br} = 103 \text{ kN}$$

**IV.3.5.2.c. Calcul du moment fléchissant**

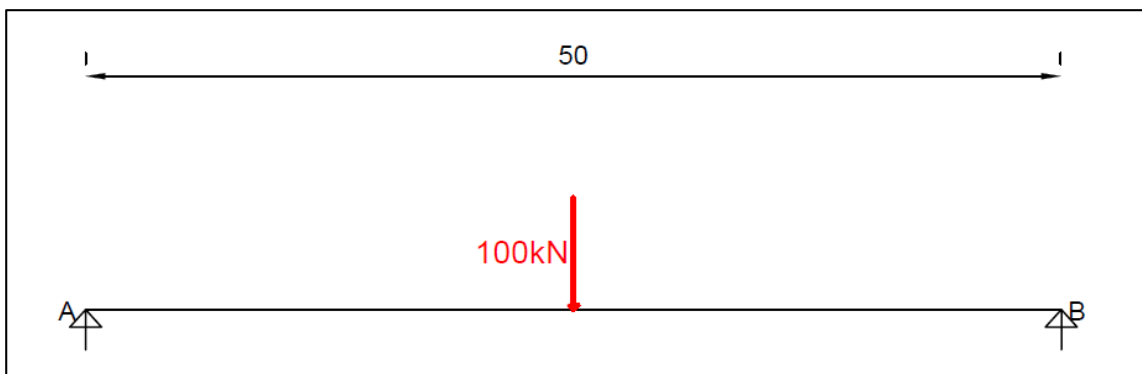


Figure 4.14. Position de la charge Br pour le calcul du moment fléchissant

$$M_{Br} = RB \times (L/2) \times \delta \rightarrow M_{Br} = 1287,5 \text{ kN}$$



### IV.3.5.3. Le système Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques données dans la figure suivante :

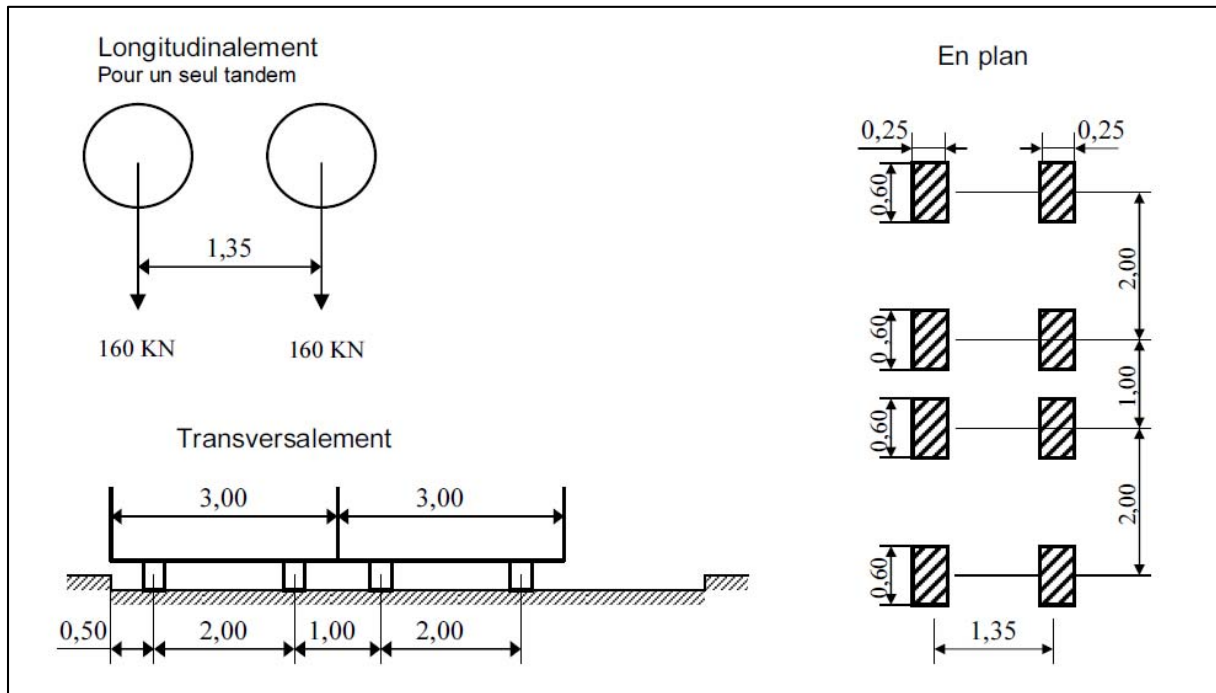


Figure 4.15. Répartition du système de charge Bt

La charge du système Bt est donnée par la formule suivante :

$$S_{Bt} = B_t \times b_t \times N$$

$b_t$  : coefficient de la charge Bt

$b_t = 1,2$  pour un viaduc de première classe

$$S_{Bt} = 320 \times 1,2 \times 2$$

$$S_{Bt} = 768 \text{ kN}$$

#### IV.3.5.3.a. Coefficient de majoration dynamique de Bt

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 50} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{15997,62}{768}}$$

$$\delta = 1,04$$

**IV.3.5.3.b. Calcul de l'effort tranchant**

La position de la charge qui va causer l'effort tranchant max est la suivante :

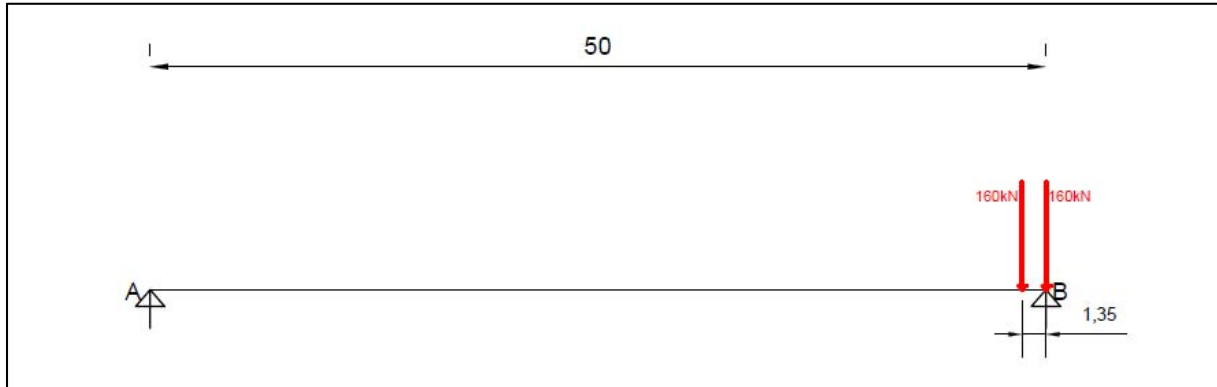


Figure 4.16. Position de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant

Calculons la réaction au point B pour ce cas de charge qui correspond à l'effort tranchant maximal :

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow RB \times 50 = 160 \times 50 + 160 \times 48,65$$

$$\rightarrow RB = T_{max} = 315,68 \text{ kN}$$

Et en fin :  $T_{Bt} = T_{max} \times \delta \times bt \times N \rightarrow T_{Bt} = 787,93 \text{ kN}$

**IV.3.5.3.c. Calcul du moment fléchissant**

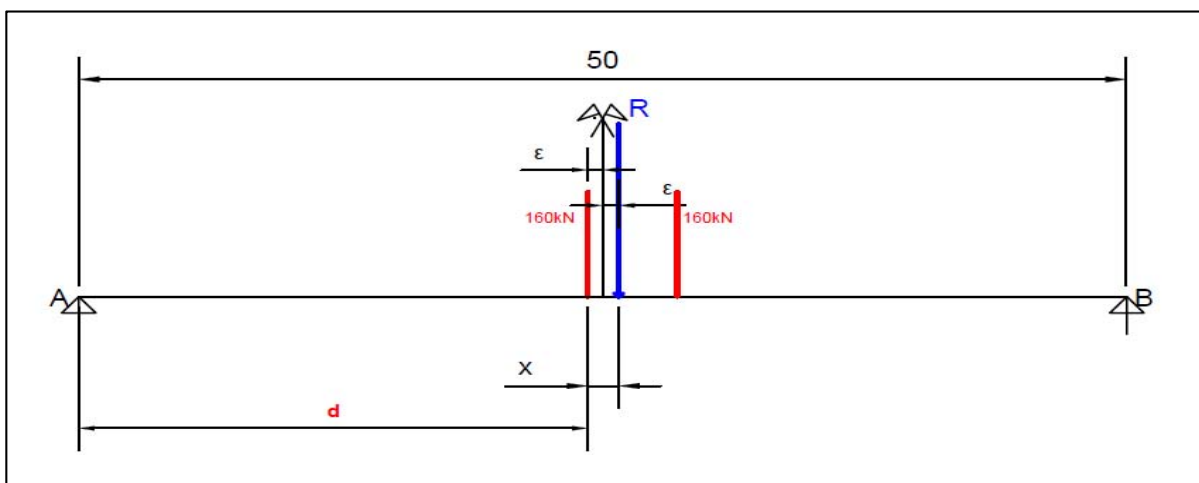


Figure 4.17. Position de la section dangereuse sous Bt

Appliquons le théorème de BARRES :

La position de la résultante des forces R est déterminée comme suit :

$$\sum M/p_1 = 0 \leftrightarrow x = 216/320 = 0,675\text{m}$$

et nous avons :  $x = 2\varepsilon \rightarrow \varepsilon = 0,3375\text{m}$

et :  $d + \varepsilon = L/2 \rightarrow d = 24,6625\text{m}$

calculons maintenant le moment maximal qui correspond à cette position :

on calcule tout d'abord les réactions aux appuis :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow RB = (320 * 25,3375)/50 \rightarrow RB = 162,16 \text{ kN}$$

$$\rightarrow RA = 157,84 \text{ kN}$$

Le moment max sera donc :

$$M_{\max} = RA * 24,6625 = 3892,7 \text{ kN.m}$$

Et en fin  $M_{Bt} = M_{\max} * \delta * b_t * N$

$$M_{Bt} = 9716,2 \text{ kN}$$

#### IV.3.6. Surcharges militaires

Pour permettre la circulation des convois militaires les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types décrits ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B.

Les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

### IV.3.6.1. Convoi Mc 120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

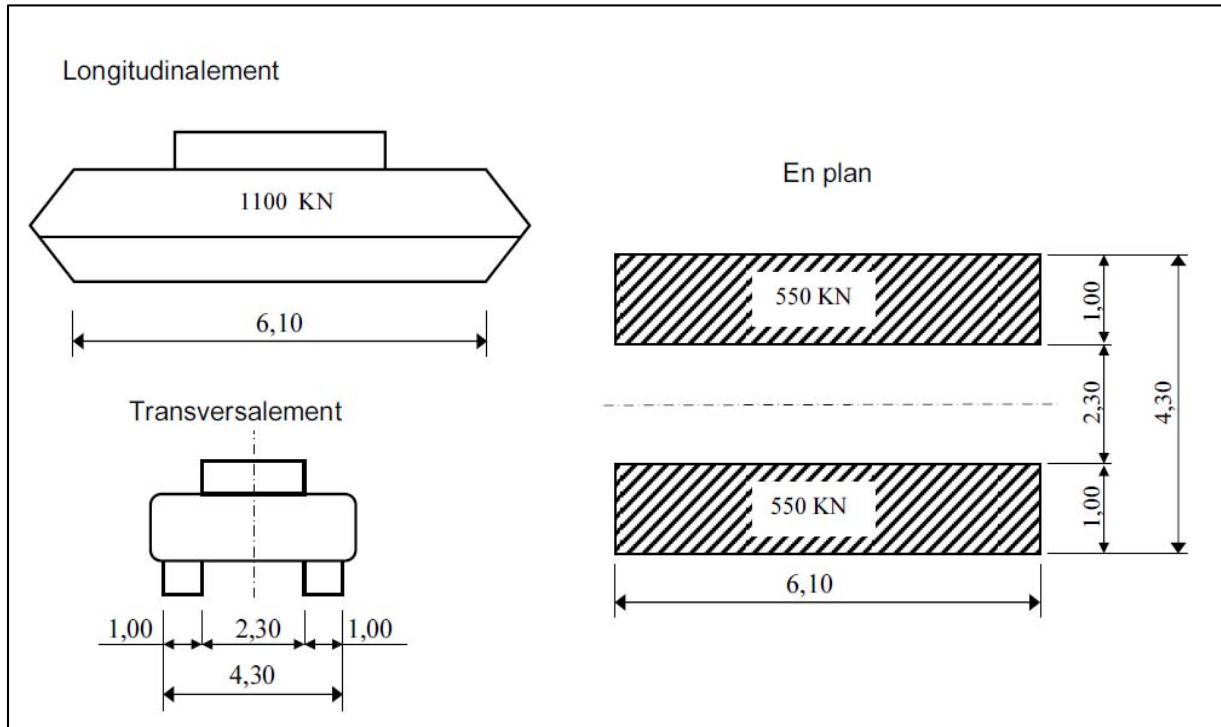


Figure 4.18. Caractéristiques Convoi Mc 120

La charge du convoi Mc 120 est :

$$S_{Mc120} = 1100 \text{ kN}$$

#### IV.3.6.1.a. Coefficient de majoration dynamique de Mc 120

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 50} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{15997,62}{1100}}$$

$$\delta = 1,037$$

IV.3.6.1.b. Calcul de l'effort tranchant

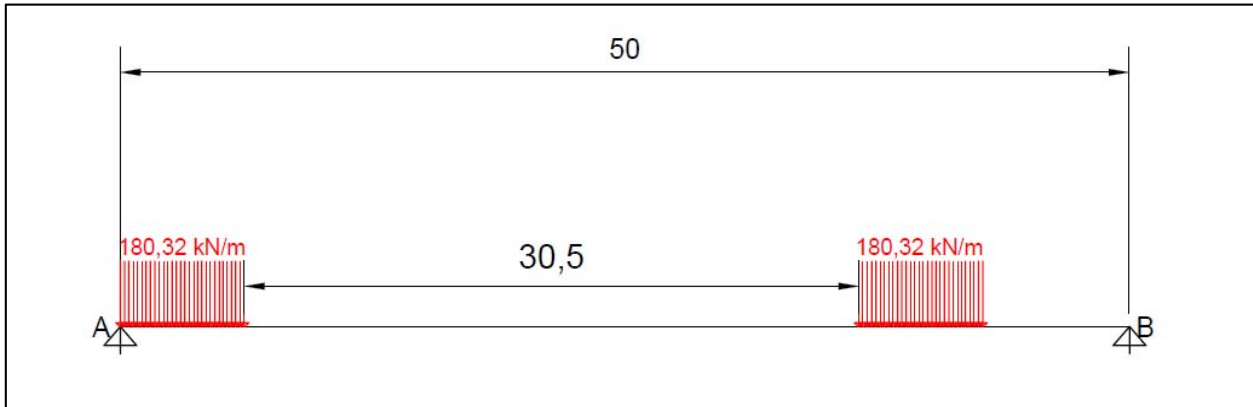


Figure 4.19. Position du convoi Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant

Calculons la réaction au point A pour ce cas de charge qui correspond à l'effort tranchant maximal :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = 46970/50 = 939,4k$$

$$\rightarrow R_A = T_{max} = 1260,6 kN$$

Et en fin :  $T_{Mc120} = T_{max} \times \delta \rightarrow T_{Mc120} = 1307,24 kN$

IV.3.6.1.c. Calcul du moment fléchissant

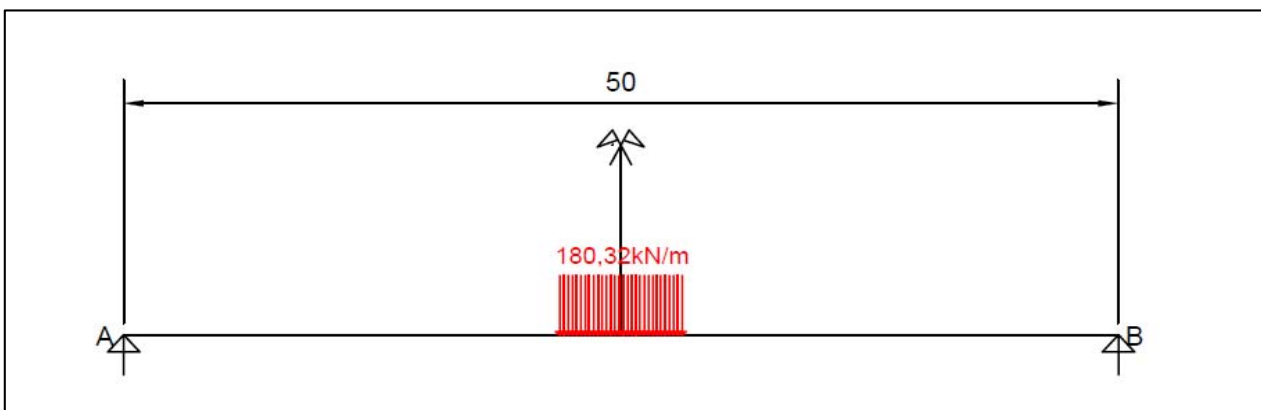


Figure 4.20. Position du convoi Mc120 pour le calcul du moment fléchissant

Nous avons pour ce cas :  $RA = RB = 550\text{kN}$

Donc :  $M_{\max} = 550 \times 25 - 180,32 \times \frac{3,05^2}{2} = 12911,3 \text{ kN.m}$

Et en fin  $M_{Mc120} = M_{\max} \times \delta \rightarrow M_{Mc120} = 13389 \text{ kN}$

### IV.3.7. Convois exceptionnels

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types D susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B.

#### IV.3.7.1. Convoi type D240

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

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

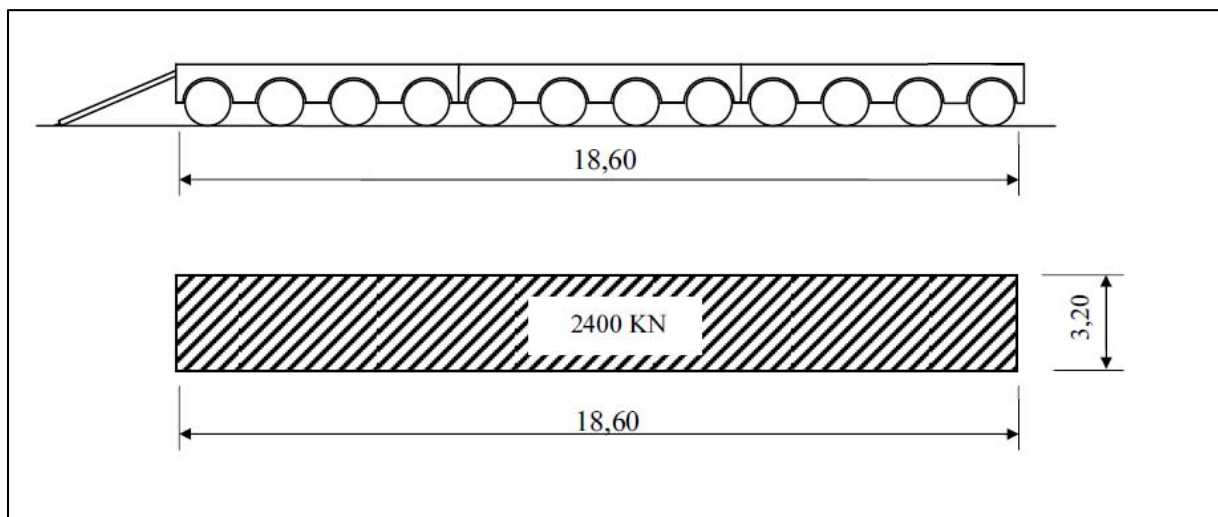


Figure 4.21. Caractéristiques Convoi D240

La charge du convoi D240 est :

$$S_{D240} = 2400 \text{ kN}$$

## IV.3.7.1.a. Calcul de l'effort tranchant

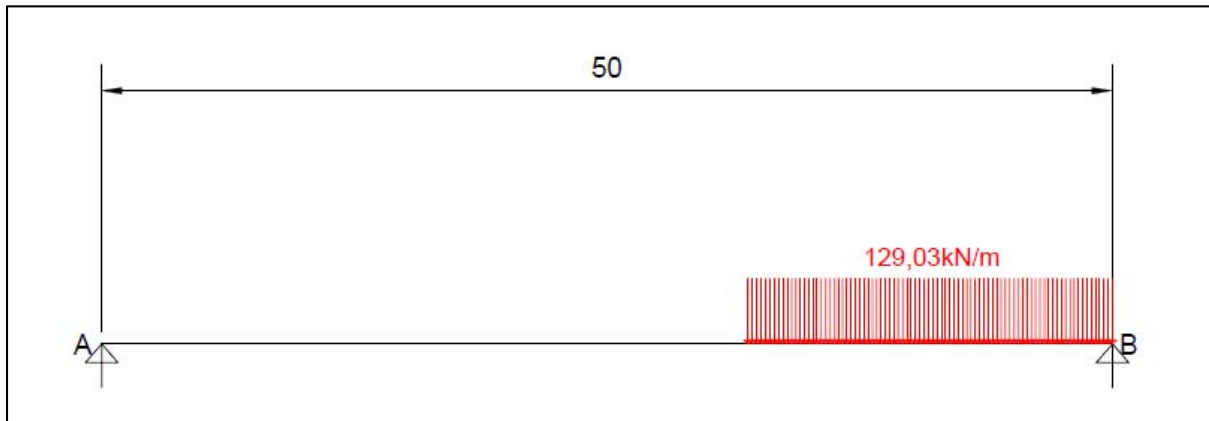


Figure 4.22. Position du convoi D240 pour le calcul de l'effort tranchant

Calculons la réaction au point A pour ce cas de charge qui correspond à l'effort tranchant maximal :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = 97680/50 = 1953,6 \text{ k}$$

$$\rightarrow T_{D240} = 1953,6 \text{ kN}$$

## IV.3.7.1.b. Calcul du moment fléchissant

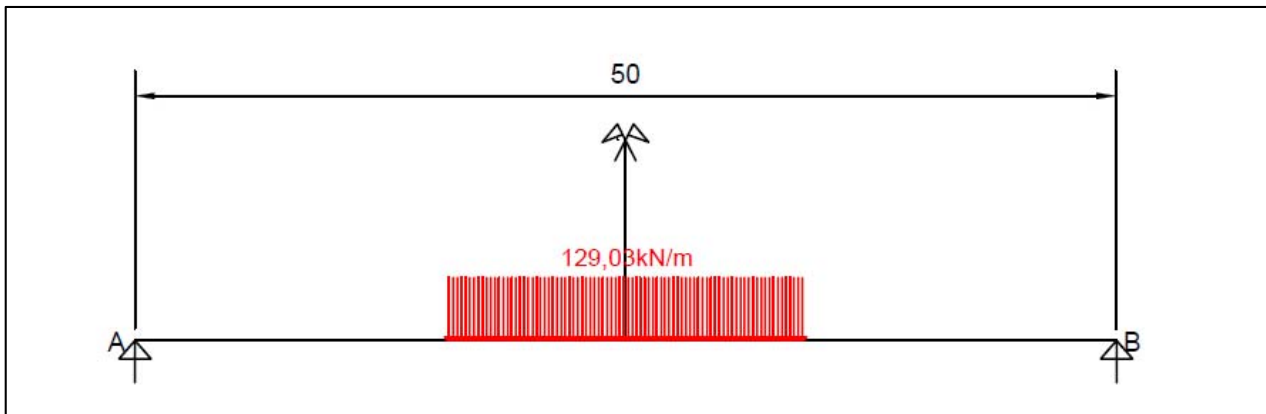


Figure 4.23. Position du convoi D240 pour le calcul du moment fléchissant

$$M_{\max} = 1200 \times 25 - 129,03 \times 9,3^2/2 = 24420,1 \text{ kN.m}$$

### IV.3.8. Efforts de freinage

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

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage. [11]

- L'effort de freinage correspondant à la charge A

$$A_{\text{freinage}} = A \times S / (20 + 0,0035S)$$

$$A_{\text{freinage}} = 21,87 \times 525 / (20 + 0,0035 \times 525) = 525,78 \text{ kN}$$

expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée.

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

$$B_{\text{freinage}} = 300 \text{ kN}$$

### IV.3.9. Forces centrifuges

Puisque l'ouvrage étudié présente une courbe de rayon  $R = 500 \text{ m}$ , il faut prendre en considération les forces centrifuges qui sont calculées uniquement à partir du système Bc. [11] Chaque tête de pile subit la force centrifuge suivante :

$$F_{\text{centrif}} = 300 \times 6 \times (80/500) \times 0.95 = 273,96 \text{ kN}$$

### IV.3.10. Charges sur les trottoirs St

Il y'a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de  $1,50 \text{ kN/m}^2$  [11] qui induit une charge linéaire égale à  $1,875 \text{ kN/m}$  ;

et donc un effort tranchant max  $T_{\text{max}} = 46,87 \text{ kN}$   
un moment fléchissant  $M_{\text{max}} = 586 \text{ kN.m}$

### IV.3.11. Charges sur les garde-corps

Il y a lieu de supposer que peut s'exercer sur la main courante d'un garde-corps pour piétons une poussée normale horizontale et uniforme  $q$ , supposée égale à  $(1 \text{ kN/m})$ . [11]



Tableau 4.2. Récapitulatif des efforts internes maximaux dus au charges et surcharges

Charges et Surcharges		Effort Tranchant (kN)	Moment fléchissant (kN.m)
Charges permanentes		8000,74	100009,21
Système de charge A		1915,61	23945,15
Système de charge B	Bc	1542,33	17837,4
	Br	103	1287,5
	Bt	787,93	9716,2
Charges militaires	Mc <sub>120</sub>	1307,24	13389
Convois exceptionnels	D <sub>240</sub>	1953,6	24420,1

## IV.6. Combinaisons de charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les combinaisons d'actions à prendre en compte pour notre ouvrage sont les suivantes :

### **Etat limite ultime ELU**

$$1,35 G + 1,6 (A(l) + St)$$

$$1,35 G + 1,6 (Bc + St)$$

$$1,35 G + 1,35 Mc_{120}$$

$$1,35 G + 1,35 D_{240}$$

### **Etat limite de service ELS**

$$G + 1,2 (A(l) + St)$$

$$G + 1,2 (Bc + St)$$

$$G + Mc_{120}$$

$$G + D_{240}$$

## IV.7. Conclusion

La définition de toutes les charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage est une étape nécessaire et importante pour la suite de l'étude. Les actions appliquées sur le pont, sont combinées aux états limites pour être introduites dans le calcul automatique ou analytique lors de l'évaluation des sollicitations appliquées sur l'ouvrage.

# Chapitre V

## *Etude de la Superstructure*

## V.1. Introduction

L'étude de la superstructure représente une des plus importantes phases de l'étude d'un viaduc, elle s'articule autour des points suivants :

- La Répartition transversale des efforts.
- L'étude de la précontrainte.
- L'étude de la dalle.
- La vérification des déformations.
- L'étude des équipements du tablier.

## V.2. Répartition transversale des efforts

Après avoir calculer les efforts longitudinaux, nous procédons dans cette étape à la répartition transversale afin de déterminer les efforts des sections les plus sollicitées.

Pour cela nous avons utilisé le logiciel Robot Structural Analysis.

La définition des différents charges et combinaisons conduit aux résultats illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau 5.1. Moments max sous combinaisons de charges

<b>ELU</b>	1,35 G + 1,6 (A(l) + St)	<b>29906,35kN.m</b>
	1,35 G + 1,6 (Bc + St)	28152,57 kN.m
	1,35 G + 1,35 Mc120	26278,35 kN.m
	1,35 G + 1,35 D240	29421,04 kN.m
<b>ELS</b>	G + 1,2 (A(l) + St)	<b>22201,33 kN.m</b>
	G + 1,2 (Bc + St)	20886,00 kN.m
	G + Mc120	19465,55 kN.m
	G + D240	21793,36 kN.m

Tableau 5.2. Efforts tranchants max sous combinaisons de charges

<b>ELU</b>	1,35 G + 1,6 (A(l) + St)	2416,92 kN
	1,35 G + 1,6 (Bc + St)	2293,43 kN
	1,35 G + 1,35 Mc120	2170,15 kN
	1,35 G + 1,35 D240	<b>2615,38 kN</b>
<b>ELS</b>	G + 1,2 (A(l) + St)	1793,27 kN
	G + 1,2 (Bc + St)	1700,65 kN
	G + Mc120	1607,52 kN
	G + D240	<b>1937,27 kN</b>

La poutre la plus sollicitée dans le cas du moment fléchissant est la poutre 1 sous combinaison  $1,35 G + 1,6 (A(l) + St)$ , la répartition transversale est illustrée l'aide du logiciel Autodesk Robot dans la figure suivante à :

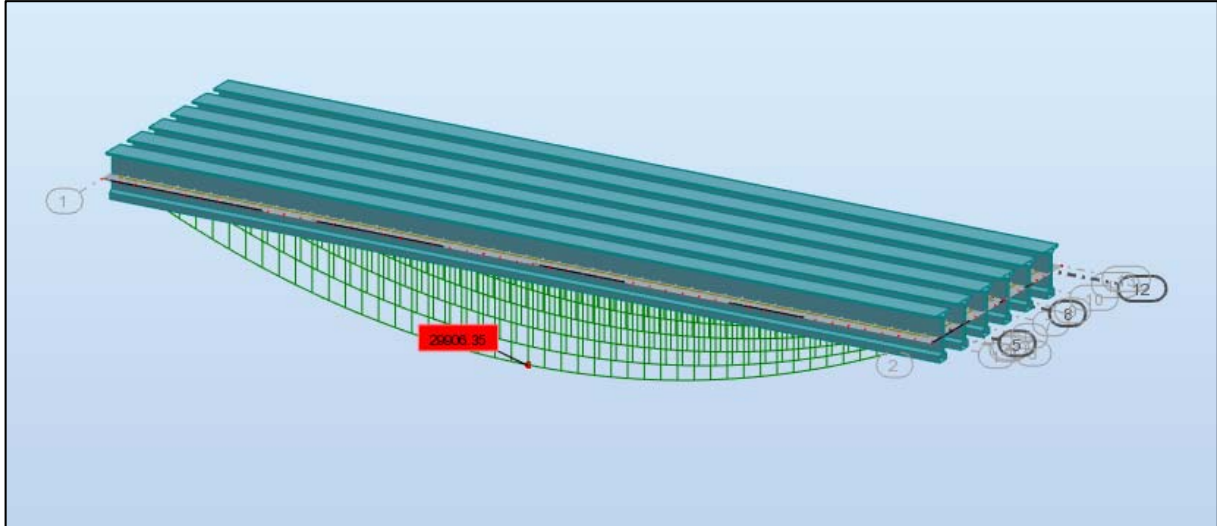


Figure 5.1. Répartition du moment max sur les poutres

Dans le cas de l'effort tranchant, la poutre la plus sollicitée est la poutre 4 sous combinaison  $1,35 G + 1,35 D240$ , la répartition transversale est illustrée l'aide du logiciel Autodesk Robot dans la figure suivante :

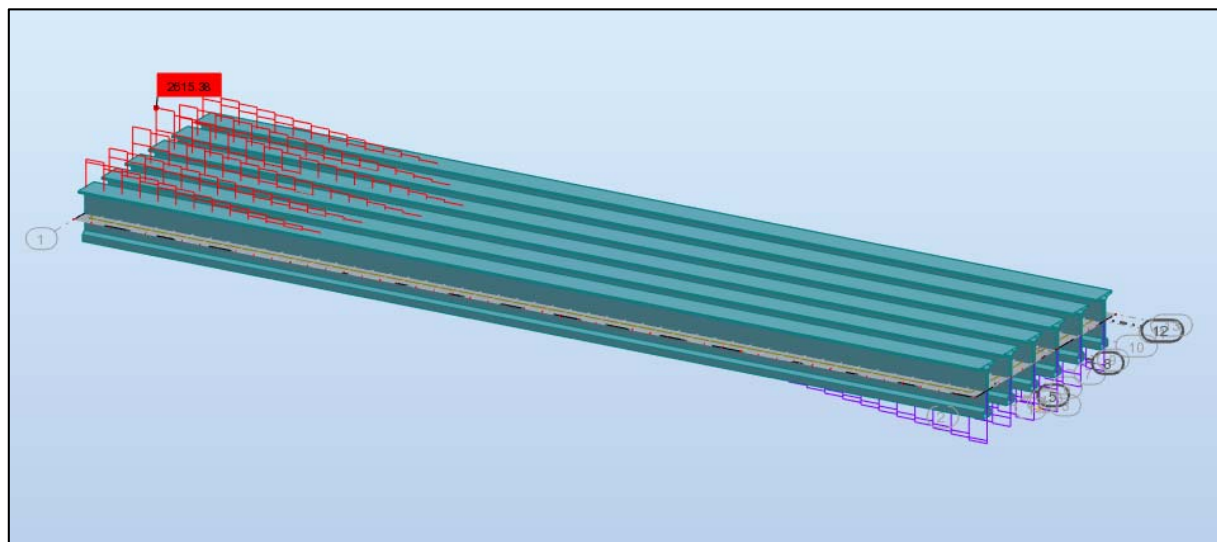


Figure 5.2. Répartition de l'effort tranchant sur les poutres

## V.3. Etude de la précontrainte

### V.3.1. Principe de la précontrainte

Le béton est un matériau résistant à la compression mais fragile à la flexion. C'est pour améliorer la résistance à la flexion qu'il a été imaginé d'y incorporer des armatures en acier (« béton armé »). Le béton précontraint va encore plus loin dans ce domaine : il permet au béton de ne travailler qu'en compression. C'est Eugène Freyssinet qui, en 1928, eut l'idée de ce procédé qui allait révolutionner l'art de construire.

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. Les forces de flexion ne viendront alors qu'en déduction de la force de la précontrainte initiale. Le béton est alors employé au mieux de ses possibilités.

Le béton est précontraint au moyen de câbles qui sont tendus par des vérins : la tension des câbles va appliquer une contrainte de compression au béton, dont l'intensité dépend des charges de flexion qu'aura à subir l'ouvrage. Cette précontrainte peut être appliquée par pré-tension, c'est-à-dire que les câbles sont tendus avant le coulage du béton. Elle peut l'être également par post-tension (le cas pour l'ouvrage étudié) : dans ce cas, les câbles sont tendus après le durcissement du béton.

Cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts, réservoirs...) ou des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante (poutres, dalles...), autorise des projets architecturaux plus sophistiqués et audacieux qu'avec le seul béton armé. Cette technique s'applique aussi bien aux ouvrages coulés en place qu'aux éléments préfabriqués. [12]

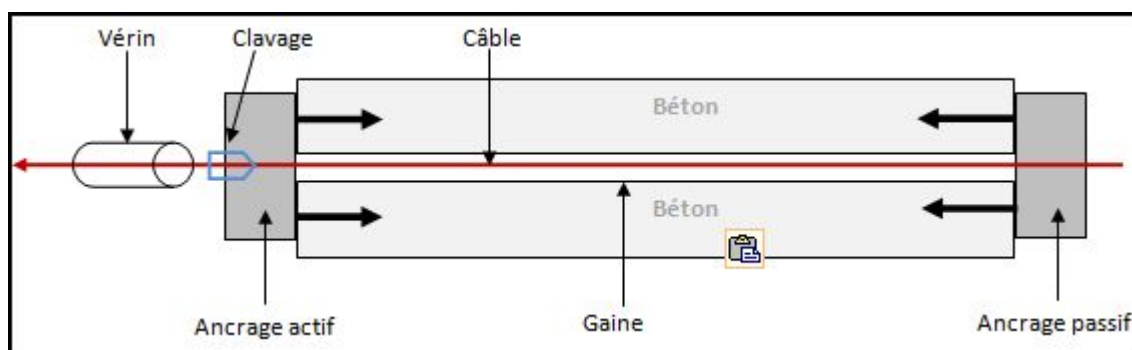


Figure 5.3. Schéma d'un dispositif de précontrainte

### V.3.2. Principe de la post-tension

Après le coulage et le durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont passés dans les gaines préalablement mises en place et les ancrages, jusqu'à des vérins qui permettent leur mise en tension. Lorsque les câbles sont libérés, le béton est alors mis en compression. La tension des câbles est contrôlée par la mesure de leur allongement. Une fois les vérins démontés et les câbles coupés à leurs extrémités, les gaines sont injectés d'un coulis cimentaire pour protéger les câbles de la corrosion. Notons que la post-tension peut être intérieure ou extérieure au béton. Cette dernière permet le changement des câbles endommagés, voire le renforcement de structures soumises à des charges supérieures à celles initialement prévues. [12]

### V.3.3. Calcul de la précontrainte [8]

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi-travée (Tableau 2.8.) :

La valeur minimale de précontrainte :

$$P_{\min} = \max(P_I, P_{II}) \quad \left\{ \begin{array}{ll} P_I = \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho \cdot h} + (B \times \bar{\sigma}_{bt}) & \text{Sous critique} \\ P_{II} = \frac{\bar{\sigma}_{bt} \times \frac{I}{v'} + M_{\max}}{\rho \cdot v + v' - d'} & \text{Sur critique} \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_{bt}$  : Contrainte de traction de béton (nulle dans notre cas ou le pont est de classe I).

$M_{\max}$  : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus grande.

$M_{\min}$  : moment dus au poids propre.

I: l'inertie nette de la section.

B: Section nette.

$$P_I = \frac{21,546 - 18,274}{0,54 \times 2,95} = 2,05 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{21,546}{0,54 * 1,06 + 1,88 - 0.26} = 9,82 \text{ MN}$$

$$P = \max(P_I; P_{II}) \rightarrow P = 9,82 \text{ MN}$$

La section est sur-critique d'où  $e_0 = -(v' - d') = -1,62m$

### V.3.3.1. Détermination du nombre de câbles à mi travée

On estime les pertes à 25%

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

avec :

$P_0$  : effort de précontrainte a l'origine

$$N \geq \frac{9,82}{0,75 \times 2,42} = 5,41$$

On prend donc  $N=6$  câbles de 12T15

### V.3.3.2. Détermination du nombre de câbles à l'about

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre sans hourdis à mi travée (Tableau 2.4.).

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

Les conditions à considérer sont les suivantes :

La contrainte de la fibre supérieure :  $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$

La contrainte de la fibre inférieure :  $\sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{M_g \cdot v}{I} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 v}{I} \right) \geq -1.5 f_{tj} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M_g \cdot v'}{I} + P \left( \frac{1}{B_n} - \frac{e_0 v'}{I} \right) \leq 0.6 f_{cj} \end{array} \right.$$

$M_g$  : moment due au poids propre de la poutre = 9,78 MN.m

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = 14,83 + P(-1,53) \geq -4,5 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = -15,38 + P(3,56) \leq 24 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Nous aurons  $P = 0,75 \times N \times P_0 \leq 11,06 \rightarrow N \leq 6,09$

Nous pouvons donc conserver le même nombre de câbles  $N=6$  pour la section d'about.

### V.3.4. Tracé des câbles

#### V.3.4.1. Disposition des câbles à l'about

En prenant un espacement de 30cm entre chaque câble et en coïncidant le point d'application de la résultante des forces de précontraintes avec le centre de gravité de la section, nous aurons la disposition illustre dans la figure suivante :

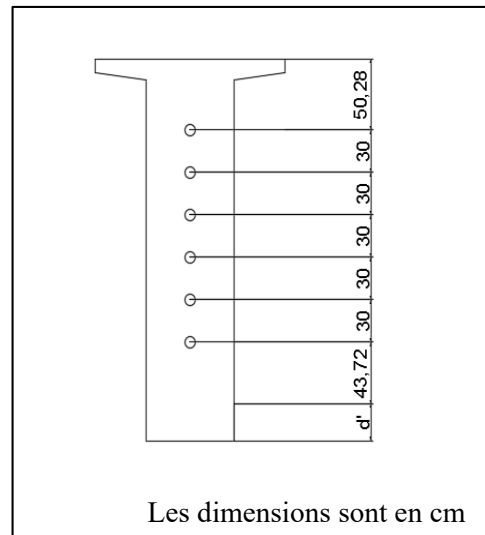


Figure 5.4. Disposition des câbles à l'about

#### V.3.4.2. Disposition des câbles à mi travée

En tenant compte des recommandations du BPEL nous obtiendrons la disposition suivante :

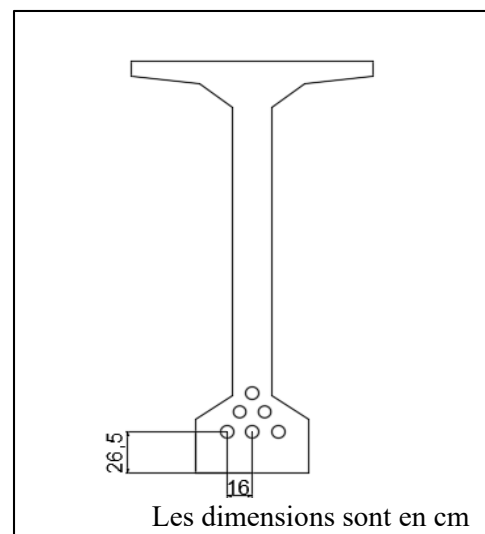


Figure 5.5. Disposition des câbles à mi travée



### V.3.4.3. Fonction des allures des câbles

Pour la trajectoire des câbles nous admettons les hypothèses suivantes :

- La précontrainte  $P(x)$  est constante sur le tronçon considéré  $P(x) = P_0 = \text{constante}$ .
- L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontrainte par rapport à l'axe  $x$  parallèle à l'axe longitudinal est faible.
- Le tracé d'un câble de précontrainte non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation est :  $y = Ax^2 + Bx + C$

Tableau 5.3. Calcul des fonctions des tracés des câbles

<b>Câble 1</b>		<b>Câble 2</b>	
$x = 0$	$y = C = 0,7022$	$x = 0$	$y = C = 1,0022$
$x = 25$	$y = 625A + 1250B + 0,7022 = 0,265$ $y' = 50 A + B = 0 \rightarrow B = -50A$ $\rightarrow A = 0,0007 \quad B = -0,035$	$x = 25$	$y = 625A + 1250B + 1,0022 = 0,265$ $y' = 50 A + B = 0 \rightarrow B = -50A$ $\rightarrow A = 0,0012 \quad B = -0,06$
$y = 0,0007x^2 - 0,035x + 0,7022$		$y = 0,0012x^2 - 0,06x + 1,0022$	
<b>Câble 3</b>		<b>Câble 4</b>	
$x = 0$	$y = C = 1,3022$	$x = 0$	$y = C = 1,6022$
$x = 25$	$y = 625A + 1250B + 1,3022 = 0,265$ $y' = 50 A + B = 0 \rightarrow B = -50A$ $\rightarrow A = 0,00166 \quad B = -0,083$	$x = 25$	$y = 625A + 1250B + 1,6022 = 0,3975$ $y' = 50 A + B = 0 \rightarrow B = -50A$ $\rightarrow A = 0,0019 \quad B = -0,096$
$y = 0,00166x^2 - 0,083x + 1,3022$		$y = 0,0019x^2 - 0,096x + 1,6022$	
<b>Câble 5</b>		<b>Câble 6</b>	
$x = 0$	$y = C = 1,9022$	$x = 0$	$y = C = 2,2022$
$x = 25$	$y = 625A + 1250B + 1,9022 = 0,3975$ $y' = 50 A + B = 0 \rightarrow B = -50A$ $\rightarrow A = 0,0024 \quad B = -0,12$	$x = 25$	$y = 625A + 1250B + 2,2022 = 0,5201$ $y' = 50 A + B = 0 \rightarrow B = -50A$ $\rightarrow A = 0,0027 \quad B = -0,134$
$y = 0,0024x^2 - 0,12x + 1,9022$		$y = 0,0027x^2 - 0,134x + 2,2022$	

Tableau 5.4. Tableau récapitulatif des trajectoires des 6 câbles

Câble 1	x (m)	0	1,56	3,12	6,25	12,5	25
	y(m)	0,7022	0,6493035	0,5998141	0,5107938	0,374075	0,2647
	tg $\theta$	-0,035	-0,032816	-0,030632	-0,02625	-0,0175	0
	$\theta$ (rad)	-0,034986	-0,032804	-0,030622	-0,026244	-0,017498	0
Câble 2	x (m)	0	1,56	3,12	6,25	12,5	25
	y(m)	1,022	0,9313203	0,8464813	0,693875	0,4595	0,272
	tg $\theta$	-0,06	-0,056256	-0,052512	-0,045	-0,03	0
	$\theta$ (rad)	-0,059928	-0,056197	-0,052464	-0,04497	-0,029991	0
Câble 3	x (m)	0	1,56	3,12	6,25	12,5	25
	y(m)	1,3022	1,1767841	1,0594964	0,8486844	0,5256375	0,27095
	tg $\theta$	-0,083	-0,077821	-0,072642	-0,06225	-0,0415	0
	$\theta$ (rad)	-0,08281	-0,077664	-0,072514	-0,06217	-0,041476	0
Câble 4	x (m)	0	1,56	3,12	6,25	12,5	25
	y(m)	1,6022	1,4570638	1,3211754	1,0764188	0,699075	0,3897
	tg $\theta$	-0,096	-0,090072	-0,084144	-0,07225	-0,0485	0
	$\theta$ (rad)	-0,095707	-0,08983	-0,083946	-0,072125	-0,048462	0
Câble 5	x (m)	0	1,56	3,12	6,25	12,5	25
	y(m)	1,9022	1,7208406	1,5511626	1,24595	0,7772	0,4022
	tg $\theta$	-0,12	-0,112512	-0,105024	-0,09	-0,06	0
	$\theta$ (rad)	-0,119429	-0,112041	-0,10464	-0,089758	-0,059928	0
Câble 6	x (m)	0	1,56	3,12	6,25	12,5	25
	y(m)	2,2022	1,9997307	1,8104029	1,4701688	0,949075	0,5397
	tg $\theta$	-0,134	-0,125576	-0,117152	-0,10025	-0,0665	0,001
	$\theta$ (rad)	-0,133206	-0,124922	-0,11662	-0,099916	-0,066402	0,001

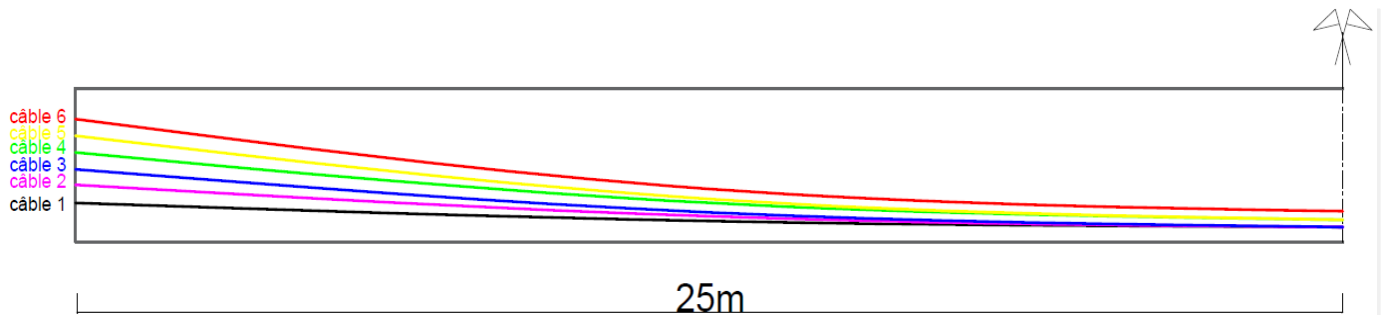


Figure 5.6. Tracés des câbles sur une demi longueur de pontre

### V.3.5. Calcul des pertes [8]

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

#### 1-Les pertes instantanées :

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

#### 2-Les pertes différées :

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

#### V.3.5.1. Les pertes instantanées

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse  $x$  de l'armature, est notée  $\Delta\sigma_{pi}(x)$ .

La tension au point d'abscisse  $x$ , après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée :

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

##### V.3.5.1.a. Pertes dues au frottement

La tension  $\sigma_p(x)$  d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension  $\sigma_{p0}$  à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{(-f\alpha - \phi l)}$$

dans laquelle :

- $\alpha$  : L'angle de relevage du câble en rad. ( $\alpha = \theta(0) - \theta(x)$ )
- $l$  : Longueur en courbe des câbles.
- $f$  : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f=0,18\text{rad}^{-1}$ .
- $\Phi$  : Perte relative de tension par mètre, telle que  $\phi = 0,002\text{m}^{-1}$ .
- $\sigma_{p0}$  : Contrainte de tension à l'encrage  $\sigma_{p0} = 1440 \text{ Mpa}$ .

La valeur de la perte sera donc exprimée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = \sigma p_0 [1 - e^{(-f\alpha - \phi l)}]$$

Tableau 5.5. Calcul des pertes dus au frottement

		x = 0m	x=3,125m	x=6,25m	x=12,5m	x=18,75m	x=25m
Câble 1	$\alpha$ (rad)	0	0,004375	0,00875	0,0175	0,02625	0,035
	l (m)	0	3,126	6,252	12,504	18,755	25,005
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	25,78	33,48	48,77	63,89	78,84
Câble 2	$\alpha$ (rad)	0	0,0075	0,015	0,03	0,045	0,06
	l (m)	0	3,126	6,258	12,513	18,765	25,015
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	37,66	44,53	58,15	71,63	84,98
Câble 3	$\alpha$ (rad)	0	0,010375	0,02075	0,0415	0,06225	0,083
	l (m)	0	3,133	6,265	12,524	18,777	25,028
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	48,52	54,62	66,74	78,73	90,61
Câble 4	$\alpha$ (rad)	0	0,01188	0,02375	0,0475	0,07125	0,095
	l (m)	0	3,136	6,271	12,534	18,786	25,038
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	54,15	59,87	71,21	82,43	93,55
Câble 5	$\alpha$ (rad)	0	0,015	0,03	0,06	0,09	0,12
	l (m)	0	3,142	6,283	12,552	18,809	25,06
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	65,81	70,73	80,46	90,10	99,66
Câble 6	$\alpha$ (rad)	0	0,01688	0,03375	0,0675	0,10125	0,135
	l (m)	0	3,146	6,29	12,564	18,821	25,078
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	72,27	76,71	85,51	94,203	102,84
<b><math>\Delta\sigma_f</math> moy (MPa)</b>		<b>0</b>	<b>50,70</b>	<b>56,66</b>	<b>68,47</b>	<b>80,16</b>	<b>91,75</b>

**V.3.5.1.b. Pertes dues au recul à l'ancrage**

La perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, est obtenue par :

$$\Delta\sigma_{\text{recul}}(x) = 2\sigma p_0 \left( f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) (d - x)$$

expression dans laquelle d représente la longueur d'influence du recul d'ancrage tel que :

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma p_0 \left( f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

avec :

- g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm
- E<sub>a</sub> : module d'élasticité de l'acier = 2 .10<sup>5</sup> MPa.
- L : longueur du câble.

Tableau 5.6. Calcul des pertes dus au recul d'ancrage

	x = 0m	x=3,125m	x=6,25m	x=12,5m	x=18,75m	x=25m	
Câble 1	d = 19,55m						
	$\Delta\sigma_{\text{recul}}(\text{MPa})$	112,61	106,53	86,26	45,73	5,19	0
Câble 2	d = 18,51m						
	$\Delta\sigma_{\text{recul}}(\text{MPa})$	106,62	91,02	74,43	38,36	0	0
Câble 3	d = 17,91m						
	$\Delta\sigma_{\text{recul}}(\text{MPa})$	103,16	88,34	72,18	35,82	0	0
Câble 4	d = 17,62m						
	$\Delta\sigma_{\text{recul}}(\text{MPa})$	101,49	87,06	71,09	34,53	0	0
Câble 5	d = 17,06m						
	$\Delta\sigma_{\text{recul}}(\text{MPa})$	98,25	84,58	68,97	31,92	0	0
Câble 6	d = 16,76m						
	$\Delta\sigma_{\text{recul}}(\text{MPa})$	96,56	73,68	53,01	18,319	0	0
<b><math>\Delta\sigma_{\text{recul}} \text{ moy (MPa)}</math></b>		<b>103,12</b>	<b>88,53</b>	<b>70,99</b>	<b>34,11</b>	<b>0,86</b>	<b>0</b>

**V.3.5.1.c. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton**

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un câble va entraîner un raccourcissement du câble précédent ; la perte de tension dans le câble i à la mise en tension du câble i+1 vaut :

$$\Delta\sigma_{rac}(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_a}{E_{ij}} \times \sigma_{bj}$$

avec :

$E_{ij}$  : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$\sigma_{bj}$  : contrainte du béton au jour j.

$$\sigma_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_p \cdot e}{I}$$

avec :

- $P = N A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{recul})$
- $M_p$  : le moment de la poutre seule
- $e$  : excentrement du câble dans la section considérée

Nous avons :

- à 7 jours :  $f_{c7} = 26,47 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i7} = 32,78 \cdot 10^3$
- à 28 jours :  $f_{c28} = 40 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i28} = 37,62 \cdot 10^3$

Tableau 5.7. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

	x = 0m	x=3,125m	x=6,25m	x=12,5m	x=18,75m	x=25m
$\sigma'_{b7}$ (MPa)	3,56	7,45	7,79	6,27	4,36	3,26
$\Delta\sigma_{rac7}$ (MPa)	<b>10,87</b>	<b>22,73</b>	<b>23,76</b>	<b>19,14</b>	<b>13,31</b>	<b>9,94</b>
$\sigma'_{b28}$ (MPa)	7,130	13,23	13,86	16,30	18,24	19,14
$\Delta\sigma_{rac28}$ (MPa)	<b>18,96</b>	<b>35,19</b>	<b>36,87</b>	<b>43,37</b>	<b>48,53</b>	<b>50,92</b>

Tableau 5.8. Récapitulatif des pertes instantanées

	x = 0m	x=3,125m	x=6,25m	x=12,5m	x=18,75m	x=25m
$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	50,70	56,66	68,47	80,16	91,75
$\Delta\sigma_{recul}$ (MPa)	103,12	88,53	70,99	34,11	0,86	0
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	18,96	35,19	36,87	43,37	48,53	50,92
$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	<b>122,08</b>	<b>174,43</b>	<b>164,53</b>	<b>145,97</b>	<b>129,57</b>	<b>142,68</b>

### V.3.5.2. Les pertes différées

Les déformations différées ont une action importante sur le béton précontraint, en agissant non seulement sur les déformations comme en béton armé, mais aussi sur la valeur de la précontrainte en fonction du temps ;

Il est donc nécessaire de connaître aussi bien que possible l'évolution de ces phénomènes dans le temps et leur variation en fonction des nombreux paramètres pouvant avoir une influence sur leur comportement.

#### V.3.5.2.a. Pertes dues au retrait du béton

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times [1 - r(j)] \times E_a$$

- $\varepsilon_r = 0,0003$  étant le retrait total du béton
- $r(j)$  : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

( $r(j) = j / [j + 9 r(m)]$ ). tel que  $r(m) =$  la section / le périmètre).

Tableau 5.9. Pertes dues au retrait du béton a 7 et a 28 jours

	7 jours	28 jours
$\Delta\sigma_r$ Section d'about	57,96 MPa	52,83 MPa
$\Delta\sigma_r$ Section de mi travée	56,04 MPa	46,77 MPa

**V.3.5.2.b. Pertes dues au fluage du béton**

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

La valeur de la perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times \sigma_b \times E_p/E_{ij}$$

Tableau 5.10. Pertes dues fluage

	x = 0m	x=3,125m	x=6,25m	x=12,5m	x=18,75m	x=25m
$\sigma_b$ (MPa)	5,55	8,35	8,05	7,59	7,21	7,03
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	<b>70,14</b>	<b>71,03</b>	<b>98,44</b>	<b>96,73</b>	<b>91,29</b>	<b>88,32</b>

**IV.3.5.2.c. Pertes dues à la relaxation des aciers**

La relaxation provoque une chute de tension pour les armatures de précontrainte c'est-à-dire, le tirant perd au cours du temps une partie de sa contrainte de traction et cette diminution dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{relax} = (6/100) \rho_{1000} [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_{pi}(x)$$

avec :

- $\mu_0$  coefficient égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
- $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$
- $\rho_{1000}$  : relaxation de l'acier à 1000 heures exprimé en % elle est prise égale à 2,5 pour les aciers TBR.

Tableau 5.11. Pertes dues à la relaxation des aciers

	x = 0m	x=3,125m	x=6,25m	x=12,5m	x=18,75m	x=25m
$\sigma_{pi}$ (MPa)	1317,91	1259,90	1265,76	1286,73	1308,82	1299,50
$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)	<b>55,06</b>	<b>46,74</b>	<b>47,56</b>	<b>50,52</b>	<b>53,72</b>	<b>52,36</b>



Tableau 5.12. Récapitulatif des différées

	x = 0m	x=3,125m	x=6,25m	x=12,5m	x=18,75m	x=25m
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	57,96	57,96	56,04	56,04	56,04	56,04
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	70,14	71,03	98,44	96,73	91,29	88,32
$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)	55,06	46,74	47,56	50,52	53,72	52,36
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	<b>178,16</b>	<b>170,73</b>	<b>192,04</b>	<b>193,29</b>	<b>191,05</b>	<b>186,72</b>

Après le calcul des différentes pertes nous obtenons les résultats suivants :

Tableau 5.13. Récapitulatif des pertes de précontraintes

	x = 0m	x=3,125m	x=6,25m	x=12,5m	x=18,75m	x=25m
$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	122,08	174,43	164,53	145,97	129,57	142,68
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	178,16	170,73	192,04	193,29	191,05	186,72
$\Delta\sigma$ (MPa)	<b>300,24</b>	<b>345,16</b>	<b>356,57</b>	<b>339,26</b>	<b>320,62</b>	<b>329,47</b>
$\Delta\sigma$ (%)	<b>20,85</b>	<b>23,97</b>	<b>24,76</b>	<b>23,56</b>	<b>22,26</b>	<b>22,87</b>

Nous constatons que les pourcentages des pertes calculés sont inférieurs à l'estimation de départ égale à 25% ; en conclusion le nombre de câbles choisi est accepté.

### V.3.6. Vérification des contraintes normales

Nous vérifierons pour les fibres supérieures la relation suivante :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{M_p \cdot v}{I} + \frac{M_g \cdot v}{I} \geq \sigma_{min}$$

et pour les fibres inférieures la relation suivante :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{M_p \cdot v'}{I} - \frac{M_g \cdot v'}{I} \leq \sigma_{max}$$

avec  $M_p$  : moment dû a la précontrainte et  $M_g$  : moment du au chargement.

En raison des charges variables que subit la poutre le long de la durée de vie de l'ouvrage (mise en tension, mise en place, mise en service), la vérification des poutres se fera suivant les cinq étapes suivantes :

**Première étape :**

- Après le septième jour, la mise en tension est 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 %.
- $f_{c7} = 26,47\text{MPa}$ .
- en construction  $\sigma_{\max.} = 0,6 f_{cj} = 15,88\text{ MPa}$ .

**Deuxième étape :**

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- $f_{c28} = 40\text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\max} = 24\text{ MPa}$ .

**Troisième étape :** Pose des poutres sur leurs appuis définitifs et coulage de l'hourdis sur place.

Les efforts considérés dans cette phase :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

**Quatrième étape :**

- Tablier à vide (poutres + superstructures).
- La mise en tension du câble est faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- $f_{c28} = 40\text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\max} = 0,5 f_{c28} = 20\text{ MPa}$ .

**Cinquième étape :**

- L'ouvrage est en service.
- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- $f_{c28} = 40\text{ MPa}$ .
- ( $\sigma_{\max} = 0,6 f_{c28}$ ) en exploitation.  $\sigma_{\max} = 24\text{ MPa}$ .

Vu l'importance de l'ouvrage, aucune tolérance de traction n'est acceptée, la contrainte minimale  $\sigma_{\min}$  est toujours nulle.

### V.3.6.1. Mise en tension a 50% au 7eme jour

La section considérée est la poutre seule vide.

B (m <sup>2</sup> )	P (MPa)	e (m)	V (m)	V' (m)	I (m <sup>4</sup> )	M <sub>g</sub> (MN.m)
<b>0.9630</b>	6,53	1,05	1,32	1,37	0,87128282	9,78

$$6,78 - 10,38 + 14,82 = 11,22 \text{ MPa} \geq \sigma_{\min} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$6,78 + 10,78 - 15,38 = 2,18 \text{ MPa} \leq \sigma_{\max} \rightarrow \text{vérifiée}$$

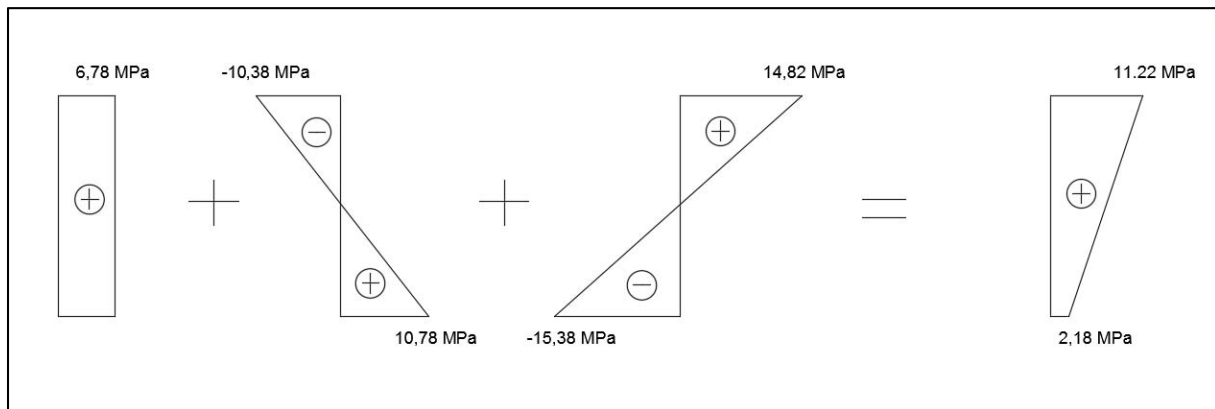


Figure 5.7. Diagrammes des contraintes de la 1ere étape

### V.3.6.2. Mise en tension a 100% au 28eme jour

La section considère est la poutre seule vide.

B (m <sup>2</sup> )	P (MPa)	e (m)	V (m)	V' (m)	I (m <sup>4</sup> )	M <sub>g</sub> (MN.m)
<b>0.9630</b>	11,61	1,05	1,32	1,37	0,87128282	9,78

$$12,05 - 18,46 + 14,82 = 8,41 \text{ MPa} \geq \sigma_{\min} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$12,05 + 19,16 - 15,38 = 15,83 \text{ MPa} \leq \sigma_{\max} \rightarrow \text{vérifiée}$$

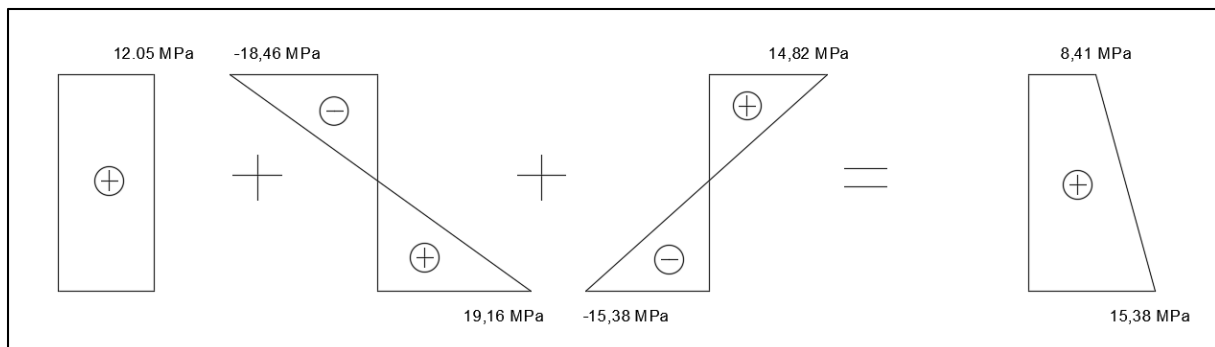


Figure 5.8. Diagrammes des contraintes de la 2eme étape

### V.3.6.3. Poutre sur appui + hourdis à l'état frais.

La section considérée est : poutre seule vide.

B (m <sup>2</sup> )	P (MPa)	e (m)	V (m)	V' (m)	I (m <sup>4</sup> )	M <sub>g</sub> (MN.m)
<b>0,9630</b>	11,61	1,05	1,32	1,37	0,87128282	14,30

$$12,05 - 18,46 + 21,66 = 15,25 \text{ MPa} \geq \sigma_{\min} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$12,05 + 19,16 - 22,48 = 8,73 \text{ MPa} \leq \sigma_{\max} \rightarrow \text{vérifiée}$$

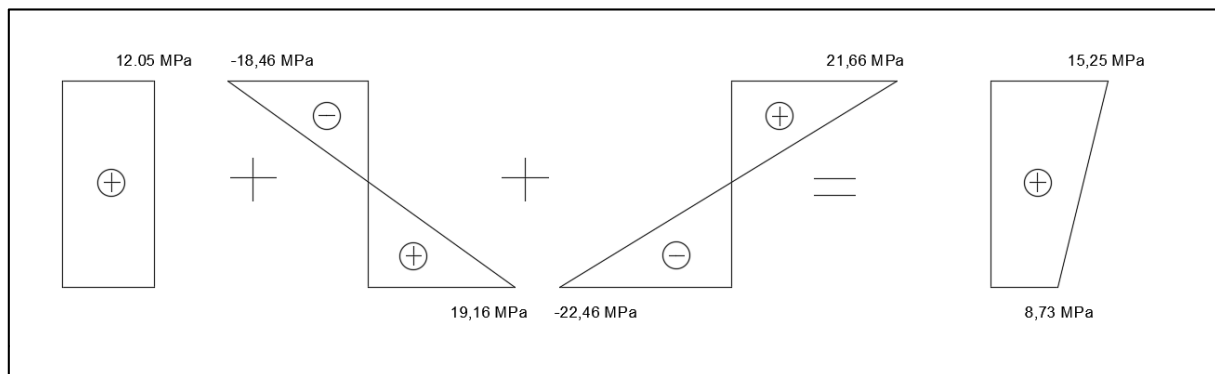


Figure 5.9. Diagrammes des contraintes de la 3eme étape

### V.3.6.4. Tablier à vide (poutres + superstructure).

La section considérée est : poutre avec hourdis.

B (m <sup>2</sup> )	P (MPa)	e (m)	V (m)	V' (m)	I (m <sup>4</sup> )	M <sub>g</sub> (MN.m)
<b>1,4974</b>	11,61	1,48	1,068	1,883	1,564552	14,30

$$7,75 - 11,73 + 9,76 = 5,78 \text{ MPa} \geq \sigma_{\min} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$7,75 + 20,68 - 17,21 = 11,22 \text{ MPa} \leq \sigma_{\max} \rightarrow \text{vérifiée}$$

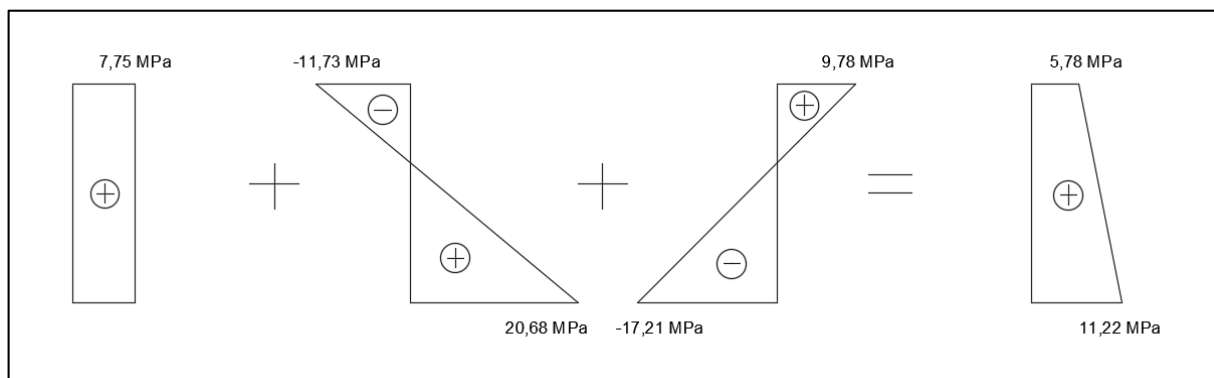


Figure 5.10. Diagrammes des contraintes de la 4eme étape

### V.3.6.5. Tablier avec surcharge max

La section considérée est : poutre avec hourdis.

B (m <sup>2</sup> )	P (MPa)	e (m)	V (m)	V' (m)	I (m <sup>4</sup> )	M <sub>g</sub> (MN.m)
1,4974	10,89	1,48	1,068	1,883	1,564552	22,20

$$7,27 - 11,03 + 15,15 = 11,39 \text{ MPa} \geq \sigma_{\min} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$7,27 + 19,44 - 26,62 = 0,09 \text{ MPa} \leq \sigma_{\max} \rightarrow \text{vérifiée}$$

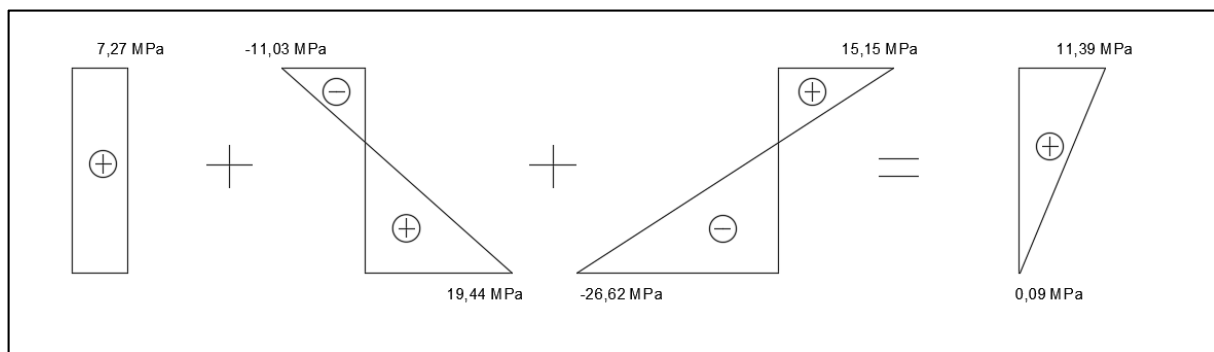


Figure 5.11. Diagrammes des contraintes de la 5eme étape

### V.3.7. Vérification des contraintes tangentielles

Le but de cette vérification est de montrer que les effets de l'effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal, n'influe pas sur la sécurité de l'ouvrage.

Pour cela nous devons vérifier les inégalités suivantes pour les cinq étapes citées plus haut :

$$\tau_{red}^2 \leq 0,4 \times (f_{tj} + \sigma_n)$$

$$\tau_{red}^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 \times f_{cj} - \sigma_n)(f_{tj} + \sigma_n)$$

avec :  $\sigma_n$  contrainte normale au centre de gravité  $\sigma_n = P \cdot \Sigma \cos \theta / B$

La contrainte tangentielle au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red}}{b \times 0,8h}$$

avec : -  $V_{red}$  : effort tranchant réduit ( $V_{red} = V_G - V_P$ )

-  $V_G$  : effort tranchant du au chargement

-  $V_P$  : effort tranchant du à la précontrainte ( $V_P = P \cdot \Sigma \sin \theta = P \cdot 0,52$ )

-  $b$  : largeur nette de l'âme

### V.3.7.1. Mise en tension a 50% au 7eme jour

$$V_{red} = 0,783 - 1,21 \times 0,9 \times 0,52 = 0,216 \text{ MN}$$

$$\sigma_n = 1,21 \times 0,9 \times 5,97 / 1,86 = 3,49 \text{ MN}$$

$f_{t7}$ (MPa)	$f_{c7}$ (MPa)	$\sigma_n$ (MPa)	$z=0,8h$ (m)	$b$ (m)	$V_{red}$ (MN)	$\tau_{red}$ (MPa)
2,2	26,47	3,49	2,16	0,62	0,216	-0,161

$$\tau_{red}^2 = 0,026 \leq 0,4 \times (2,2 + 3,49) = 2,276 \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\tau_{red}^2 = 0,026 \leq 2 \times \frac{2,2}{26,47} (0,6 \times 26,47 - 3,49)(2,2 + 3,49) = 12,78 \quad \text{Vérifiée.}$$

### V.3.7.2. Mise en tension a 100% au 28eme jour

$$V_{red} = 0,783 - 2,42 \times 0,8 \times 0,52 = -0,223 \text{ MN}$$

$$\sigma_n = 2,42 \times 0,8 \times 5,97 / 1,86 = 6,21 \text{ MN}$$

$f_{t28}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_n$ (MPa)	$z$ (m)	$b$ (m)	$V_{red}$ (MN)	$\tau_{red}$ (MPa)
3	40	6,21	2,16	0,62	-0,223	-0,166

$$\tau_{red}^2 = 0,026 \leq 0,4 \times (3 + 6,21) = 3,684 \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\tau_{red}^2 = 0,026 \leq 2 \times \frac{3}{40} (0,6 \times 40 - 6,21)(3 + 6,21) = 24,576 \quad \text{Vérifiée.}$$

### V.3.7.3. Poutre sur appui + hourdis à l'état frais.

$$V_{red} = 1,144 - 2,42 \times 0,8 \times 0,52 = 0,137 \text{ MN}$$

$$\sigma_n = 2,42 \times 0,8 \times 5,97 / 1,86 = 6,21 \text{ MN}$$

$f_{t28}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_n$ (MPa)	$z$ (m)	$b$ (m)	$V_{red}$ (MN)	$\tau_{red}$ (MPa)
3	40	6,21	2,16	0,62	0,137	0,103

$$\tau_{red}^2 = 0,01 \leq 0,4 \times (3 + 6,21) = 3,684 \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\tau_{red}^2 = 0,01 \leq 2 \times \frac{3}{40} (0,6 \times 40 - 6,21)(3 + 6,21) = 24,576 \quad \text{Vérifiée.}$$

### V.3.7.4. Tablier à vide (poutres + superstructure).

$$V_{red} = 1,144 - 2,42 \times 0,8 \times 0,52 = 0,137 \text{ MN}$$

$$\sigma_n = 2,42 \times 0,8 \times 5,97 / 2,39 = 4,69 \text{ MN}$$

$f_{t28}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_n$ (MPa)	$z$ (m)	$b$ (m)	$V_{red}$ (MN)	$\tau_{red}$ (MPa)
3	40	4,69	2,36	0,62	0,137	0,09

$$\tau_{red}^2 = 0,008 \leq 0,4 \times (3 + 4,69) = 3,076 \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\tau_{red}^2 = 0,008 \leq 2 \times \frac{3}{40} (0,6 \times 40 - 4,69)(3 + 4,69) = 21,694 \quad \text{Vérifiée.}$$

### V.3.7.5. Tablier avec surcharge max

$$V_{red} = 1,776 - 2,42 \times 0,75 \times 0,52 = 0,832 \text{ MN}$$

$$\sigma_n = 2,42 \times 0,75 \times 5,97 / 2,39 = 4,53 \text{ MN}$$

$f_{t28}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_n$ (MPa)	$z$ (m)	$b$ (m)	$V_{red}$ (MN)	$\tau_{red}$ (MPa)
3	40	4,53	2,36	0,62	0,832	0,568

$$\tau_{red}^2 = 0,323 \leq 0,4 \times (3 + 4,53) = 3,012 \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\tau_{red}^2 = 0,323 \leq 2 \times \frac{3}{40} (0,6 \times 40 - 4,53)(3 + 4,53) = 21,991 \quad \text{Vérifiée.}$$

### V.3.8. Vérification à la rupture

La vérification à la rupture consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul sont inférieures à un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes. C'est une vérification de sécurité vis à vis de la rupture soit par allongement critique des aciers, soit par rupture du béton.

#### V.3.8.1. Sécurité à la rupture en flexion

En flexion nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$1,35 M(G) + 1,35 M(AI) \leq M_{RA}$$

$$1,35 M(G) + 1,35 M(AI) \leq M_{RB}$$

ou  $M_{RA}$  et  $M_{RB}$  sont respectivement les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et les moments résistants du béton.

et 
$$1,35 M(G) + 1,35 M(AI) = 29,906 \text{ MN.m}$$

#### Calcul du moment résistant des Aciers actifs

$$M_{RA} = (h-d') \times A_p \times n \times f_{prg} = 45,747 \text{ MN.m}$$

#### Calcul du moment résistant du béton

$$M_{RB} = M_{RB \text{ âme}} + M_{RB \text{ hourdis}}$$

avec :  $M_{RB \text{ âme}} = 0,8 \cdot b_0 \times (h-d')^2 \times f_{bu} = 25,605 \text{ MN.m}$  ( $b_0$  : largeur de l'âme)

Pour le calcul du moment de rupture de l'hourdi nous ajouterons à l'épaisseur de l'hourdi l'épaisseur de la table de compression pour aboutir à une épaisseur  $h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$ . Le moment sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \{ [0,8 (b - b_0) (h - h_0 / 2) h_0 f_{c28}] ; [0,35 (b - b_0) h^2 f_{c28}] \}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \{ [0,8 (1,5 - 0,24) (2,69 - 0,35 / 2) 0,35 \times 40] ; [0,35 (1,5 - 0,35) 2,69^2 \times 40] \}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = 35,492 \text{ MN.m}$$

Nous aurons donc 
$$M_{RB} = 71,097 \text{ MN.m}$$

Nous constatons après calcul que les deux inégalités sont largement vérifiées.



### V.3.8.2. Sécurité à la rupture par effort tranchant

Dans cette phase nous devons vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

ou  $\bar{\sigma}_b$  : résistance admissible de béton  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = 22,66 \text{ MPa}$

$\sigma_b$  est la résistance de béton  $\sigma_b = \frac{2 \cdot \tau_{red}}{\sin(2\beta)}$

et  $\tau_{red}$  est contrainte de cisaillement  $\tau_{red} = -0,721 \text{ MPa}$

$$\tan(2\beta) = \frac{2 \cdot \tau_{red}}{\sigma'_b}$$

$$\sigma'_b = \frac{p}{b} = \frac{10,89}{2,39} = 4,55 \text{ MPa} \rightarrow \tan(2\beta) = \frac{2 \times -0,721}{4,55} = -0,317 \rightarrow \beta = 8,79^\circ$$

nous aurons donc  $\sigma_b = \frac{2 \cdot \tau_{red}}{\sin(2\beta)} = 4,77 \text{ MPa}$

en fin la relation  $\sigma_b = 4,77 < \bar{\sigma}_b = 22,66 \text{ MPa}$  est bien vérifiée

### V.3.9. Ferrailage de la poutre

Les sections d'aciers passifs à mettre en œuvre résultent des prescriptions des règles BPEL 91[8]. Il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferrailage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

#### V.3.9.1. Ferrailage longitudinal :

##### V.3.9.1.a. Armatures longitudinales de peau

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques.

- Dans le sens longitudinal

$$A_{min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage (20,4cm}^2) \\ 0.1\% \text{ de la section de la poutre} = 0,001 \times 9630 = 9,63\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_{min} \geq 20,4 \text{ cm}^2 \rightarrow$  nous choisissons **20 HA12** réparties sur tous le périmètre

### V.3.9.1.b. Armatures longitudinales dans la zone tendue

La section théorique à prendre en compte est donnée par :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{t1}}{\sigma_{Bt}}$$

avec :  $B_t$  : désigne l'aire de la partie tendue du béton.

$\sigma_{bt}$  : contrainte maximale de traction du béton.

$N_{Bt}$  : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

Nous avons constaté à travers les calculs précédents que les fibres inférieures et supérieures sont comprimées le long de la durée de vie de l'ouvrage (absence de traction), par conséquent le ferrailage passif longitudinal pour des raisons mécaniques n'est pas nécessaire, nous disposerons donc un ferrailage minimal pour la limitation des fissures du béton, la répartition des efforts de variation de température, et la résistance dans les cas où le béton présente des insuffisances.

Nous optons pour 8HA16 en nappe inférieure dans le talon.

### V.3.9.2. Ferrailage transversal

Le ferrailage minimal est conditionné par l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_U - f_{ij} / 3) b_r}{f_e}$$

avec  $b_r$  : largeur réduite au sens du BPEL 91. ( $b_r = 0,7 - 0.08 = 0,63\text{m}$ )

$$S_t = \min (0,8h; 3b; 1\text{m}) = \min (2,36; 2,1; 1) = 1 \text{ m.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times z} = \frac{2,605}{0,7 \times 2,36} = 1,576 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1.15(1,576 - 3/3)0.62}{400} = 10.26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En fixant  $S_t = 0,20\text{m}$  en zone d'appui nous aurons  $A_t = 2,053 \text{ cm}^2$

Nous retiendrons donc des cadres HA12 avec un écartement de 20cm en zone d'appui pour atteindre 1m au centre.

### V.3.9.3. Armatures de la table de compression

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

- Poids propre de la table :  $G1 = 0,0997 \times 1 \times 25 = 2,492 \text{ kN/m}$
- Poids propre du béton frais de l'hourdis :  $G2 = 0,825 \times 0,25 \times 1 \times 25 = 5,16 \text{ kN/m}$
- Charge des ouvriers et équipements sur la poutre :  $Q = 450 \text{ kg/m}^2 \times 0,825 = 3,69 \text{ kN/m}$

La partie extérieure qui travaille en console supporte un moment :

$$M_c = (1,35 (G1+G2) + 1,5Q) \times 0,63^2/2 = 3,155 \text{ kN.m}$$

Le moment de chargement étant petit nous optons pour la section minimale

$$A_{S_{\min}} = 0,1\% B \text{ avec } B = 0,050 \text{ m}^2$$

Donc :  $A_{S_{\min}} = 0,5 \text{ cm}^2$

Nous choisissons un cadre HA10 tous les 15cm en zone d'about et 20cm au centre

### V.3.9.4. Armatures du talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. Un scellement efficace dans le talon est assuré par un ancrage en crosse le long du pied de talon.

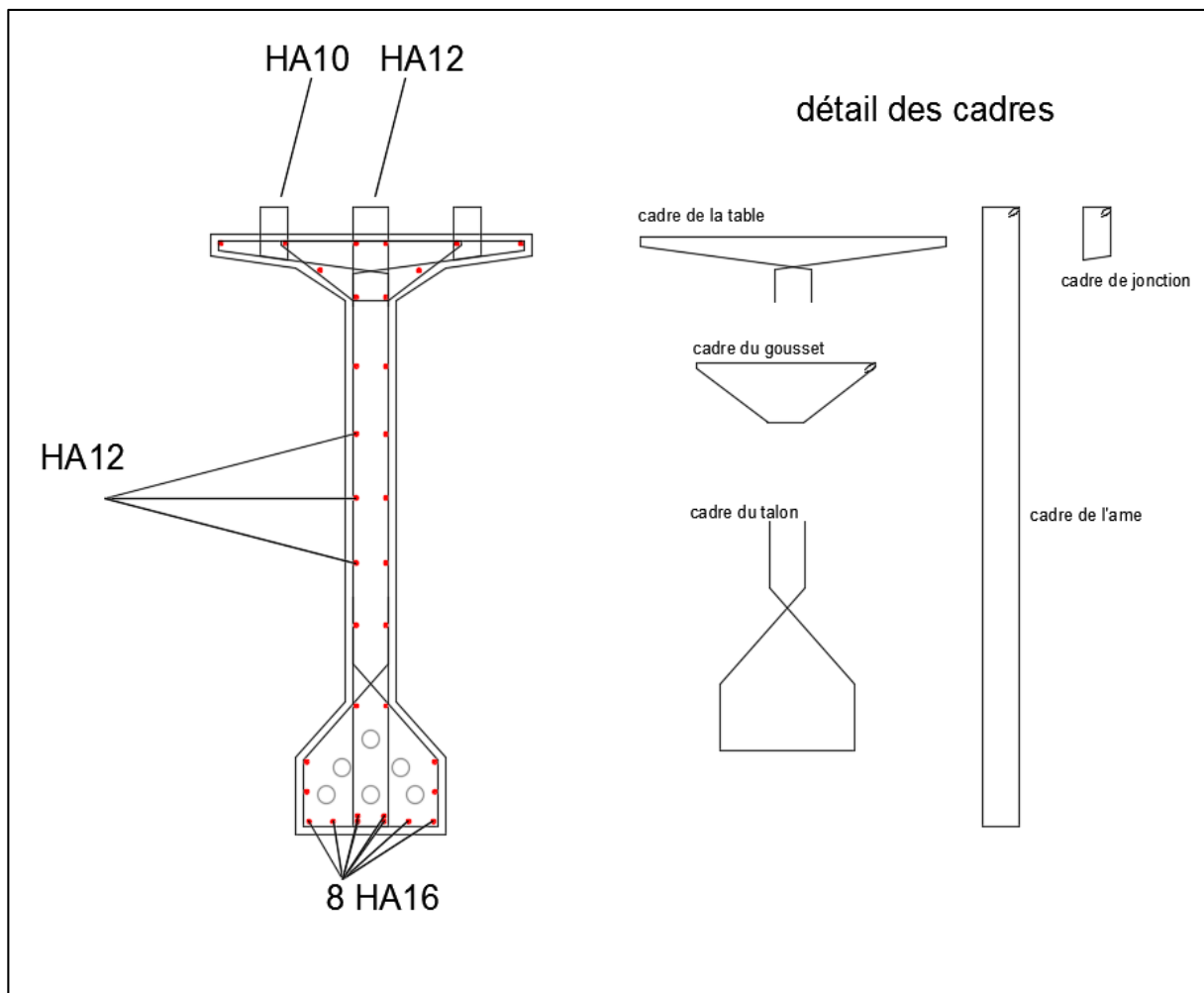


Figure 5.12. Ferrailage de la poutre

### V.3.9. Etude de la zone d'about

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts dus à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de 03 zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation :

- 1) Zone de surface tendue.
- 2) Zone intermédiaire comprimée.
- 3) Zone d'éclatement tendue.

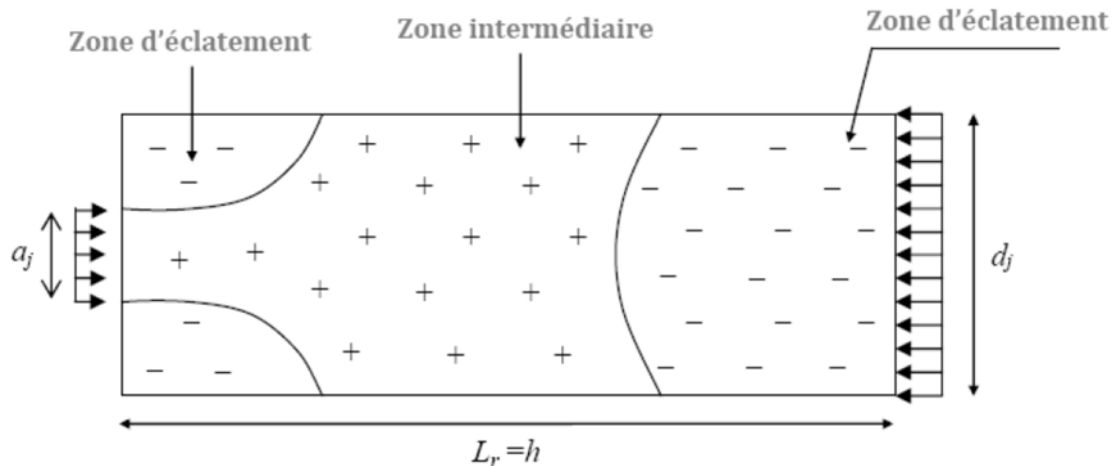


Figure 5.13. Zone de concentration des contraintes

### 1-Zone de la surface

Au voisinage immédiat de  $S_a$ , il y a lieu de disposer une section d'acier donnée par la formule suivante :

$$A_s = 0,04 \times \frac{\max (F_{j0})}{\sigma_{s\lim}}$$

avec :  $F_{j0}$  la force à l'origine ancrée au niveau  $j$  du panneau étudié ( $F_{j0} = 2.42$  MN).

$$\sigma_{s\lim} = (2/3) f_e = 266.67 \text{ Mpa.}$$

donc :

$$A_s = 0,04 \times \frac{7,26}{266,67} = 3,63 \text{ cm}^2$$

nous optons d'après le résultats pour un cadre **HA16** autour de chaque plaque d'ancrage

### 2-Zone intermédiaire comprimée

Nous devons s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} < \frac{2}{3} f_{cj}$$

avec  $d_j$  la hauteur du prisme symétrique associé au niveau  $j$  (sa valeur minimale est égale à 30cm) et  $b$  la largeur du talon

Au 7<sup>ème</sup> jour Les câbles sont tirés à 50%, avec  $f_{c7} = 26,47$ MPa.

$$\sigma = \frac{2,42 \times 0,5}{0,7 \times 0,3} = 6,91 < 17,64 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Au 28<sup>ème</sup> jour Les câbles sont tirés à 100%, avec  $f_{c7} = 40$ MPa.

$$\sigma = \frac{2,42}{0,7 \times 0,3} = 13,82 < 26,66 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

### 3-Zone d'éclatement

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

$d_j$  : la hauteur du prisme symétrique associé au niveau  $j$

$a_j$  : dimension moyenne dans le plan d'étalement des gaines d'ancrages placés à niveau  $j$ .

$a = 24$  cm.

$F_{j0}$  : force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau  $j$ .

Au 7<sup>ème</sup> jour Les câbles sont tirés à 50%, avec  $f_{t7} = 2,2$  MPa.

$$\sigma_{tj} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,24}{0,3}\right) \frac{0,5 \times 2,42}{0,7 \times 0,3} = 0,57 \text{ MPa} \leq 2,75 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Au 28<sup>ème</sup> jour Les câbles sont tirés à 100%, avec  $f_{tj} = 3$  MPa.

$$\sigma_{tj} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,24}{0,3}\right) \frac{2,42}{0,7 \times 0,3} = 1,15 \text{ MPa} \leq 3,75 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Le ferrailage de la zone d'éclatement est obtenu par la formule suivante :

$$A_e = \max \left[ 0,25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{F_{j0}}{\sigma_{S\lim}} ; 0,15 \times \frac{F_{j0}}{\sigma_{S\lim}} \right]$$

$$A_e = \max \left[ 0,25 \times \left(1 - \frac{0,24}{0,3}\right) \frac{2,42}{266,67} ; 0,15 \times \frac{2,42}{266,67} \right] = 13,61 \text{ cm}^2$$

Nous disposerons donc **4 cadres de HA16** autour de chaque plaque d'ancrage sur une longueur de 0,60 m.

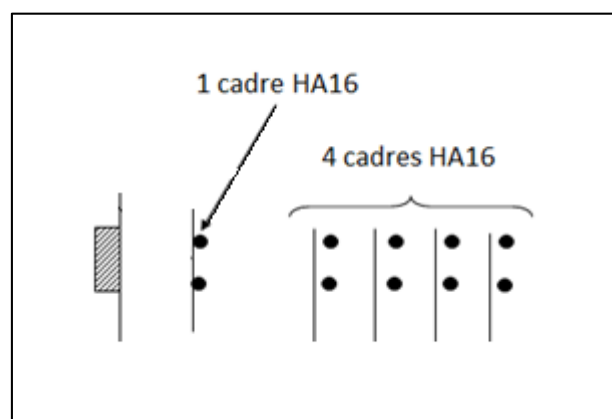


Figure 5.14. Ferrailage de la zone d'about au tour d'une plaque d'ancrage

## V.4. Etude de l'hourdis

L'étude de l'hourdis est une phase indispensable dans le calcul d'un ouvrage vu qu'il présente un rôle d'entretoisement et assure la répartition transversale des efforts, cette étude permettra la détermination de la quantité d'armatures nécessaires à la reprise des sollicitations.

### V.4.1. Etude de la flexion

Les moments fléchissants max et min sont obtenus à l'aide de logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 et sont illustrés par la figure suivante :

	MXX [kNm/m]	MYX [kNm/m]	MYY [kNm/m]
<b>MAX</b>	17,90	88,80	20,63
Panneau	8	8	8
Noeud	4	4	672
Cas	ELU Bc/51	ELU Bc/51	ELU Bc/51
<b>MIN</b>	-57,36	-88,49	-23,43
Panneau	8	8	8
Noeud	693	693	118
Cas	ELU D240/16	ELU D240/16	ELU Bc/51

Figure 5.15. Fenêtre des extrêmes globaux donnée par robot

#### V.4.1.1. Ferrailage dans le sens transversal

Les caractéristiques de la section à ferrailer :

$$d = 22,5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$f_{bu} = 22,66 \text{ MPa}$$

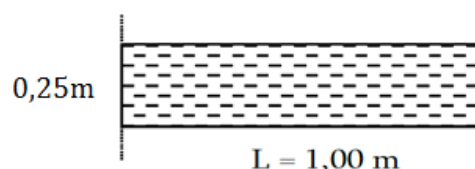


Figure 5.16. Dimensions de la section à ferrailer

**V.4.1.1.a. la nappe inferieure**

Le moment maximal négatif  $M = 0,08849$  MN.m

Nous étudierons une section rectangulaire en flexion simple (les calculs se feront selon les règles du BAEL [13]).

Le Ferrailage se fait en flexion simple en tenant compte des sollicitations de calcul vis-à-vis de l'ELU.

le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{0.08849}{1 \times 0,225^2 \times 22,66} = 0,0774 \leq \mu_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0774}) = 0,1002$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.225(1 - 0,4 \times 0,1002) = 0,2159$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{0.08849}{0,2159 \times 347,8} 10^4 = 11,78 \text{ cm}^2$$

Soit **6 HA16** avec un espacement de **S<sub>t</sub>=16 cm**.

Condition de non fragilité vérifiée car :

$$A_{min} > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,225 \times \frac{3}{400} = 3,88 \text{ cm}^2$$

**V.4.1.1.b. la nappe supérieure**

Le moment maximal positif  $M = 0,08880$  MN.m

Nous étudierons une section rectangulaire en flexion simple (les calculs se feront selon les règles du BAEL [13]).

Le Ferrailage se fait en flexion simple en tenant compte des sollicitations de calcul vis-à-vis de l'ELU.

le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{0,08880}{1 \times 0,225^2 \times 22,66} = 0,0776 \leq \mu_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0776}) = 0,1010$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.225(1 - 0,4 \times 0,1010) = 0,2159$$



$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{0,08880}{0,2159 \times 347,8} 10^4 = 11,82 \text{ cm}^2$$

Soit **6 HA16** avec un espacement de **S<sub>t</sub>=16 cm**.

Condition de non fragilité vérifiée car :

$$A_{min} > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,225 \times \frac{3}{400} = 3,88 \text{ cm}^2$$

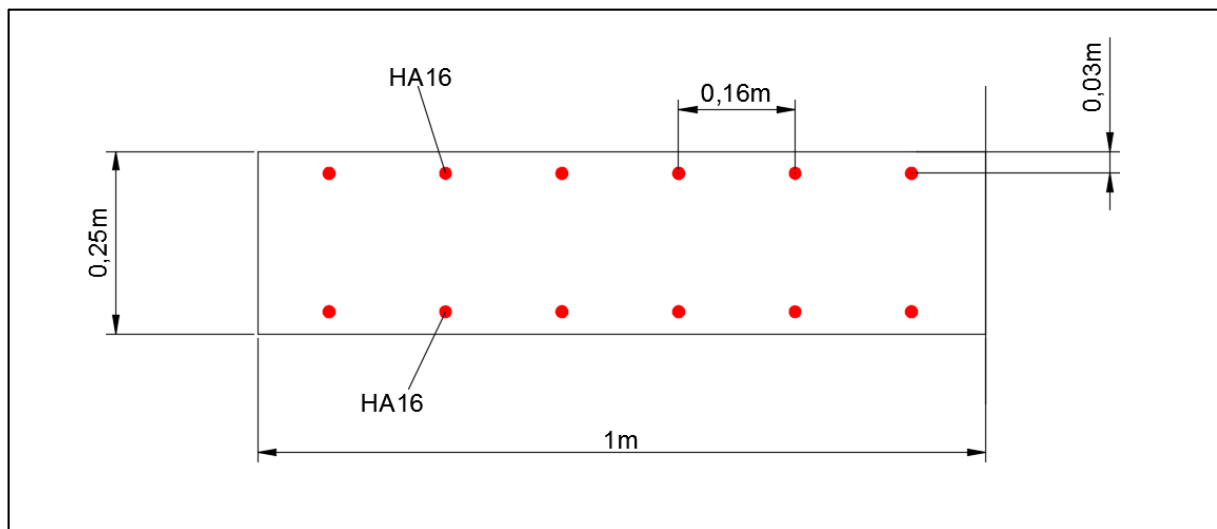


Figure 5.17. Ferrailage de l'hourdis dans le sens transversal

## V.4.1.2. Ferrailage dans le sens longitudinal

### V.4.1.2.a. la nappe inférieure

Le moment maximal négatif  $M = 0,05736 \text{ MN.m}$

Nous étudierons une section rectangulaire en flexion simple (les calculs se feront selon les règles du BAEL [13]).

Le Ferrailage se fait en flexion simple en tenant compte des sollicitations de calcul vis-à-vis de l'ELU.

le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,05736}{1 \times 0,225^2 \times 22,66} = 0,05 \leq \mu_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) = 0,0641$$

$$z = d(1-0,4\alpha) = 0,225(1-0,4 \times 0,0641) = 0,2192$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{0,05736}{0,2192 \times 347,8} 10^4 = 7,52 \text{ cm}^2$$

Soit **6 HA14** avec un espacement de **S<sub>t</sub>=16 cm**.

Condition de non fragilité vérifiée car :

$$A_{min} > 0,23 \times b \times d \times \frac{ftj}{fe} = 0,23 \times 1 \times 0,225 \times \frac{3}{400} = 3,88 \text{ cm}^2$$

#### V.4.1.2.b. la nappe supérieure

Le moment maximal positif  $M = 0,0179 \text{ MN.m}$

Nous étudierons une section rectangulaire en flexion simple (les calculs se feront selon les règles du BAEL [13]).

Le Ferrailage se fait en flexion simple en tenant compte des sollicitations de calcul vis-à-vis de l'ELU.

le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,0179}{1 \times 0,225^2 \times 22,66} = 0,0156 \leq \mu_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0156}) = 0,0196$$

$$z = d(1-0,4\alpha) = 0,225(1-0,4 \times 0,0196) = 0,2232$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{0,0179}{0,2232 \times 347,8} 10^4 = 2,31 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité non vérifiée car :

$$A_{min} > 0,23 \times b \times d \times \frac{ftj}{fe} = 0,23 \times 1 \times 0,225 \times \frac{3}{400} = 3,88 \text{ cm}^2$$

Nous prenons la section minimale soit **6 HA12** avec un espacement de **S<sub>t</sub>=16 cm**.

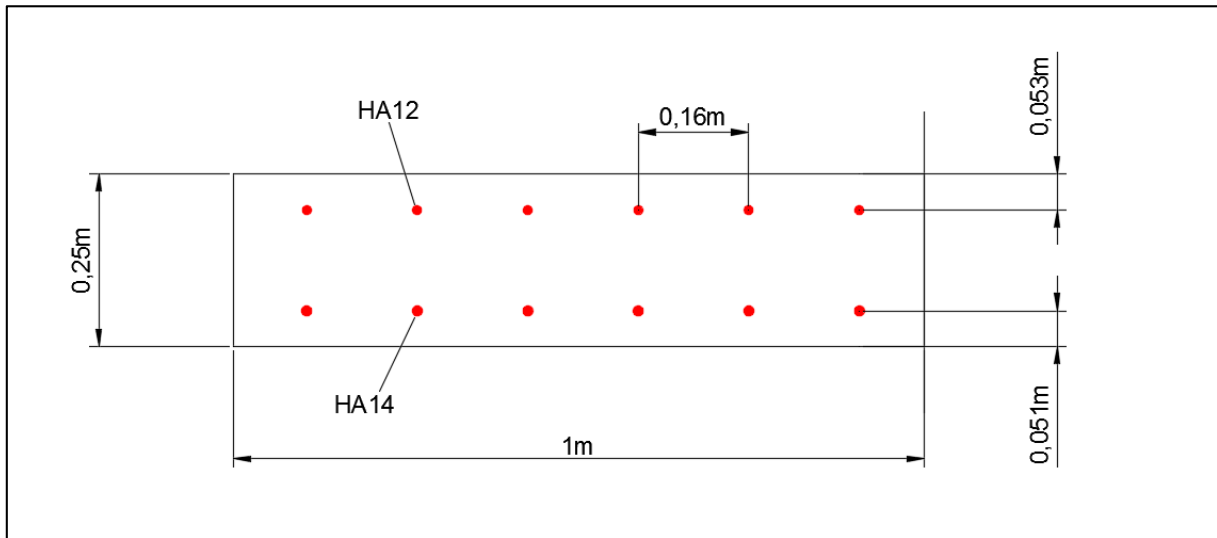


Figure 5.18. Ferrailage de l'hourdis dans le sens longitudinal

#### V.4.2. Vérification de poinçonnement

Il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_d \times f_{c28}$$

$Q_u = 0,160$  MN correspond à la charge Bt

$U_c = 3,28$ m

$h_d = 0,25$ m

$$Q_u = 0,16 \leq 0,045 \times 3,28 \times 0,25 \times 40 = 1,47 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

#### V.4.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après les résultats obtenus à l'aide du logiciel l'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison  $1,35G + 1,35D_{240}$  tel que  $V_u = 232,10$  kN/ml

Nous devons dans cette étape vérifier la relation suivante :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times z} \leq \bar{\tau}_b$$

avec :

$\tau_b$  : Contrainte de cisaillement dans l'hourdis

$\bar{\tau}_b$  : Contrainte de cisaillement admissible du béton ( $\bar{\tau}_b = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$ )

$b$  : le largeur de section de l'hourdis = 100cm

$z = 0,9h = 22,5$ cm.

$$\tau_b = \frac{0,232}{1 \times 0,225} = 1,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b$$

## V.5. Calcul des déformations

Une poutre isostatique simplement appuyée subit des déformations sous l'effet des sollicitations appliquées, par conséquent il est nécessaire de vérifier que ces déformations restent sous une valeur limite admissible.

### V.5.1. Flèches et contre flèches

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

#### V.5.1.1. Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie.

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_g = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_v \times I}$$

$q = 45,76 \text{ kN/ml}$  (poids propre de la poutre avec hourdi)

$I = 0,87128 \text{ m}^4$  (inertie équivalente avec hourdi)

$E_v = 12653,82 \text{ MPa}$

$$f_g = \frac{5 \times 0,04576 \times 50^4}{384 \times 12653,82 \times 0,87128} = 0,3377 \text{ m} = 33,77 \text{ cm}$$

#### V.5.1.2. Flèche due à la précontrainte

D'après la règle de VERESCHEAGUINE, la flèche due à la précontrainte est donnée par la formule suivante :

$$f_p = \frac{1}{I \times E_v} \int_0^{l/2} M_p(x) x dx = \frac{1}{I \times E_v} \times A \times x_G$$

avec :  $M_p$  moment dû à la précontrainte

$A$  est l'aire de la section et  $x_G$  son centre de gravité illustrés dans la figure suivant :

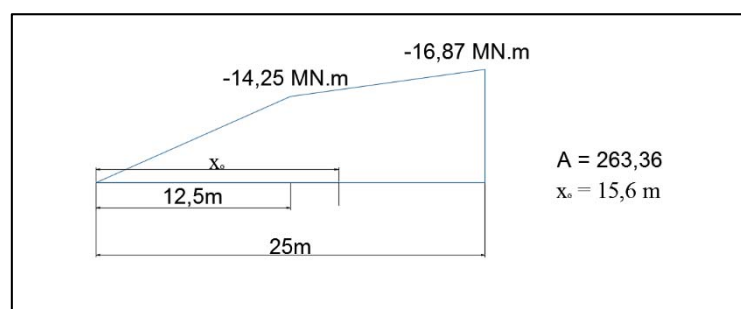


Figure 5.19. Moment dû à la précontrainte

$$f_p = \frac{1}{12653,82 \times 0,87128} \times 263,36 \times 15,6 = -0,3726\text{m} = -37,26\text{cm}$$

### V.5.1.3. Flèche due à la surcharge $D_{240}$

La flèche sous un chargement reparti  $q$  sur une distance  $b$  est donnée par la formule suivante :

$$f_s = \frac{5 \times M_{D240} \times L^2}{48 \times E_i \times I}$$

avec  $E_i$  module de déformation longitudinale instantanée

$a$  et  $c$  représentent les distances entre le convoi et les deux extrémités des poutres

$$f_s = \frac{5 \times 5,558 \times 50^2}{48 \times 37619,4 \times 0,87128} = 0,044\text{m} = 4,4\text{cm}$$

### V.5.1.4. Flèche de construction

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la Poutre. Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_g) = 2,62\text{cm}$$

### V.5.1.5. Flèche totale

La flèche totale doit assurer la condition suivante

$$f_t \leq \frac{L}{500} = 10\text{ cm}$$

- La flèche totale à vide  $f_t = f_p + f_g + f_c = -0,87\text{cm}$
- La flèche totale en charge  $f_t = f_p + f_g + f_c + f_s = 3,53\text{cm} \rightarrow$  vérifiée

## V.5.2. Calcul des rotations

### V.5.2.1. Rotation due au poids propre

La rotation d'une poutre de longueur L simplement appuyée est donnée par la formule suivante :

$$\theta_g = \frac{q \times L^3}{24 \times E_v \times I}$$

$$\theta_g = \frac{0,04576 \times 50^3}{24 \times 12653,82 \times 0,87128} = 0,0216 \text{ rad}$$

### V.5.2.2. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

$$\theta_p = \frac{1}{2 \times E_v \times I} \int_0^1 M_p(x) dx = \frac{A}{E_v \times I}$$

avec A l'aire du diagramme du moment dû à la précontrainte illustré par la figure précédente

$$\theta_p = \frac{263,36}{12653,82 \times 0,87128} = 0,023 \text{ rad}$$

### V.5.2.3. Rotation due au à la surcharge D<sub>240</sub>

La valeur de rotation correspondante au moment maximal obtenue par application de la charge D<sub>240</sub> est donnée par la formule suivant :

$$\theta_s = \frac{q \times 18,6 \times L}{48 \times E_i \times I \times L} (3L^2 - 18,6^2)$$

$$\theta_s = \frac{0,129 \times 18,6 \times 50}{48 \times 37619,4 \times 0,87128 \times 50} (3 \times 50^2 - 18,6^2) = 0,011 \text{ rad}$$

### V.5.2.4. Rotation totale

- La rotation totale à vide :  $\theta_s = \theta_g + \theta_p = 0,0446 \text{ rad}$
- La rotation totale en charge :  $\theta_s = \theta_g + \theta_p + \theta_s = 0,0556 \text{ rad}$

### V.5.3. Calcul des déplacements

#### V.5.3.1. Déplacement dû à une rotation d'appui

Le déplacement dû à une rotation d'appui est donné par la formule suivante :

$$d_{\theta} = \sin\theta \times \frac{h}{2} = \sin(0,0556) \times \frac{2,90}{2} = 0,08\text{m} = 8\text{cm}$$

#### V.5.3.2. Déplacement dû au retrait du béton

Le déplacement dû au retrait du béton est donné par la formule suivante :

$$d_r = \frac{L}{2} \times \varepsilon_r$$

avec  $\varepsilon_r$  la valeur finale du retrait, elle est égale dans notre cas à  $3 \times 10^{-4}$

$$d_r = 25 \times 3 \times 10^{-4} = 0,0075\text{m} = 0,75\text{cm}$$

#### V.5.3.3. Déplacement dû au fluage

Le déplacement dû au fluage est donné par :

$$d_f = \frac{L}{2} \times \varepsilon_{fl}$$

avec  $\varepsilon_{fl} = \frac{2 \sigma_b}{E_i}$ ,  $\sigma_b$  étant la contrainte finale dans le béton

$$d_f = 25 \times 1,1 \times 10^{-3} = 0,0275\text{m} = 2,75\text{cm}$$

#### V.5.3.4. Déplacement dû à la variation de température

Le déplacement dû à la variation de température est donné par :

$$d_{\text{tem}} = \frac{L}{2} \times \varepsilon_t \quad (\varepsilon_t = 3 \times 10^{-4})$$

$$d_{\text{tem}} = 25 \times 3 \times 10^{-4} = 0,0075\text{m} = 0,75\text{cm}$$

#### V.5.3.4. Déplacement total

Le déplacement total est égal à :

$$d_t = \frac{2}{3} \times (d_{\theta} + d_r + d_f) + d_{\text{tem}} = 8,41\text{cm}$$

## V.6. Equipements du tablier

Les équipements du pont jouent un rôle important dans le fonctionnement de l'ouvrage, il s'agit d'étudier dans cette étape les appareils d'appuis et les joints de chaussées.

### V.6.1. Les appareils d'appuis

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts.

Pour notre pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété type B sur les culées qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

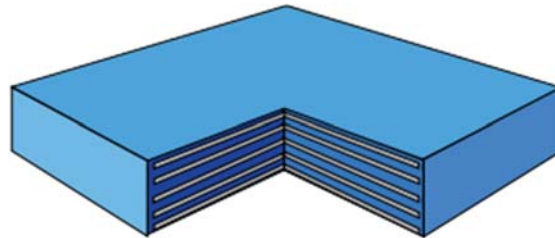


Figure 5.20. Appareil d'appui en élastomère frété de type B

Ce type d'appareils d'appuis est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

Le dimensionnement des appareils d'appuis est réalisé conformément aux indications du guide SETRA : Appareils d'appuis en élastomère frété [14].

#### V.6.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Le dimensionnement des appareils d'appuis est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

On suppose l'incompressibilité de l'élastomère. Le module de déformation transversale  $G$  est de 0,9MPa pour les ponts routes.

Nous considérons que  $a \leq b$  l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes  $T = n \times t$  d'où  $n$  : est le nombre de feuillets élémentaires et  $t$  : leur épaisseur.



**V.6.1.1.a. Aire de l'appareil d'appui**

La réaction maximale sur appui est égale à 1,937MN et la contrainte de compression de l'appareil d'appui ne devra pas dépasser une valeur limite de 15MPa, la section est donc tirée depuis cette condition comme suit :

$$A = a \times b \geq \frac{2,615}{15} = 0,1743 \text{ m}^2$$

**V.6.1.1.b. Hauteur de l'élastomère**

La condition à vérifier est :

$$\tau H = G \times \text{tg}\gamma = G \frac{U_1}{T} \quad \text{ref}$$

G : module d'élasticité transversale

$U_1$  : Déplacement dû à la variation linéaire lente (retrait-fluage-température).

Donc La condition à vérifier est :

$$T \geq \frac{U_1}{0.5} = 85\text{mm}$$

On prendra :  $T = 90 \text{ mm}$ . (8 feuillets de 10mm + 2 feuillets d'enrobage de 5mm)

**V.6.1.1.c. Dimensions en plan de l'appareil**

Il faut respecter la condition de non flambement et l'épaisseur minimale exprimée par la relation suivante :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5T \leq a \leq 10T$$

Nous prenons  $a = 500\text{mm}$  et  $b = 600\text{mm}$

Nous déduisons les dimensions en plan des frettes en considérant un enrobage de 5mm de chaque côté ; nous aurons donc  $a' = 490\text{mm}$  et  $b' = 590\text{mm}$ .

**V.6.1.1.d. Epaisseur des frettes**

L'épaisseur des frettes doit être au moins égale a 4mm, de plus elle doit vérifier la condition suivante :

$$t_s \geq \frac{2,6 \times Fz \times t_i}{A' \times f_y}$$

Fz : la force verticale appliquée sur l'appareil d'appui

$t_i$  : épaisseur des feuillets

$f_y$  : la nuance d'acier utilisée pour les frettes égale a 235MPa

$A'$  : surface des frettes

$$t_s \geq \frac{2,6 \times 2,615 \times 0,01}{0,2891 \times 235} = 0,001\text{m}$$

Cela nous conduit à prendre la valeur exigée par le règlement égale à 4mm

### V.6.1.2. Vérification de l'appareil d'appui

Calculons tout à bord les paramètres suivants :

Coefficient de forme :

$$S = \frac{a' \times b'}{2 \times (a' + b') \times t_i} = 13,3$$

La section réduite Ar :

$$Ar = A' \left( 1 - \frac{V_x}{a'} \right) = 0,24\text{m}^2$$

$V_x$  étant déformations horizontales selon x

#### V.6.1.2.a. Vérification de la limite de déformation

Il faut vérifier que :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{\alpha d} < 7$$

$\varepsilon_{cd}$  Déformation due aux charges de compression

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1,5 \times Fz}{G \times Ar \times S} = 1,36$$

$\varepsilon_{qd}$  Déformation sous l'effort horizontal

$$\varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{T} = 0,38$$

$\varepsilon_{\alpha d}$  Déformation due à la rotation horizontale

$$\varepsilon_{\alpha d} = \frac{a'^2 \times \alpha \times t_i}{2 \times \sum t_i^3} = 0,87$$

La condition est bien vérifiée

**V.6.1.2.b. Critères de stabilité****La rotation :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$\Sigma V_{z,d} - \frac{a' \times \alpha}{K_{r,d}} \geq 0$$

avec :

$$\Sigma V_{z,d} = T \frac{Fz}{A'} \times \left( \frac{1}{5G \times S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \quad E_b = 2000 \text{MPa} \quad K_{r,d} = 3$$

$$\Sigma V_{z,d} - \frac{a' \times \alpha}{K_{r,d}} = 0,76 \geq 0 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Le flambement :**

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$\frac{Fz}{Ar} \leq \frac{2 \times a' \times G \times S}{3 \times T} \rightarrow 10,89 \leq 39,102 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Le Non-glissement :**

Pour ce dernier critère il faut que :

$$\frac{Fz_{\min}}{Ar} \geq 3 \rightarrow \frac{1,25}{0,24} = 5,2 \geq 3 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**V.6.1.2.c. Vérification des contraintes engendrées par les efforts horizontaux****Distorsion due aux déformations lentes :**

Il faut que :

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U1}{T} \leq 0,5 \times G$$

$$\tau_{H1} = 0,425 \leq 0,5 \times G = 0,45 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Distorsion due au freinage**

L'effort de freinage par appareil d'appui du au système de chargement A1 :

$$F_{Af} = \frac{525,78}{2 \times 6} = 43,81 \text{KN}$$

La contrainte résultante de cette effort sera donc égale a :

$$\tau_{H2} = \frac{F_{Af}}{a \times b} = 0,144MPa$$

### **Distorsion due à la force centrifuge**

La contrainte résultante de la force centrifuge produit par un camion de type Bc :

$$\tau_{H3} = \frac{F_{cf}}{a \times b} = \frac{45,66}{0,5 \times 0,6} = 0,152MPa$$

La déformation due à la combinaison de la déformation lente et des déformations rapides doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \times (\tau_{H2} + \tau_{H3}) \leq 0,7 \times G$$

$$\tau_H = 0,598 \leq 0,7 \times G = 0,63 \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

Nous pouvons désormais conclure que le pré dimensionnement de l'appareil d'appui est retenu puisque toutes les conditions ont été vérifiées.

## **V.6.1.2. Etude du bossage d'appui**

Un bossage est une partie saillante d'une pile ou d'un tablier sur laquelle vient s'appuyer l'appareil d'appui.

Le bossage doit présenter un débordement de 5cm de chaque côté par rapport à l'appareil d'appui, il aura donc les dimensions suivantes :  $a^* = 60\text{cm}$  et  $b^* = 70\text{cm}$ .

La hauteur des bossages sera prise de façon à assurer les devers avec une hauteur minimale de 20cm.

### **V.6.1.2.a. Armatures de chaînage**

L'armature doit être conçue pour reprendre un effort égal à 25% de l'effort maximal

$$A_c = \frac{0,25 \times N_{\max}}{\sigma_s}$$

$$N_{u,\max} = 2,615 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \quad \rightarrow \quad A_c = 18,7 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{ser},\max} = 1,937\text{MPa} \quad , \quad \sigma_s = 241 \quad \rightarrow \quad A_c = 20,17 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{7 \text{ HA20}}$$

**V.6.1.2.b. Armatures de profondeur**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures comme suit :

$$A_p = \frac{0,125 \times N_{\max}}{\sigma_s}$$

$$N_{u,\max} = 2,615 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \rightarrow A_p = 9,39 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{ser},\max} = 1,937 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 241 \rightarrow A_p = 10,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}}$$

**V.6.1.2.c. Armatures de diffusion**

Les armatures de diffusion se divisent en deux types

- Les armatures de surfaces conçues pour reprendre 4% de l'effort maximale.

$$A_{ds} = \frac{0,04 \times N_{\max}}{\sigma_s}$$

$$N_{u,\max} = 2,615 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \rightarrow A_{ds} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{ser},\max} = 1,937 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 241 \rightarrow A_{ds} = 3,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{3 \text{ HA12}}$$

- Les armatures d'éclatement conçues pour reprendre 10% de l'effort maximale.

$$A_{de} = \frac{0,1 \times N_{\max}}{\sigma_s}$$

$$N_{u,\max} = 2,615 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \rightarrow A_{de} = 7,51 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{ser},\max} = 1,937 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 241 \rightarrow A_{de} = 8,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{4 \text{ HA16}}$$

## V.6.2. Les joints de chaussée

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer la continuité au droit d'une coupure du tablier d'un pont, il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors des déplacements.

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage  $(\Delta t + \varepsilon_f) < W$ .
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme  $(\Delta t + \varepsilon_s) < 1,3 W$ .

W : représente le déplacement caractérisant le type de joint de chaussée choisi, dans notre cas c'est les joints type FREYSSINET.

### V.6.2.1. Déplacement dû aux variations linéaires

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta f + \Delta r + \Delta T = 4,25 \text{ cm}$$

### V.6.2.2. Déplacement dû au freinage

Le déplacement dû au freinage est calculé par la formule suivante :

$$\varepsilon_f = \frac{T \times H_f}{G \times S}$$

avec G : module de déformation transversale.

G = 8 kg/cm<sup>2</sup> pour des variations lentes.

G = 16 kg/cm<sup>2</sup> pour des variations instantanées.

T = 5 cm (hauteur nette d'élastomère)

H<sub>f</sub> = 525,78KN correspondant à la surcharge A(1)

$$\varepsilon_f = \frac{5 \times 5357,8}{16 \times 30 \times 40} = 1,39 \text{ cm}$$

### V.6.2.3. Déplacement dû au séisme

Le déplacement dû au séisme est calculé par la formule suivante :

$$\varepsilon_s = \frac{T \times H_s}{G \times S}$$

Hs Effort horizontal dû au séisme,  $H_s = 0,3 \times G_p$  ( $G_p$  : le poids propre du tablier.)

$$\varepsilon_s = \frac{5 \times 13331,35}{16 \times 30 \times 40} = 3,41 \text{ cm}$$

En appliquant les conditions citées précédemment nous aurons :

$$\Delta t + \varepsilon_f = 5,64 \text{ cm}$$

$$\Delta t + \varepsilon_s = 7,66 \text{ cm}$$

Nous optons pour des joints de type M100. [15]

## V.7. Conclusion

L'étude de la superstructure nous a permis la détermination du nombre et de la disposition des câbles nécessaires pour assurer la précontrainte, le ferrailage des poutres et dalles ainsi que le type des équipements à mettre en place.

# Chapitre VI

## *Etude de l'infrastructure*



## **VI.1. Introduction**

L'étude de l'infrastructure représente l'étape finale de l'étude de l'ouvrage, vu son importance, elle doit être réalisée avec beaucoup d'attention et de rigueur.

Il est question dans ce chapitre d'étudier les éléments supportant l'ouvrage.

## **VI.2. Etude de la pile**

### **VI.2.1. Pré dimensionnement de la pile**

Les pré dimensionnement est réalisé suivant les indications du document SETRA [16].

#### **VI.2.1.1. Dimensions du chevêtre**

- Hauteur : 13,75m
- Largeur : 4m
- Longueur : 2m

#### **VI.2.1.2. Dimensions du fût**

Nous avons opté pour des fûts rectangulaires creux afin de réduire les charges permanentes et les charges sismiques.

- Largeur : 4m
- Longueur : 7m

#### **VI.2.1.3. Dimensions de la semelle**

- Hauteur : 2,5m
- Largeur : 10m
- Longueur : 15m

### **VI.2.3. Répartition des charges sur la pile**

#### **VI.2.3.1. Poids propre du tablier**

Le poids propre du tablier est égal à : 15997,63 kN

### VI.2.3.2. Poids propre du chevêtre

Le poids propre du chevêtre se calcule comme suit :

$$P_c = \text{volume} \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$P_c = 4 \times 2 \times 13,75 \times 25 = 2750 \text{ kN}$$

### VI.2.3.3. Poids propre des bossages

Le poids propre des bossages situés sur le chevêtre est :

$$P_b = \text{nombre} \times \text{volume} \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$P_c = 12 \times 0,6 \times 0,7 \times 0,2 \times 25 = 25,2 \text{ kN}$$

### VI.2.3.4. La surcharge A

#### VI.2.3.4.a. 1 travée chargée

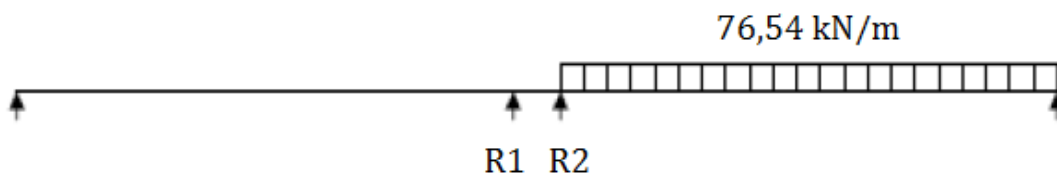


Figure 6.1. Surcharge A 1 travée chargée

$$R_{\max} = \frac{76,54 \times 50}{2} = 1913,5 \text{ kN}$$

#### VI.2.3.4.b. 2 travées chargées

$$A(l) = 2,3 + \left( \frac{360}{(100 + 12)} \right) = 5,52 \text{ kN/m}^2 \rightarrow A = 52,16 \text{ kN/m}$$

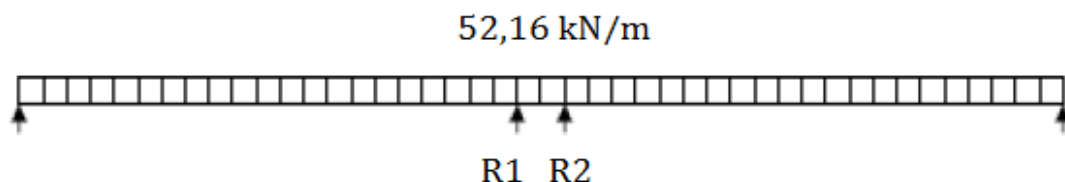


Figure 6.2. Surcharge A 2 travées chargées

$$R_{\max} = \frac{52,16 \times 50 \times 2}{2} = 2608 \text{ kN}$$

### VI.2.3.5. Chargement Bc

#### VI.2.3.5.a. 1 travée chargée

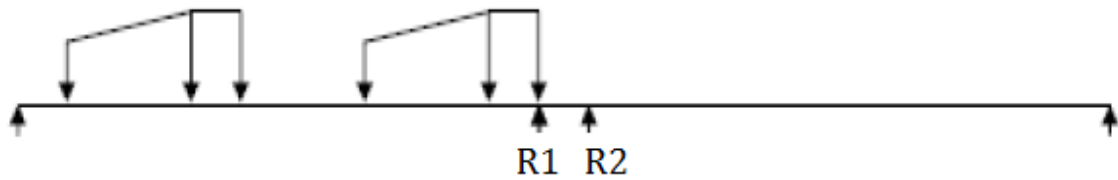


Figure 6.3. Chargement Bc 1 travée chargée

$$R1 = 1546,2 \text{ kN}$$

$$R_{\max} = 1546,2 \times 0,95 \times 1,05 = 1542,3 \text{ kN}$$

#### VI.2.3.5.b. 2 travées chargées

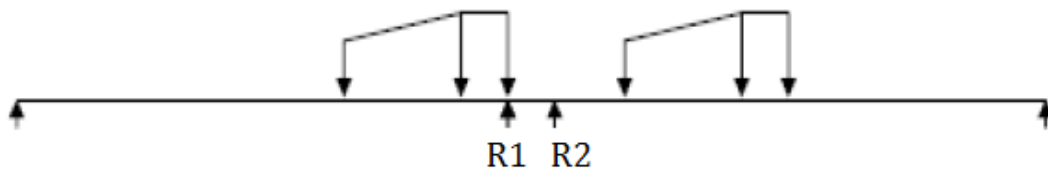


Figure 6.4. Chargement Bc 2 travées chargées

$$R1 = 853,2 \text{ kN}$$

$$R2 = 743,4 \text{ kN}$$

$$R_{\max} = (853,2 + 743,4) \times 0,95 \times 1,05 = 1592,6 \text{ kN}$$

### VI.2.3.6. Chargement Mc 120

#### VI.2.3.6.a. 1 travée chargée

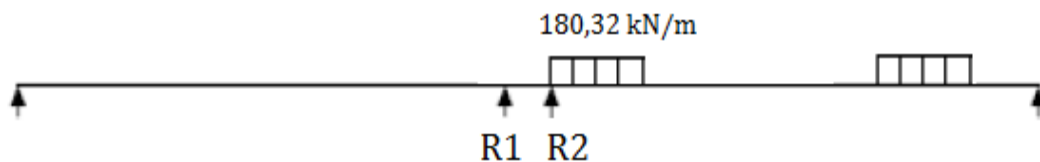


Figure 6.5. Chargement Mc120 1 travée chargée

$$R2 = 1350,8 \text{ kN}$$

$$R_{\max} = 1350,8 \times 1,037 = 1400,7 \text{ kN}$$

**VI.2.3.6.b. 2 travées chargées**

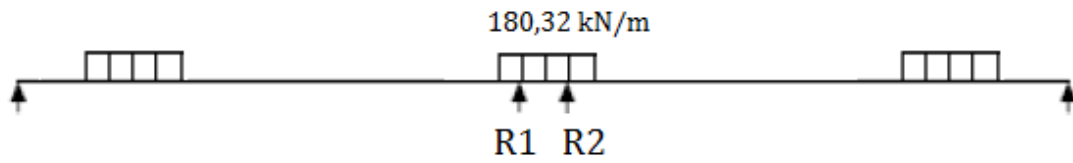


Figure 6.6. Chargement Mc120 2 travées chargées

$$R1 = 979 \text{ kN}$$

$$R2 = 979 \text{ kN}$$

$$R_{\max} = 1958 \times 1,037 = 2030,4 \text{ kN}$$

**VI.2.3.7. Chargement D 240**

**VI.2.3.7.a. 1 travée chargée**

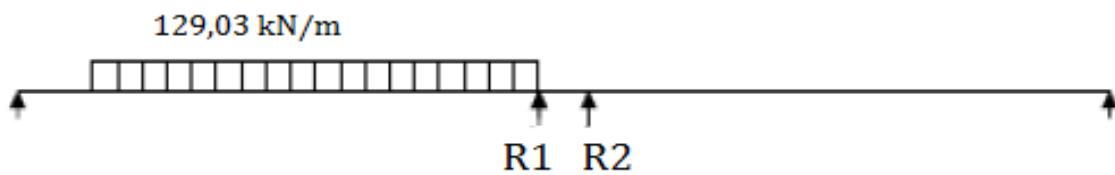


Figure 6.7. Chargement D240 1 travée chargée

$$R_{\max} = R1 = 1953,6 \text{ kN}$$

**VI.2.3.7.b. 2 travées chargées**

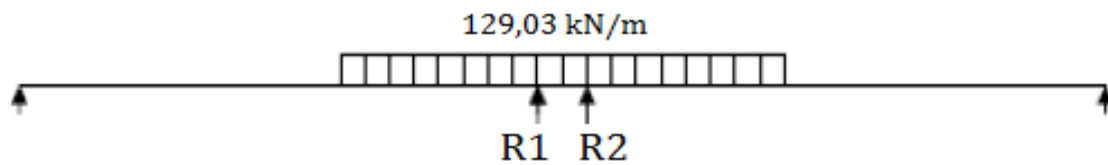


Figure 6.8. Chargement D240 2 travées chargées

$$R_{\max} = 2 \times R1 = 2 \times 1088,4 = 2176,8 \text{ kN}$$

**VI.2.3.8. Charges sur les trottoirs St**

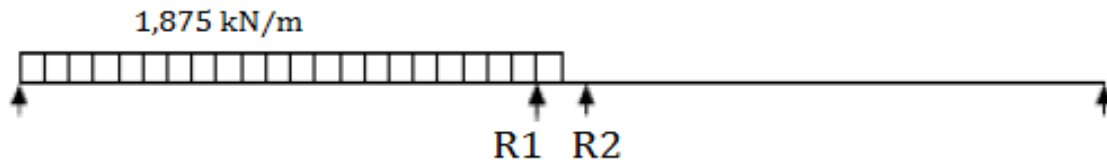


Figure 6.9. Charge des trottoirs sur 1 travée

$$R_{\max} = R1 = 46,87 \text{ kN}$$

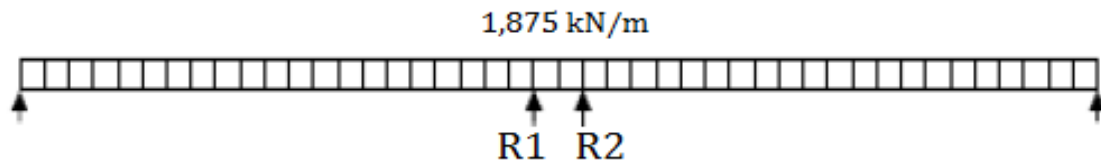


Figure 6.10. Charge des trottoirs sur 2 travées

$$R_{\max} = 2 \times R1 = 93,75 \text{ kN}$$

Tableau 6.1. Tableau Récapitulatif des réactions de la pile

	R(A) (kN)	R(Bc) (kN)	R(Mc 120) (kN)	R(D 240) (kN)	R(St) (kN)
1 travée chargée	1913,5	1542,3	1400,7	1953,6	46,87
2 travées chargées	2608	1592,6	2030,4	2176,8	93,58

Tableau 6.2. Combinaison de charges des efforts verticaux

<b>ELU</b>	1,35 G + 1,6 (A(l) + St)	<b>29665,85 kN</b>
	1,35 G + 1,6 (Bc + St)	28021,21 kN
	1,35 G + 1,35 Mc120	28219,36 kN
	1,35 G + 1,35 D240	28282,00 kN
<b>ELS</b>	G + 1,2 (A(l) + St)	<b>22014,70 kN</b>
	G + 1,2 (Bc + St)	20796,24 kN
	G + Mc120	20803,23 kN
	G + D240	20949,63 kN

Nous constatons après le calcul que l'effort maximal résulte de la combinaison des charges A(l) et St avec le poids propre dans le cas de l'ELU et l'ELS

## VI.2.4. Etude du chevêtre

L'étude du chevêtre s'effectue en deux étapes, Une première étude à la flexion et une seconde à la torsion.

### VI.2.4.1. Étude a la flexion

Les efforts internes dans le chevêtre sont calculés par ROBOT structural analysis, et leurs valeurs maximales sont illustrées par les figures suivantes :

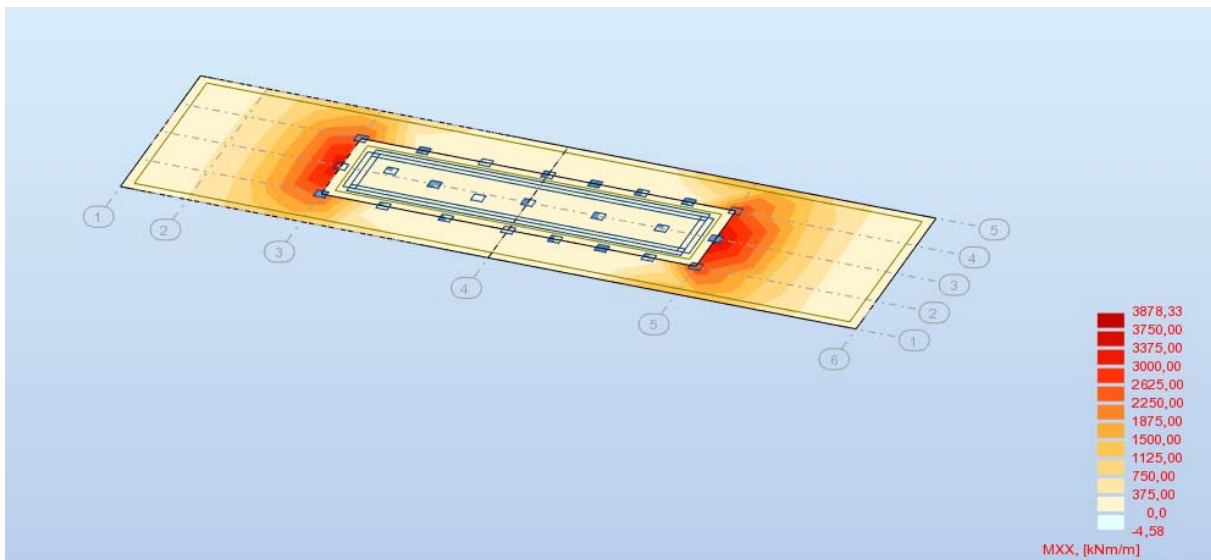


Figure 6.11. Distribution du moment à l'ELU

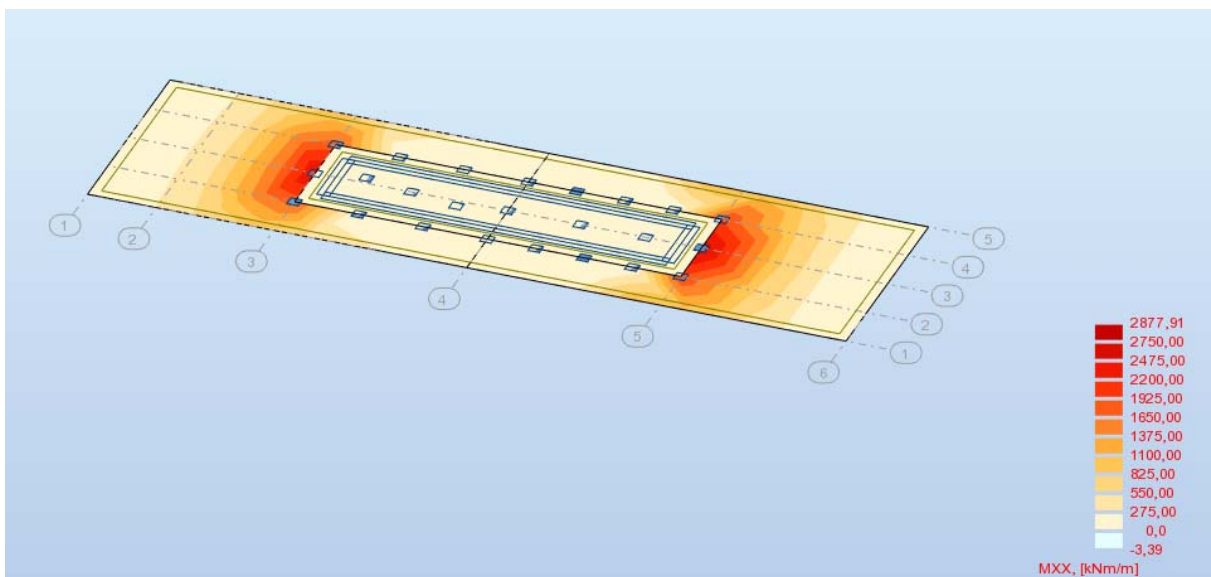


Figure 6.12. Distribution du moment à l'ELS

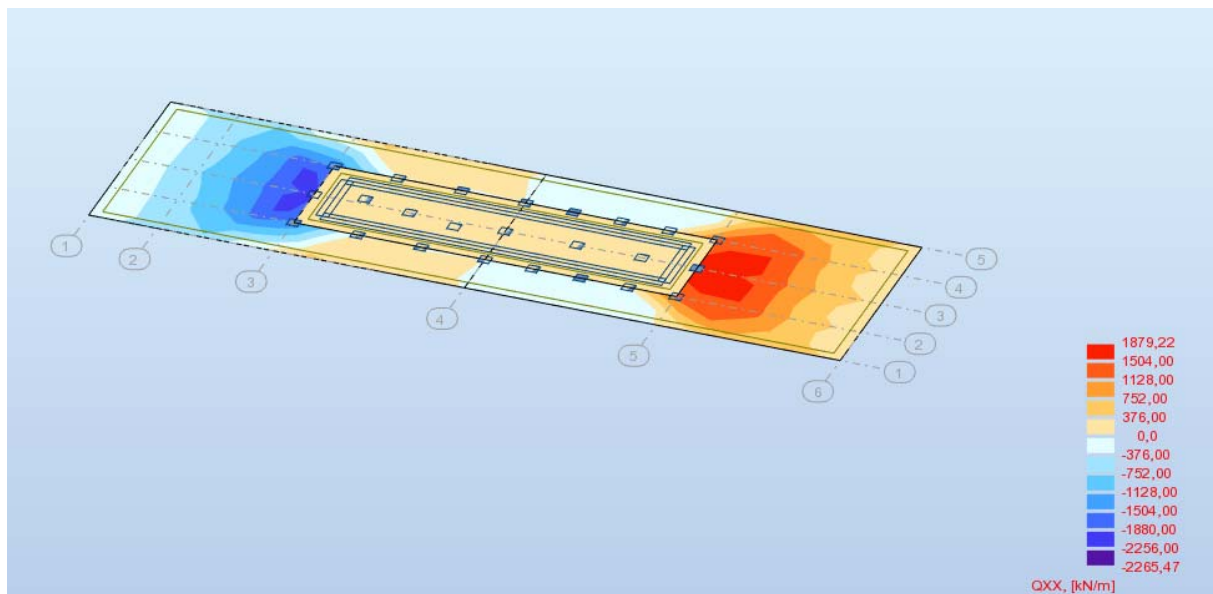


Figure 6.13. Distribution de l'effort tranchant à l'ELU

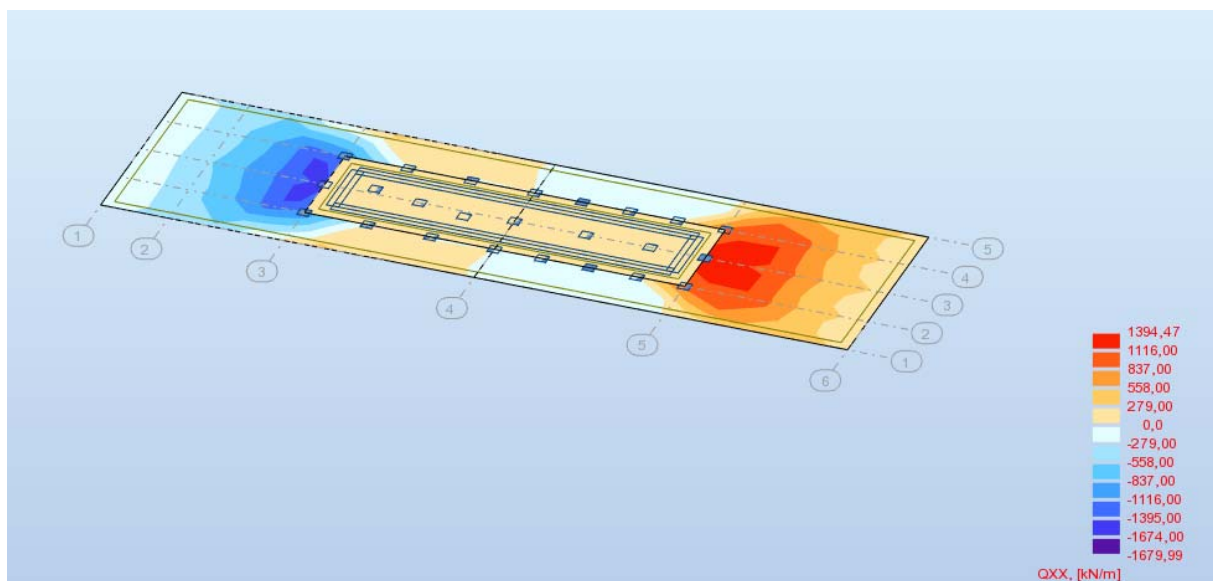


Figure 6.14. Distribution de l'effort tranchant à l'ELS

#### VI.2.4.1.a. Ferrailage longitudinal

Nous procédons dans ce cas à un ferrailage à l'ELS suivant les règles du BAEL

$$M_{ser} = 2,877 \text{ MN.m} \quad d = 0,9 \times h = 1,8\text{m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 1\text{m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 1,46\text{m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 52,56 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} \leq \bar{M}_1 \rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\bar{Z} = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = 1,13\text{m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 0,0118\text{m}^2 = 118,11\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{24 HA25}$$

Vérifions la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e} = 99,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

La vérification des contraintes à l'ELS se fait selon les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Nous calculons tous d'abord y en utilisant l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + n \cdot A'_s (y - c') - n \cdot A_s (d - y) = 0 \rightarrow y = 0,332$$

$A'_s = 0$  (section sans armatures comprimées)

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n \cdot A_s (d - y)^2 = 0,37\text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2,5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 171,22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$



Concernant la nappe inférieure dans la zone encastree ou le moment est nul nous prendrons un ferrailage constructif egal à 20% de  $A_s$  soit **12 HA16**

#### VI.2.4.1.b. Ferrailage Transversal

Le ferrailage transversal depend de la condition suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

avec  $\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le beton  
 $V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$$\tau = \frac{2,265}{4 \times 1,8} = 0,31\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3\text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir une section d'armature minimale tel que :

$$A_{\min} \geq \frac{0,3 \times b \times S_t}{f_e} = 6 \text{ cm}^2$$

avec  $S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 20\text{cm}$

Nous prenons donc pour les armatures transversales **6 HA12**

#### VI.2.4.2. Étude a la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est  $e = 0.75 \text{ m}$

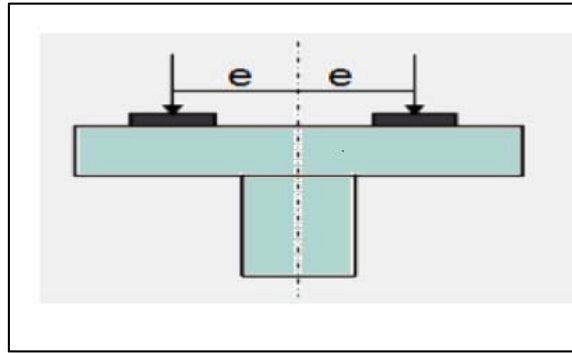


Figure 6.15. Excentricité des appareils d'appui

#### VI.2.4.2.a. Calcul du moment de torsion

Moment de torsion du au poids propre G

Pour les surcharges permanentes, on doit considérer le cas de l'ouvrage en construction c-a-d une seule travée repose sur le chevêtre.

La réaction maximale est  $R_{g_{max}} = 9386 \text{ kN}$

Le moment induit sera donc

$$M_{u1} = R_{g_{max}} \times e \times 1,35 = 9386 \times 0,75 \times 1,35 = 9503,32 \text{ kN.m}$$

Moment de torsion du a la surcharge D240

La réaction maximale est donnée par :  $R_{D240_{max}} = 1953,6 \text{ kN}$

$$M_{u2} = R_{D240_{max}} \times e \times 1,35 = 1953,6 \times 0,75 \times 1,35 = 1978,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{max} = M_{u1} = 9503,32 \text{ kN.m} \rightarrow M_{torsion} = \frac{9503,32}{13,75} = 691,15 \text{ kN.m/m}$$

#### VI.2.4.2.b. Vérification des contraintes

La condition à vérifier dans cette étape est la suivante :

$$\tau_u(V)^2 + \tau_u(M)^2 \leq \tau_{u adm}^2$$

$\tau_u(V)$  : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_u(M)$  : contrainte de cisaillement due à la torsion.

$\tau_{u adm}$  : contrainte de cisaillement limite  $\tau_{u adm} = \min(0,1 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

Pour calculer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplacera la section réelle par une section creuse dont l'épaisseur fictive de la paroi adoptée par les règles BAEL est égale au sixième de l'épaisseur du chevêtre (0,33m).

La largeur de la section à prendre est la suivante :

$$\begin{aligned} l_t &= b \text{ si } b \leq l_v + h. && \rightarrow l_v + h = 2\text{m} \rightarrow l_t = 2\text{m} \\ l_t &= x + h \text{ si } b > l_v + h. \end{aligned}$$

La contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_u(M) = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e}$$

$\Omega$  : L'aire de la section fictive ( $\Omega = 4,47\text{m}^2$ )

$$\tau_u(M) = \frac{0,691}{2 \times 4,47 \times 0,33} = 0,23 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :

$$\tau_u(V) = \frac{Vu}{b \times d} = 1,30 \text{ MPa}$$

Nous obtenons en fin :

$$0,23^2 + 1,30^2 = 1,75 \text{ MPa} \leq \tau_{u adm}^2 = 9 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

#### VI.2.4.2.c. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal est donné par la formule suivante :

$$A_1 \geq \frac{M_{torsion} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

U : le périmètre de la section fictive (U=9,36 m)

$$A_1 \geq \frac{0,691 \times 9,36 \times 1,15}{2 \times 4,47 \times 400} = 21,33 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{7 \text{ HA20}}$$

#### VI.2.4.2.d. Ferrailage transversal

Le ferrailage transversal est donné par la formule suivante :

$$A_{t1} \geq \frac{M_{\text{torsion}} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \quad \text{avec } St = 0,2\text{m}$$

$$A_{t1} \geq \frac{0,691 \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 4,47 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

La section des armatures transversales sur un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant d'une part et les cisaillements de torsion d'autre part sur les faces verticales, l'espacement sera de 10cm aux extrémités et 20cm au milieu du chevêtre. [16]

D'où :

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 6,44 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{2 \text{ cadres HA16}}$$

#### VI.2.5. Etude du fût

Le choix de l'ouvrage s'est porté sur les piles du type voile vu les hauteurs importantes que présente l'ouvrage, de plus ils posent moins de problèmes à la réalisation (facilité d'exécution du coffrage et simplicité de ses formes).

Nous nous intéressons dans les calculs suivants au fût le plus haut dont la hauteur est égale à 80m.

##### VI.2.5.1. Evaluation des charges et surcharges

###### VI.2.5.1.a. Charges verticales

###### Charges permanentes

Poids propre du tablier et du chevêtre = 18772,8 kN

Poids propre du fût =  $1120 \times 25 = 28000$  kN

###### Surcharges

D240 :  $R_{\text{maxD240}} = 2176,8$  kN

A(l) + St :  $R_{\text{maxA(l)}} = 2701,75$  kN

### VI.2.5.1.b. Charges horizontales

#### L'effet de freinage

L'effort de freinage dû au système A(l) revenant à la pile = 262,89 kN

L'effort de freinage dû au système Bc revenant à la pile = 150 kN

#### Effet due au vent

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité  $q = 2 \text{ kN/m}^2$ . [11]

L'effort sur le fût considéré sera égal à 1120 kN

### VI.2.5.1.c. Charges dus au séisme

L'action sismique appliquée à l'ouvrage ainsi qu'aux terres qui lui sont solidaires une accélération horizontale maximale caractérisée par le coefficient sismique  $k_h = A$  et une accélération verticale concomitante caractérisée par le coefficient sismique  $k_v = 0,3 \times k_h$ . [3]

Tableau 6.3. Tableau des sollicitations maximales sur le fût

	Efforts horizontal (kN)	Efforts verticaux (kN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (kN.m)
Poids propre du tablier + chevêtre	/	18772,8	/	/
Poids propre du fût	/	16320	/	/
Système de charge A(l)	/	2701,75	/	/
Effort de freinage A(l)	262,89	/	84,95	22332,5
Séisme verticale	/	4209,55	/	/
Séisme de tablier	5631,84	/	82	461810
Séisme du fût	4896	/	40	195840

Les combinaisons de charges à considérer pour le calcul sont :

$$\begin{aligned} \text{ELU} &\rightarrow 1,35G + 1,6 A(l) \\ \text{ELS} &\rightarrow G + 1,2 A(l) \\ \text{ELA} &\rightarrow G + E \end{aligned}$$

Tableau 6.4. Combinaisons de charges sur le fût

	N (kN)	M (kN.m)
<b>ELU</b>	51698,08	35732
<b>ELS</b>	38334,90	26799
<b>ELA</b>	39302,35	657650

### VI.2.5.2. Vérification du flambement

Il faut vérifier que :  $\lambda < \bar{\lambda}$

$\lambda$  : élancement de la pièce :  $\lambda = \frac{l_f}{I}$

$l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7 l = 0,7 \times 82 = 57,4\text{m}$ ).

$I$  : rayon de giration ( $I = 0,577$ ).

$$\lambda = \frac{57,4}{0,577} = 99,48$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(15, \frac{20 \times e}{h}\right) \text{ avec } e = \frac{M}{N} = 16,73 \text{ m} \rightarrow \bar{\lambda} = 154,4$$

$\lambda < \bar{\lambda}$  donc le fût est vérifié vis-à-vis du flambement.

### VI.2.5.3. Ferrailage du fût

Le ferrailage du fût est réalisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2017, et ce en modélisant la pile comme indiqué dans la figure 6.16 et en prenant compte les combinaisons de charge les plus défavorable (conditions sismiques).

Les résultats sont illustrés dans la figure 6.17.

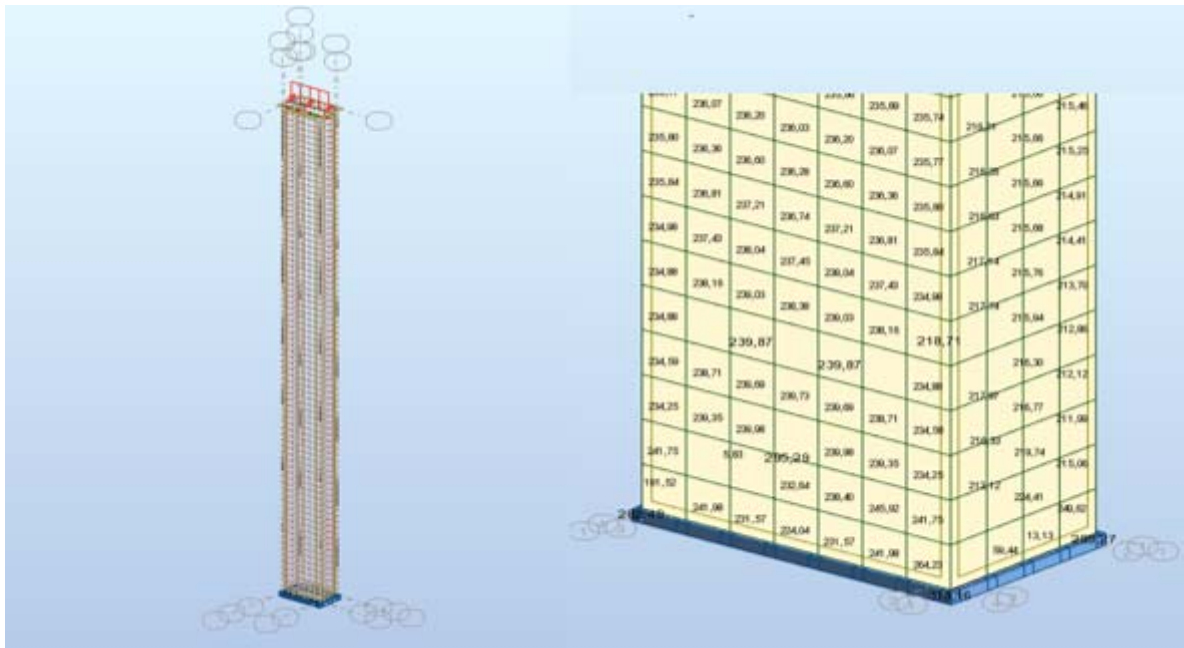


Figure 6.16. Modélisation du fut

En regroupant les résultats obtenus par ordinateur, la section d'acier à la base du fut est égale à  $3281,136 \text{ cm}^2$  soit **408 HA32**

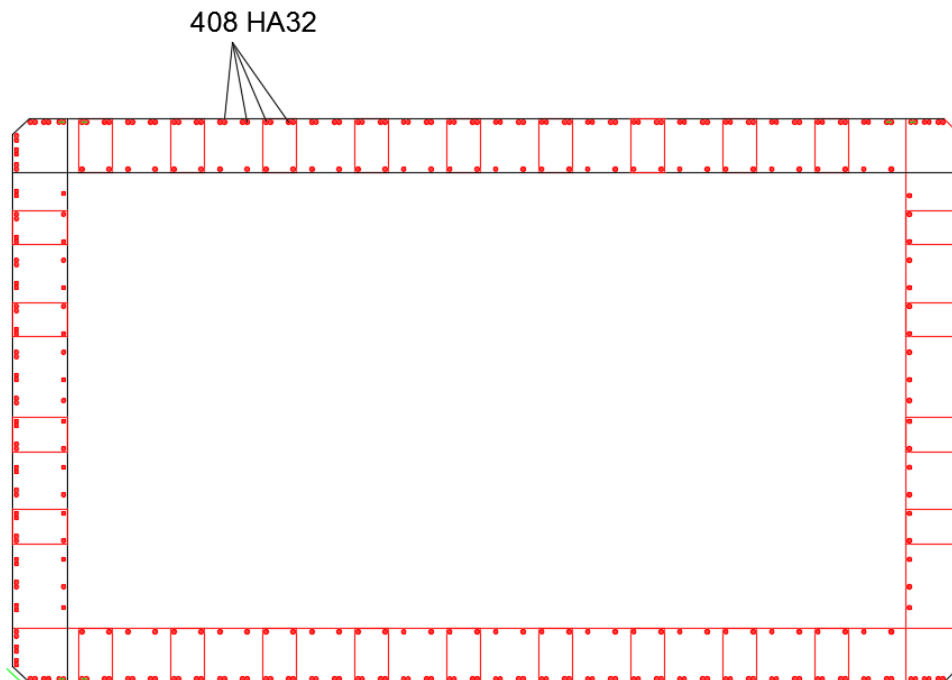


Figure 6.17. Ferrailage du fut en mètre linéaire

## VI.2.6. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

### VI.2.6.1. Evaluation des efforts à la base

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, nous devons tenir compte des efforts dus au poids propre de la semelle et des terres.

Tableau 6.5. Tableau des sollicitations maximales sur la semelle

	Efforts horizontal (kN)	Efforts verticaux (kN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (kN.m)
Poids propre du tablier + chevêtre	/	18772,8	/	/
Poids propre du fût	/	16320	/	/
Poids propre de la semelle	/	9375	/	/
Poids des terres	/	9752	/	/
Système de charge A(l)	/	2701,75	/	/
Effort de freinage A(l)	262,89	/	86,2	22661,11
Séisme verticale	/	4209,55	/	/
Séisme de tablier	5631,84	/	83,25	468850,68
Séisme du fût	4896	/	41,25	201960
Séisme de la semelle	2812,5	/	1,25	3515,62



Tableau 6.6. Combinaisons de charges sur la semelle

	N (kN)	M (kN.m)
<b>ELU</b>	77519,53	36257,7
<b>ELS</b>	57461,90	27193,33
<b>ELA</b>	58429,35	674326,3

### VI.2.6.2. Ferrailage de la semelle

Le ferrailage de la semelle est aussi réalisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2017, la modélisation est illustrée par la figure 6,18 et les résultats par la figure 6.19 et en prenant compte les combinaisons de charge les plus défavorables (conditions sismiques). Les résultats montrent un ferrailage maximal de 79,52cm<sup>2</sup>/ml soit 10 HA32 pour la section transversale (la section longitudinale est égale au tiers de section transversale).

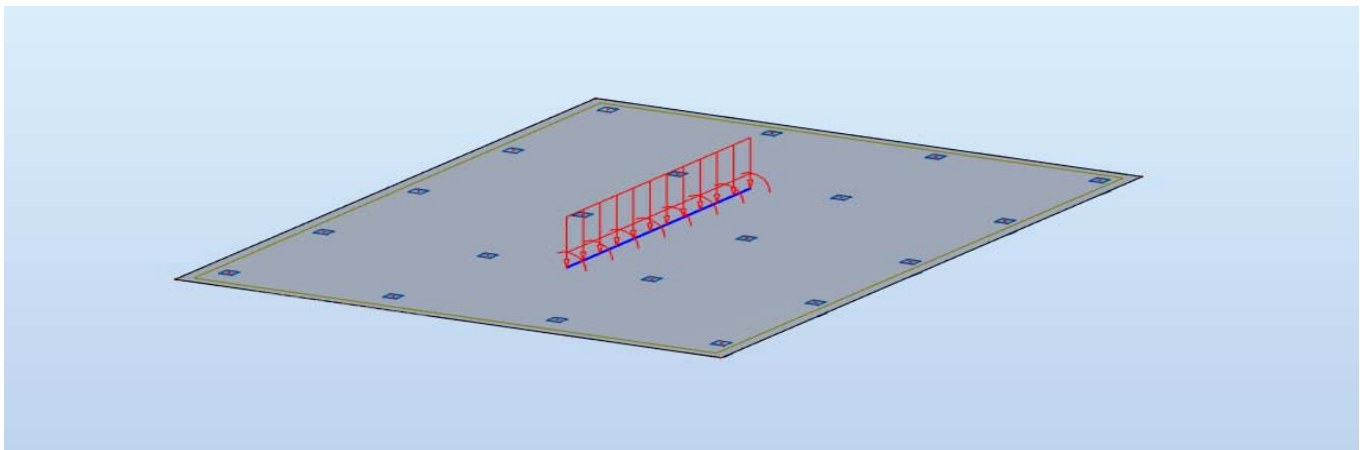


Figure 6.18. Modélisation de la semelle sur pieux

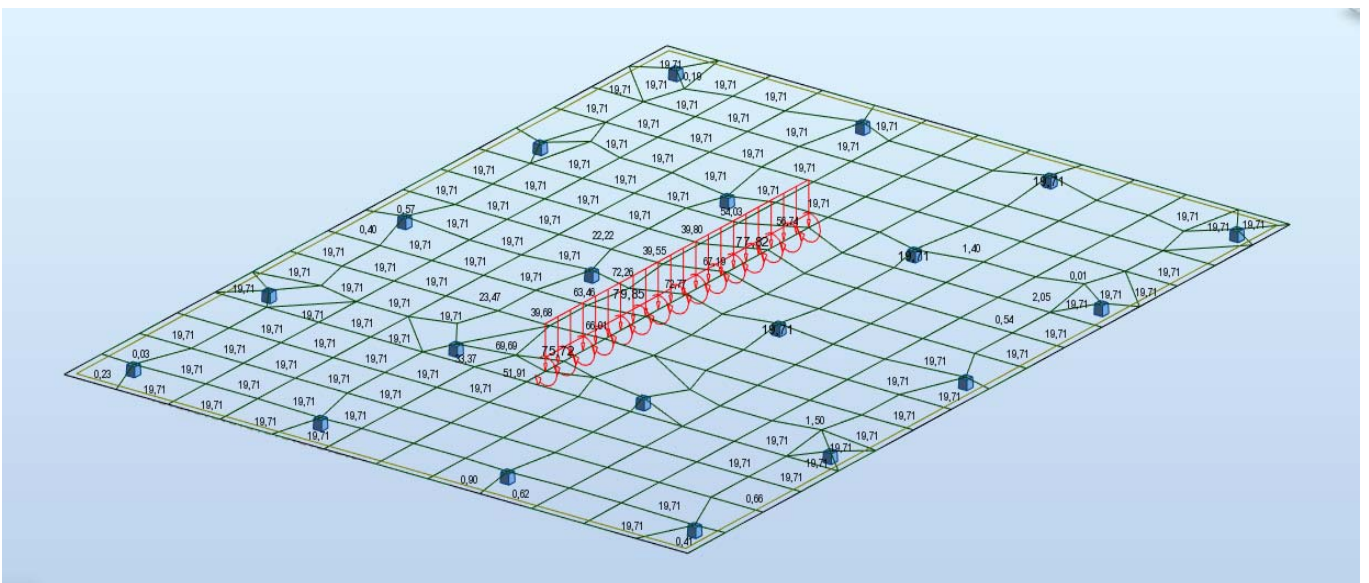


Figure 6.19. Ferrailage de la semelle en mètre linéaire

## VI.3. Etude de la culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle représente l'appui extrême du tablier du pont, son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

### VI.3.1. Choix du type de la culée

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblayée).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage. [17]

Notre choix s'est porté sur la culée remblayée qui s'adapte mieux à l'ouvrage et à l'environnement du site.

On appelle couramment une culée remblayée, une culée comportant un ensemble des murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelés murs de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage ; les autres sont les murs en retour. Plus généralement nous appellerons culée remblayée, toute culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encasturé sur une semelle surmontée par un mur de garde-grève et prolongée par des murs en retours ou en ailes (murs latéraux), pour laquelle ont été dissociées les fonctions porteuses et de soutènement.

### VI.3.2. Pré dimensionnement de la culée

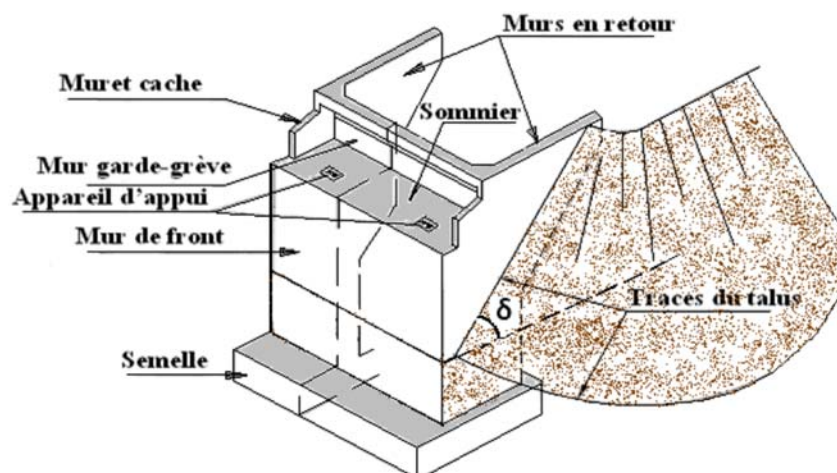


Figure 6.20. Morphologie d'une culée remblayée

Le pré dimensionnement est réalisé suivant les indications de J.A CALGARO à travers son ouvrage [17], les résultats sont illustrés par la figure suivante :

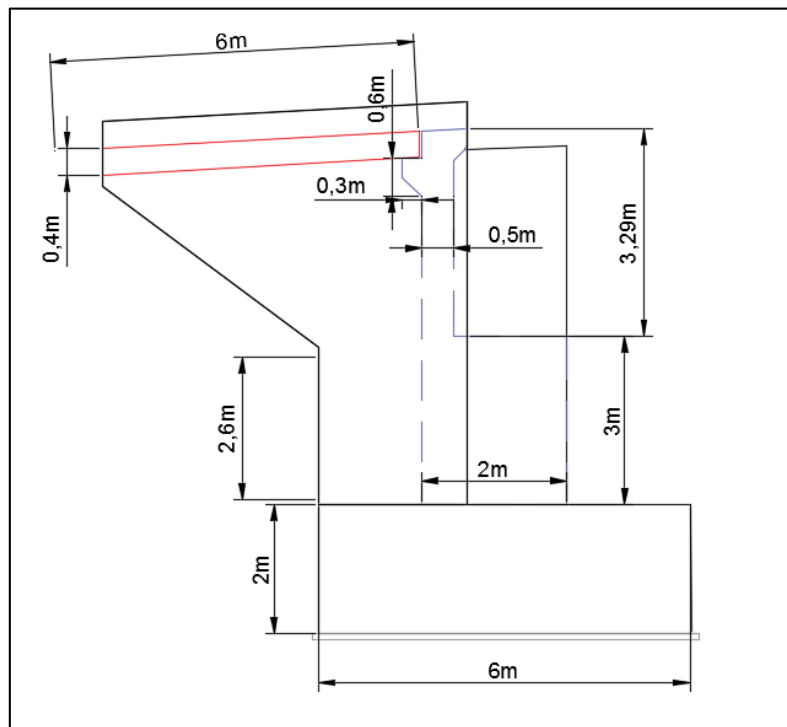


Figure 6.21. Détail du pré dimensionnement de la culée

### VI.3.2. Évaluation des efforts sollicitant la culée

Pour le dimensionnement sismique de ces culées, les actions suivantes supposées agir en phase, doivent être prises en compte.

- a) Poussées des terres incluant les effets sismiques (mur de soutènement).
- b) forces d'inertie agissant sur la masse de la culée et sur la masse du remblai supportée éventuellement par la culée. Ces effets peuvent être déterminés, en général, en utilisant la valeur du coefficient d'accélération de zone (A).
- c) actions transmises par les appareils d'appui.

#### VI.3.2.1. Calcul des coefficients de poussée

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée, à défaut, la méthode de Mononobé - Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée.

- On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.
- Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $k_h$  et  $k_v$ . [3]

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

avec :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right)^2}$$

$\theta$  : angle entre la direction du séisme et la verticale:  $\theta = \arctg \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$ .

H est la hauteur du mur.

$\gamma$  est le poids volumique des terres,

$\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontal.

$\delta = 0$  : angle de frottement remblai-culée.

Les calculs sont établis pour quatre cas favorables de séismes correspondant à :

1ère cas : cas normal sans séisme «  $k_h = k_v = 0$  »

2ème cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le bas » «  $k_h = 0,3$  ;  $k_v = 0,09$  »

3ème cas : cas de séisme « horizontal » «  $k_h = 0,3$  ;  $k_v = 0$  »

4ème cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le haut » «  $k_h = 0,3$  ;  $k_v = -0,09$  »

Tableau 6.7. Les coefficients de poussée K

Action du séisme	$k_h$	$k_v = 0,3k_h$	$\theta^\circ$	$K_{ah}$
Cas normal	0	0	0	0,33
Séisme (vertical+horizontal)	0,3	0,09	15,38	0,54
Séisme (horizontal)	0,3	0	16,69	0,57
Séisme (-vertical+horizontal)	0,3	-0,09	18,24	0,60

### VI.3.2.2. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissant sur la culée pour les quatre cas avec :

P : le poids de l'élément.

$M_s$  : Le moment de stabilité.

$M_R$  : Le moment renversant.

Le poids volumique du béton est pris à  $25 \text{ kN/m}^3$ , et celui des terres à  $18 \text{ kN/m}^3$ . Par mesure de sécurité nous prendrons en considération une surcharge sur remblais de  $10 \text{ kN/m}^2$ .

Tableau 6.8. Ensembles des moments et efforts agissant sur la culée

Élément	cas	Poids P (kN)	Forces horizontales P×kh (kN)	Forces verticales P×(1±kv) (kN)	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	M <sub>R</sub> (kN.m)	M <sub>S</sub> (kN.m)
Tablier	CN	8000,64	0	8000,64	2,5	7,6	0	20001,6
	H + V <sup>+</sup>		2400,2	8720,7			18241,52	21801,75
	H		2400,2	8000,64			18241,52	20001,6
	H + V <sup>-</sup>		2400,2	7280,6			18241,52	18201,5
Mur garde grève	CN	339,28	0	339,28	3,8	6,7	0	1289,264
	H + V <sup>+</sup>		101,78	369,81			681,926	1405,278
	H		101,78	339,28			681,926	1289,264
	H + V <sup>-</sup>		101,78	308,74			681,926	1173,212
Corbeau arrière	CN	44,68	0	44,68	4,3	7,2	0	192,124
	H + V <sup>+</sup>		13,34	48,70			96,048	209,41
	H		13,34	44,68			96,048	192,124
	H + V <sup>-</sup>		13,34	40,65			96,048	174,795
Corbeau avant	CN	24,06	0	24,06	3,6	7,8	0	86,616
	H + V <sup>+</sup>		7,22	22,23			56,316	80,028
	H		7,22	24,06			56,316	86,616
	H + V <sup>-</sup>		7,22	21,89			56,316	78,804
Mur frontal	CN	2062,5	0	2062,5	3,0	3,3	0	6187,5
	H + V <sup>+</sup>		618,75	2247,79			2041,875	6743,37
	H		618,75	2062,5			2041,875	6187,5
	H + V <sup>-</sup>		618,75	1876,87			2041,875	5630,61
Mur en retour	CN	2×765,5	0	2×765,5	4,6	5,4	0	7042,6
	H + V <sup>+</sup>		2×229,65	2×834,4			2480,22	7676,48
	H		2×229,65	2×765,5			2480,22	7042,6
	H + V <sup>-</sup>		2×229,65	2×696,6			2480,22	6408,72
Semelle	CN	4500	0	4500	3	1	0	13500
	H + V <sup>+</sup>		1350	4905			1350	14715
	H		1350	4500			1350	13500
	H + V <sup>-</sup>		1350	4095			1350	12285
Dalle de transition	CN	618,75	0	618,75	6,1	7,8	0	3774,375
	H + V <sup>+</sup>		185,63	674,43			1447,914	4114,023
	H		185,63	618,75			1447,914	3774,375
	H + V <sup>-</sup>		185,63	563,06			1447,914	3434,666
Poids des terres sur la dalle de transition	CN	742,5	0	742,5	6,1	8,3	0	4529,25
	H + V <sup>+</sup>		222,75	809,32			1848,825	4936,852
	H		222,75	742,5			1848,825	4529,25
	H + V <sup>-</sup>		222,75	675,68			1848,825	4121,648
Poids des terres sur la semelle	CN	6480	0	6480	4,4	4,1	0	28512
	H + V <sup>+</sup>		1944	7063,2			7970,4	31078,08
	H		1944	6480			7970,4	28512
	H + V <sup>-</sup>		1944	5896,8			7970,4	25945,92
Poids des surcharges sur la dalle de transition	CN	412,5	0	412,5	6,1	7,8	0	2516,25
	H + V <sup>+</sup>		123,75	449,62			965,25	2742,682
	H		123,75	412,5			965,25	2516,25
	H + V <sup>-</sup>		123,75	375,37			965,25	2289,757
Effort de freinage	CN	262,89	262,89	/	/	7,9	2076,83	/

### VI.3.2.3. Calcul des poussées statiques

#### VI.3.2.3.a. poussées statiques dues aux terres

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L tel que :

$$P = 0,5 K_{ad} \cdot \gamma H^2 L$$

Avec  $\gamma=18\text{kN/m}^3$ .

Tableau 6.9. Poussées statiques dues aux terres

Élément	$K_{ad}$	H (m)	L (m)	Pt (kN)	Bdl (m)	$M_R$ (kN.m)
Mur frontal et mur garde grève	0,33	6,29	13,75	1615,7	5,14	8304,698
	0,54			2643,9		13589,646
	0,57			2790,8		14344,712
	0,60			2937,6		15099,264
semelle	0,33	2	15	178,2	1	178,2
	0,54			291,6		291,6
	0,57			307,8		307,8
	0,60			324,0		324,0

#### VI.3.2.3.b. poussées statiques dues aux surcharges

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L est :

$$P = K_{ad} \cdot \gamma H L$$

Tableau 6.10. Poussées statiques dues aux surcharges

Élément	$K_{ad}$	H (m)	L (m)	Pt (kN)	Bdl (m)	$M_R$ (kN.m)
Mur frontal et mur garde grève	0,33	6,29	13,75	513,7	5,14	2640,418
	0,54			840,7		4321,198
	0,57			887,4		4561,236
	0,60			934,1		4801,274
semelle	0,33	2	15	178,2	1	178,2
	0,54			291,6		291,6
	0,57			307,8		307,8
	0,60			324,0		324,0

Tableau 6.11. Total des efforts sollicitant la culée

Cas	Forces horizontales (kN)	Forces verticales (kN)	M <sub>R</sub> (kN.m)	M <sub>S</sub> (kN.m)
CN	2748,69	24755,91	13378,34	87631,58
H + V <sup>+</sup>	11494,52	26979,6	55674,33	95511,96
H	11720,52	24755,91	56701,84	87631,58
H + V <sup>-</sup>	11946,42	22527,86	57728,83	79744,62

### VI.3.3. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

Le tableau ci-dessus donne la somme des efforts agissant sur la culée tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

Stabilité au renversement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition normale: } \frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \\ \text{Condition sismique: } \frac{M_s}{M_r} \geq 1.00 \end{array} \right.$$

Stabilité au glissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition normale: } \frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.5 \\ \text{Condition sismique: } \frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1.00 \end{array} \right.$$

Tableau 6.12. Tableau de vérification de la stabilité de la culée

Cas	Forces horizontales (kN)	Forces verticales (kN)	M <sub>R</sub> (kN.m)	M <sub>S</sub> (kN.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$	Vérification
CN	2748,69	24755,91	13378,34	87631,58	6,5	5,2	Vérifiée
H + V <sup>+</sup>	11494,52	26979,6	55674,33	95511,96	1,7	1,4	Vérifiée
H	11720,52	24755,91	56701,84	87631,58	1,5	1,2	Vérifiée
H + V <sup>-</sup>	11946,42	22527,86	57728,83	79744,62	1,4	1,1	Vérifiée

### VI.3.4. Ferrailage de la culée

#### VI.3.4.1 Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai,

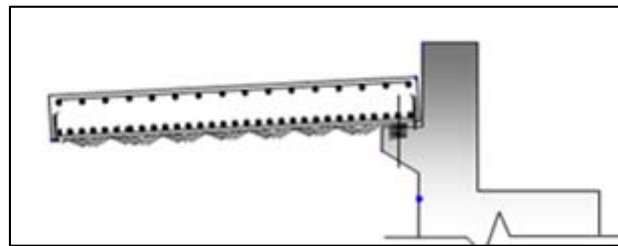


Figure 6.22. Schéma de la dalle de transition

Elle est soumise aux forces suivantes :

- Poids de la dalle de transition :  $g_1 = 25 \times 0,4 = 10 \text{ kN/m}^2$
- Poids du remblai :  $g_2 = 18 \times 0,4 = 7,2 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre du revêtement :  $g_3 = 22 \times 0,08 = 1,76 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge sur remblai :  $Q = 10 \text{ kN/m}^2$

Produisant les efforts internes suivants :

Tableau 6.13. Efforts internes dans la dalle de transition

	Charge (kN/m <sup>2</sup> )	Moment M ( kN.m/ml)	Effort tranchant T (kN/ml)
Charges permanentes G	18,96	85,32	56,88
Surcharge Q	10	45	30

Les combinaisons de charges :

ELU  $M_{ELU} = 1,35 M_G + 1,6 M_Q = 187,18 \text{ kN.m/ml}$   
 $T_{ELU} = 1,35 T_G + 1,6 T_Q = 124,79 \text{ kN /ml}$

ELS  $M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q = 139,32 \text{ kN.m/ml}$   
 $T_{ELS} = T_G + 1,2 T_Q = 92,88 \text{ kN /ml}$



**VI.3.4.1.a. Ferrailage longitudinal**

Nous procédons au ferrailage a l'ELS suivant les règles du BAEL :

$$M_{ser} = 0,139 \text{ MN.m} \quad d = 0,9 \times h = 0,36\text{m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,32\text{m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,25\text{m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 2,25 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} \leq \bar{M}_1 \rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\bar{Z} = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = 0,22\text{m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 29,21\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{6 \text{ HA25}} \text{ avec } \mathbf{St = 15\text{cm}}$$

Vérifions la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e} = 4,97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Pour des raisons constructives on prend une section d'armature de la nappe supérieure égal a  $A_s / 3 = 9,73 \text{ cm}^2$  soit **6HA16** par ml.

**VI.3.4.1.b. Ferrailage transversal**

Le ferrailage transversal dépend de la condition suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

avec  $\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton  
 $V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$$\tau = \frac{0,124}{1 \times 0,36} = 0,34\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3\text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir une section d'armature minimale en tel que :

$$A_{\min} \geq \frac{0,34 \times b \times S_t}{f_e} = 2,6 \text{ cm}^2$$

avec  $S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 30\text{cm}$

Nous prenons donc pour les armatures transversales **2 cadres HA12**

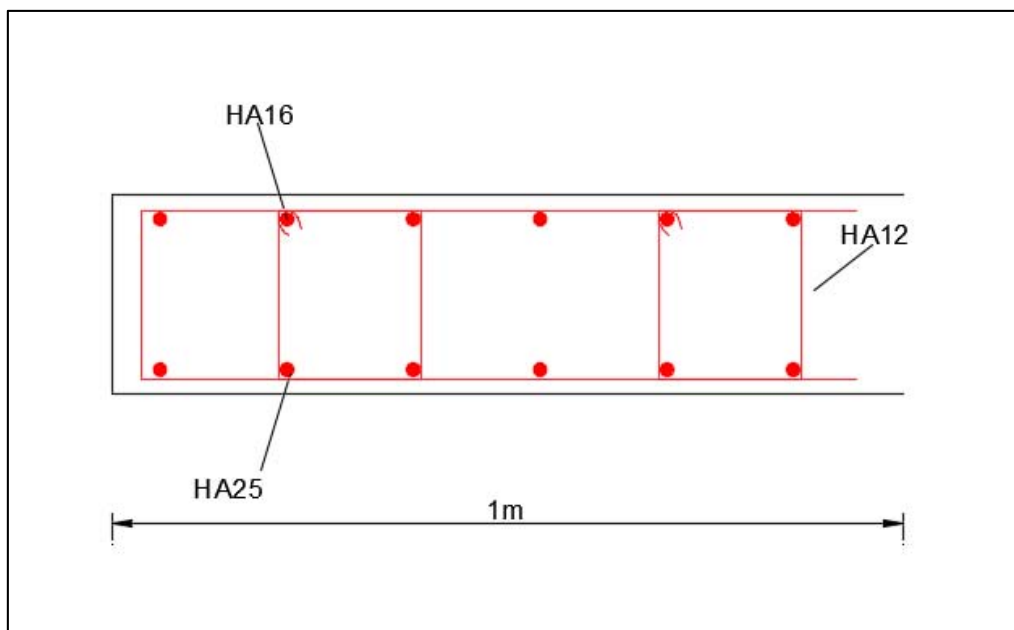


Figure 6.23. Ferrailage de la dalle de transition

### VI.3.4.2 Ferrailage du Mur Garde Grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres.

- Poussée de terres.
- Poussée de la surcharge de remblai.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastré dans le mur frontal, et étudié par mètre linéaire.  
[16]

Le moment à l'encastrement des poussées des terres horizontales est donné par :

$$M_p = P \times H/3$$

$$P = 0,5 \times K_{ah} \times \gamma H^2 L = 32,14 \text{ kN}$$

$$M_p(\text{ELU}) = 43,40 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_p(\text{ELS}) = 32,14 \text{ kN.m/ml.}$$

La poussée due à une charge locale située en arrière du mur, est calculée sur la base du fait que la sollicitation totale due aux poids lourds Bc soit plus défavorable pour une hauteur entre 0,5m et 3m, que celles de charges sans freinage tel que Bt ou autre convois militaires, ou de type E ou D [16].

La valeur du moment fléchissant  $M_p$  de profondeur  $h$ , est donnée par la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \mu$$

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique

$\mu$  : coefficient de pondération.  $\mu = 1.2$  à l'E.L.S et  $\mu = 1.6$  à l'E.L.U

$b_c = 0,95$  pour deux voies chargées.

La valeur de  $\frac{M_p}{k}$  est tirée du tableau (page 29 SETRA PP73 [16])

Nous aurons donc :

$$M_p(\text{ELU}) = 53,35 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_p(\text{ELS}) = 40,02 \text{ kN.m/ml.}$$

Concernant l'effort de freinage, on ne considère que l'effet d'une seule roue et l'on admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45 à partir des bords du rectangle d'impact, d'où  $L_f = 0.25 + 2h$

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec  $\mu$  : coefficient de pondération  $\mu = 1.6$  à l'E.L.U et  $\mu = 1.2$  à l'E.L.S

$$M_{fu} = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} = \frac{2 \times 1,6 \times 60 \times 3,3}{0.25 + 2(3,3)} = 92,94 \text{ kN.m/ml.}$$

$$M_{f \text{ ser}} = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} = \frac{2 \times 1,2 \times 60 \times 3,3}{0.25 + 2 \times 3,3} = 69,37 \text{ kN.m/ml.}$$

Les combinaisons de charges :

ELU  $M_{ELU} = 1,35 M_G + 1,6 M_Q = 292,65 \text{ kN.m/ml}$

ELS  $M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q = 163,41 \text{ kN.m/ml}$

### VI.3.4.2.a. Ferrailage vertical

Nous procédons dans ce cas au ferrailage à l'ELS suivant les règles du BAEL :

$M_{ser} = 0,163 \text{ MN.m}$   $d = 0,9 \times h = 0,45 \text{ m}$

$\bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

$$x = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,25 \text{ m}$$

$Z = d - \frac{x}{3} = 0,36 \text{ m}$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 3,24 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} \leq \bar{M}_1 \rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\bar{Z} = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = 0,28 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 22,53 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8 \text{ HA}20} \text{ avec } \mathbf{St = 12 \text{ cm}}$$

Vérifions la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e} = 6,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Pour des raisons constructives on prend une section d'armature de la nappe secondaire égale à :  $A_s / 3 = 7,51 \text{ cm}^2$  soit **8HA12** par ml.

### VI.3.4.2.b. Ferrailage horizontal

D'après le document pp73 on disposera HA12 tous les 15 cm pour les deux faces.

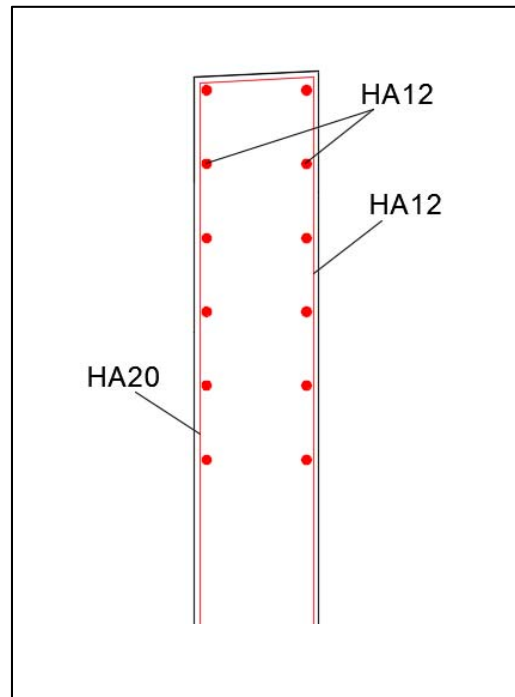


Figure 6.24. Ferrailage du mur garde grève

### VI.3.4.3 Ferrailage du corbeau

Le corbeau subit les efforts suivants :

- Réaction due à la dalle de transition :

$$R1 = qL / 2 = 0,4 \times 6 \times 25 / 2 = 30 \text{ kN/ml}$$

- Réaction des poids des terres :

$$R2 = qL/2 = 0,6 \times 6 \times 18/2 = 32,4 \text{ kN/ml}$$

- Réaction due au revêtement :

$$R3 = qL / 2 = 0,08 \times 6 \times 22 / 2 = 5,28 \text{ kN/ml}$$

- Réaction due au poids propre du corbeau :

$$R4 = qL/2 = 1 \times 0,13 \times 25 / 2 = 1,63 \text{ kN/ml}$$

- Réaction due aux surcharges sur remblai :

$$R5 = qL / 2 = 6 \times 10 / 2 = 30 \text{ kN/ml}$$

Les combinaisons de charge donnent :

$$R_{ELU} = 1,35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5 = 141,57 \text{ kN/ml}$$

$$R_{ELS} = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5 = 105,31 \text{ kN/ml}$$

Les moments résultants :

$$M_{ELU} = 56,63 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ELS} = 42,12 \text{ kN/ml}$$

### VI.3.4.3.a. Ferrailage vertical

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire

$$M_{ser} = 0,042 \text{ MN.m} \quad d = 0,9 \times h = 0,54 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,30 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,44 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 3,96 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} \leq \bar{M}_1 \rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\bar{Z} = \min\left(Z ; d - \frac{h}{3}\right) = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 5,7 \text{ cm}^2$$

Vérifions la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e} = 7,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

Nous prenons la section minimale soit **8HA12** et **St = 10cm**

Le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de HA25 tous les 1 m

### VI.3.4.1.b. Ferrailage horizontal

Le ferrailage du corbeau horizontal est réalisé par des HA12 tous les 10cm

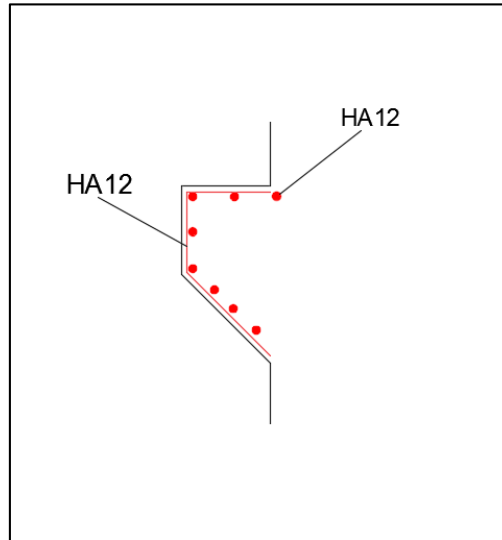


Figure 6.25. Ferrailage du corbeau

### VI.3.4.4 Ferrailage des Murs en Retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de  $4t$  et une charge horizontale de  $2t$ . [16]

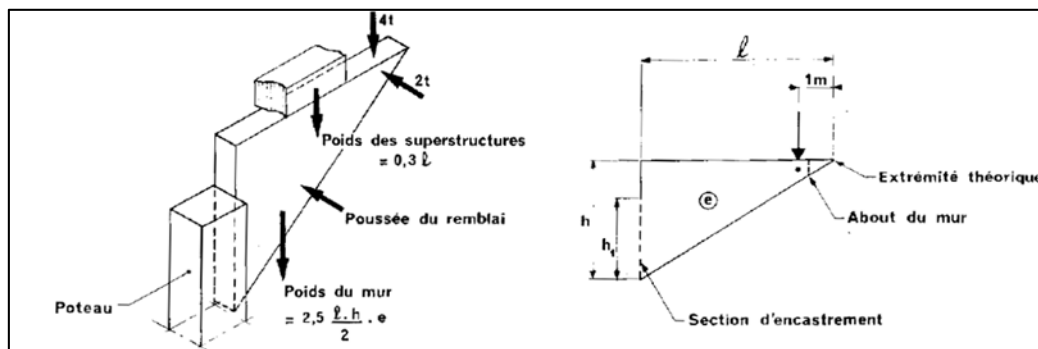


Figure 6.26. Charges appliquées sur un mur en retour

Les efforts horizontaux sollicitant les murs en retour sont les suivants :

- Poussée des terres :  $P_t = \frac{1}{2} [0,33 \times 18 \times (6,2)^2 \times 1] = 114,16 \text{ kN}$
- Poussée des surcharges sur remblai :  $P_{sr} = 10 \times 6,2 \times 0,33 \times 1 = 20,46 \text{ kN}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) :  $P_{sc} = 20 \text{ kN}$

Les moments résultants :

- Poussée des terres :  $M_t = 114,16 \times 1/3 (6,2) = 235,93 \text{ kN.m}$
- Poussée des surcharges sur remblai :  $M_{sr} = 20,46 \times 3,1 = 63,42 \text{ kN.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 20 \times 6,2 = 124 \text{ kN.m}$

Les combinaisons de charge :

$$\begin{aligned} \text{ELU : } & M_{\text{ELU}} = 1,35 M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = 618,38 \text{ kN.m} \\ \text{ELS : } & M_{\text{ELS}} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = 460,83 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Les efforts verticaux sollicitant les murs en retour sont les suivants :

- Poids propre du mur :  $P_g = 6,2/2 \times 6 \times 0,3 \times 25 = 139,5 \text{ kN}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{sc} = 40 \text{ kN}$
- Poids propre de la superstructure :  $P_{su} = 3 \times 6 = 18 \text{ kN}$

Les moments résultants :

- Poids propre du mur :  $M_g = 139,5 \times 6/3 = 279 \text{ kN.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 40 \times 5 = 200 \text{ kN.m}$
- Poids propre de la superstructure :  $M_{su} = 18 \times 6/2 = 54 \text{ kN.m}$

Les combinaisons de charge :

$$\begin{aligned} \text{ELU : } & M_{\text{ELU}} = 1,35 (M_g + M_{su}) + 1,6 M_{sc} = 793,85 \text{ kN.m} \\ \text{ELS : } & M_{\text{ELS}} = (M_g + M_{su}) + 1,2 M_{sc} = 591 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### VI.3.4.4.a. Flexion par rapport à l'axe vertical

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$M_{ser} = 0,460 \text{ MN.m} \quad d = 0,9 \times h = 0,27 \text{ m} \quad b = 4 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,15 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,22 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 1,98 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} \leq \bar{M}_1 \rightarrow \text{section sans armatures comprimées.}$$



$$\bar{Z} = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = 0,17\text{m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 125,5\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{26 HA25} \text{ avec } \mathbf{St = 15cm}$$

Vérifions la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e} = 18,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Le ferrailage transversal dépend de la condition suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

avec  $\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton  
 $V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$$\tau = \frac{0,213}{0,27 \times 4} = 0,19\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3\text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir une section d'armature minimale tel que :

$$A_{min} \geq \frac{0,19 \times b \times S_t}{f_e} = 4,75 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{4 HA12}$$

avec  $St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 25\text{cm}$

Nous prévoyons de plus des armatures verticaux : **1 HA12** tous les **15cm**

#### VI.3.4.4.b. Flexion par rapport à l'axe horizontal

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire

$$M_{ser} = 0,591\text{MN.m/ml} \quad d = 0,9 \times h = 3,6\text{m} \quad b = 0,3\text{m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 2,01\text{m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 2,93\text{m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 26,37 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} \leq \bar{M}_1 \rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\bar{Z} = \min \left( Z ; d - \frac{h}{3} \right) = 2,26 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 12,13 \text{ cm}^2$$

Vérifions la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{F_e} = 14,53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

Nous prenons la section minimale soit **3 HA25** avec **St = 10cm**

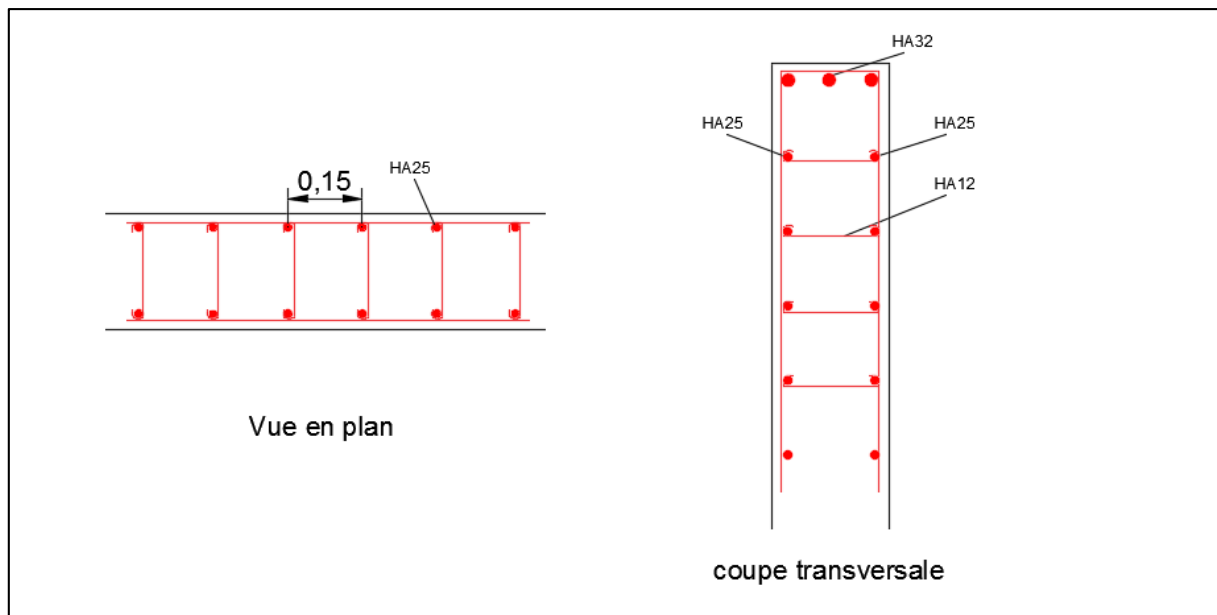


Figure 6.27. Ferrailage du mur en retour

**VI.3.4.5 Ferrailage du Mur Frontal**

Tableau 6.14. Ensembles des moments et efforts agissant sur le mur frontal

Élément	cas	Poids P (kN)	Forces horizontales P×kh (kN)	Forces verticales P×(1±kv) (kN)	Bras de levier vertical (m)	Bras de levier horizontal (m)	Moment (kN.m)
Tablier	CN	8000,64	0	8000,64	5,6	0	0
	H + V <sup>+</sup>		2400,2	8720,7			13441,12
	H		2400,2	8000,64			13441,12
	H + V <sup>-</sup>		2400,2	7280,6			13344,12
Mur garde grève	CN	339,28	0	339,28	4,7	-1,15	-390,17
	H + V <sup>+</sup>		101,78	369,81			53,08
	H		101,78	339,28			88,194
	H + V <sup>-</sup>		101,78	308,74			123,31
Corbeau arrière	CN	44,68	0	44,68	5,2	-1,54	-68,80
	H + V <sup>+</sup>		13,34	48,70			-5,63
	H		13,34	44,68			0,56
	H + V <sup>-</sup>		13,34	40,65			6,767
Mur frontal	CN	2062,5	0	2062,5	1,3	0	0
	H + V <sup>+</sup>		618,75	2247,79			804,37
	H		618,75	2062,5			804,37
	H + V <sup>-</sup>		618,75	1876,87			804,37
Dalle de transition	CN	618,75	0	618,75	5,8	-3,9	-2413,13
	H + V <sup>+</sup>		185,63	674,43			-1553,62
	H		185,63	618,75			-1336,47
	H + V <sup>-</sup>		185,63	563,06			-1119,28
Poids des terres sur la dalle de transition	CN	742,5	0	742,5	6,3	-3,9	-2895,75
	H + V <sup>+</sup>		222,75	809,32			-1753,02
	H		222,75	742,5			-1492,43
	H + V <sup>-</sup>		222,75	675,68			-1231,83
Poids des surcharges sur la dalle de transition	CN	412,5	0	412,5	5,8	-3,9	-1608,75
	H + V <sup>+</sup>		123,75	449,62			-1035,77
	H		123,75	412,5			-891
	H + V <sup>-</sup>		123,75	375,37			-746,193
Poussées statiques	CN	/	2129,4	/	3,14	/	6686,32
	H + V <sup>+</sup>		2484,6	/			7801,64
	H		3678,2	/			11549,55
	H + V <sup>-</sup>		3871,2	/			12155,57
Effort de freinage	CN	262,89	262,89	/	6,9	/	1551,05
Total	CN	/	2392,29	9371,17	/	/	-2861
	H + V <sup>+</sup>		6150,8	13320,37			17752,17
	H		7344,4	12220,85			22163,89
	H + V <sup>-</sup>		7537,4	11120,97			23336,83

Les combinaisons de charges donnent les efforts suivants :

Conditions normales : ELU :  $M_U = 263,22 \text{ kN.m/ml}$        $N_U = 920,07 \text{ kN/ml}$

ELS :  $M_{SER} = 208,05 \text{ kN.m/ml}$        $N_{SER} = 681,53 \text{ kN/ml}$

Conditions sismiques : ELA :  $M_A = \mathbf{1697,22 \text{ kN.m/ml}}$        $N_A = \mathbf{968,75 \text{ kN/ml}}$

Nous procédons dans ce cas à un ferrailage en flexion composée d'une section rectangulaire sur une bande de 1m a l'ELA (combinaison défavorable).

$b = 1\text{m}, h = 2\text{m}, ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ;$  enrobage 5 cm.

$N_a = 0,968 \text{ MN /ml}$

$M_a = 1,697 \text{ MN. m /ml.}$

$$M_{aA} = M_a + N_a(d - h/2)$$

$$M_{aA} = 1,697 + 0,968 \times (1,8 - 2/2) = 2,47 \text{ MN. m/ml}$$

$$X = (0,337 h - 0,81 c') b h f_{bu}$$

$$X = (0,337 \times 2 - 0,81 \times 0,05) \times 1 \times 2 \times 17 = 21,54$$

$$Y = N_a(d - c') - M_{aA}$$

$$Y = 0,968(1,8 - 0,05) - 2,47 = -0,77$$

$$Z = (0,5 h - c') b h f_{bu}$$

$$Z = (0,5 \times 2 - 0,05) \times 1 \times 2 \times 17 = 32,30$$

$X > Y$  et  $Z > Y \rightarrow$  section partiellement comprimée

$$\mu = \frac{M_{aA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,47}{1 \times 1,8^2 \times 17} = 0,045$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 0,057$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,8(1 - 0,4 \times 0,057) = 1,75$$

$$A_s = \left( \frac{M_a}{z} + N_a \right) \frac{1}{\sigma_s} = \left( \frac{1,69}{1,75} + 0,968 \right) \frac{1}{348} = 55,56 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{7 \text{ HA32}}$$

Pour les armatures horizontales nous prenons une section égale au tiers des armatures verticales soit **7 HA20**

Le ferrailage transversal dépend de la condition suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

avec  $\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton  
 $V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$$\tau = \frac{0,968}{1 \times 2} = 0,5\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3\text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir une section d'armature minimale tel que :

$$A_{\min} \geq \frac{0,5 \times b \times S_t}{f_e} = 3,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{4 HA12}$$

avec  $S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 25\text{cm}$

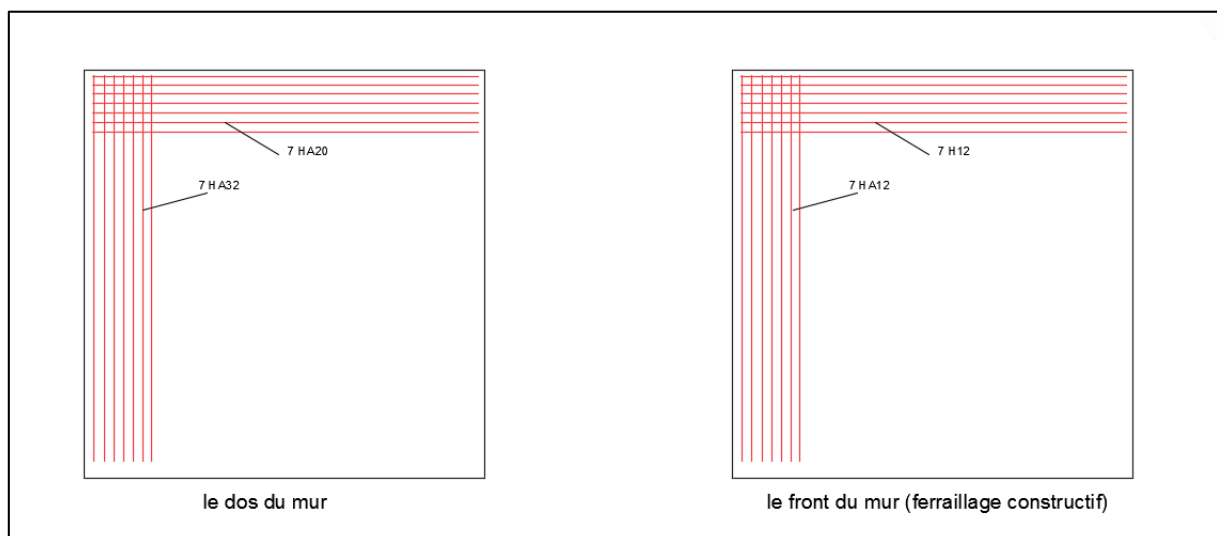


Figure 6.28. Ferrailage du mur frontal

VI.3.4.6 Ferrailage de la semelle

Tableau 6.15. Ensembles des moments et efforts agissant sur la semelle

Élément	cas	Poids P (kN)	Forces horizontales P×kh (kN)	Forces verticales P×(1±kv) (kN)	Bras de levier vertical (m)	Bras de levier horizontal (m)	Moment (kN.m)
Tablier	CN	8000,64	0	8000,64	6,6	0	0
	H + V <sup>+</sup>		2400,2	8720,7			15841,32
	H		2400,2	8000,64			15841,32
	H + V <sup>-</sup>		2400,2	7280,6			15841,32
Mur garde grève	CN	339,28	0	339,28	5,7	-1,15	-390,172
	H + V <sup>+</sup>		101,78	369,81			154,8645
	H		101,78	339,28			189,974
	H + V <sup>-</sup>		101,78	308,74			225,095
Corbeau arrière	CN	44,68	0	44,68	6,2	-1,54	-68,8072
	H + V <sup>+</sup>		13,34	48,70			7,71
	H		13,34	44,68			13,9008
	H + V <sup>-</sup>		13,34	40,65			20,107
Mur frontal	CN	2062,5	0	2062,5	2,3	0	0
	H + V <sup>+</sup>		618,75	2247,79			1423,125
	H		618,75	2062,5			1423,125
	H + V <sup>-</sup>		618,75	1876,87			1423,125
Dalle de transition	CN	618,75	0	618,75	6,8	-3,9	-2413,125
	H + V <sup>+</sup>		185,63	674,43			-1367,993
	H		185,63	618,75			-1150,841
	H + V <sup>-</sup>		185,63	563,06			-933,65
Poids des terres sur la dalle de transition	CN	742,5	0	742,5	7,3	-3,9	-2895,75
	H + V <sup>+</sup>		222,75	809,32			-1530,273
	H		222,75	742,5			-1269,675
	H + V <sup>-</sup>		222,75	675,68			-1009,077
Poids des surcharges sur la dalle de transition	CN	412,5	0	412,5	6,8	-3,9	-1608,75
	H + V <sup>+</sup>		123,75	449,62			-912,018
	H		123,75	412,5			-767,25
	H + V <sup>-</sup>		123,75	375,37			-622,443
Poussées statiques	CN	/	2129,4	/	4,14	/	8815,716
	H + V <sup>+</sup>		2484,6	/			10286,244
	H		3678,2	/			15227,748
	H + V <sup>-</sup>		3871,2	/			16026,768
Semelle	CN	4500	0	4500	0	0	0
	H + V <sup>+</sup>		1350	4905			0
	H		1350	4500			0
	H + V <sup>-</sup>		1350	4095			0
Poids des terres sur la semelle	CN	6480	0	6480	3,4	-1,1	-7128
	H + V <sup>+</sup>		1944	7063,2			-1159,92
	H		1944	6480			-518,4
	H + V <sup>-</sup>		1944	5896,8			123,12
Effort de freinage	CN	262,89	262,89	/	6,9	/	1813,94
Total	CN	/	2392,29	20351,2	/	/	-5688,88
	H + V <sup>+</sup>		9444,8	25288,57			22743,05
	H		10638,8	23200,85			27566,77
	H + V <sup>-</sup>		10831,4	21112,77			31094,36

La condition sismique est la sollicitation la plus défavorable tel que :

$$M_A = 31094,36 \text{ kN.m} \quad N_A = 21112,77 \text{ kN}$$

#### VI.3.4.6.a. Ferrailage transversal inferieur

$$R_{\max} = \frac{N}{8} + \frac{M}{4 \times e} = 2639 + 2159,3 = 4798,3 \text{ kN} < Q_u \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$R_{\min} = \frac{N}{8} - \frac{M}{4 \times e} = 2639 - 2159,3 = 479,7 \text{ kN} > 0 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_S = \frac{R_{\max} \times \tan(\alpha)}{f_{su}} = \frac{4,798 \times 1,38}{267} = 248 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{31 HA32}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{h'}{L/2 - b/4} = \frac{1,8}{3,8/2 - 2/4} = 1,38$$

Entre les bandes de pieux il faut prévoir une section égale au tiers de la section transversale soit **12 HA32**

#### VI.3.4.6.b. Ferrailage de répartition inferieure

Ces armatures jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{ri} = \frac{A_S}{3} = 82,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{30 HA20}$$

#### VI.3.4.6.c. Ferrailage de la nappe supérieure

Les armatures transversales supérieures ont une section au moins égale à 0,1% de la section de béton :

$$A_{st} = 0,1\%(30) = 0,015 \text{ m}^2 = 150 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{31 HA25}$$

et les armatures de répartitions supérieures ont une section au moins égale à 0,05% de la section de béton :

$$A_{sl} = A_{st} = 0,05\%(30) = 0,0075 \text{ m}^2 = 75 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{25 HA20}$$

**VI.3.4.6.d. Armatures de cisaillement**

Des cadres calculés au minimum pour reprendre un cisaillement  $\tau_u$  égal à 0,4 MPa sont disposés dans un maillage d'espacement maximal de 40 cm, de façon à tenir chaque armature longitudinale au moins un lit sur deux.

Soit  $S_t = 25\text{cm}$  :

$$A_{\min} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{2 \text{ HA12 /ml}}$$

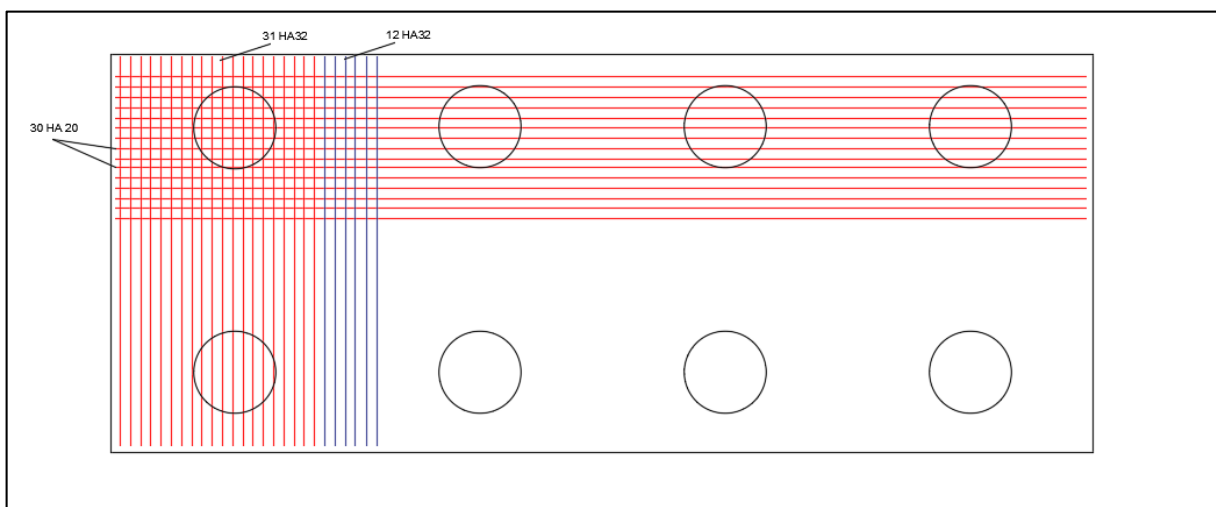


Figure 6.29. Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

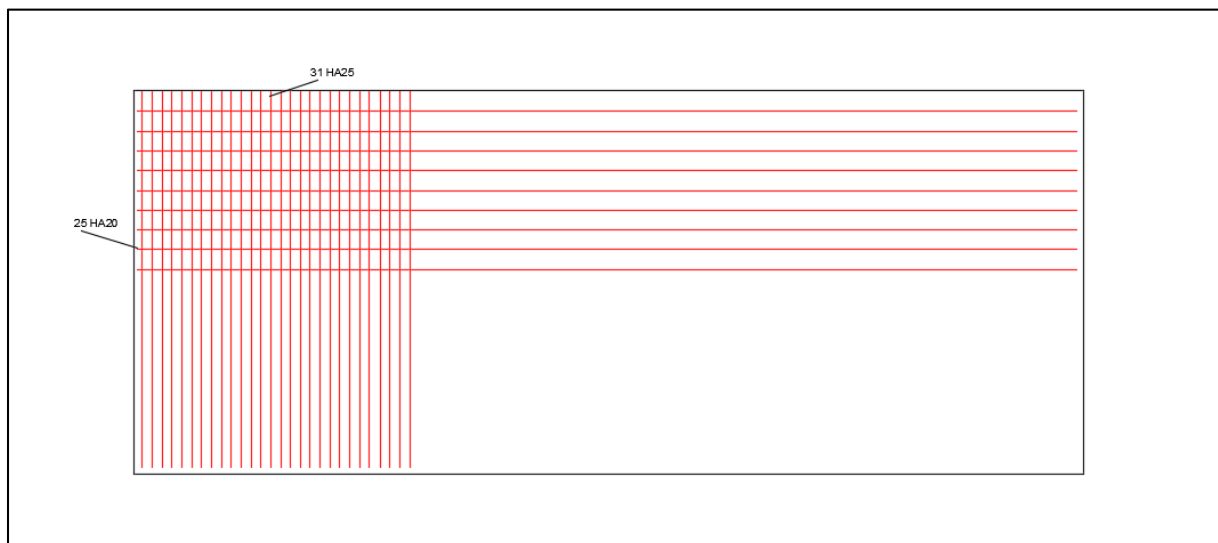


Figure 6.30. Ferrailage de la semelle (nappe supérieure)



## **VI.4. Conclusion**

L'étude de l'ouvrage a été clôturée dans ce chapitre à travers le dimensionnement et le ferrailage des différentes parties des piles et culées en respectant les indications exigées par les documents techniques réglementaires.

# *Conclusion générale*

Le projet de fin d'étude a été une des phases importantes de mon cursus de formation en tant qu'élève ingénieur, il m'a permis de mettre en évidence mes connaissances théoriques, acquises pendant trois années de formation à l'école nationale polytechnique.

La phase de conception qui représente la partie essentielle de l'étude pour des résultats pertinents, a révélé le principal défi à relever à travers ce travail ; l'étude d'un pont courbe à poutres préfabriquées en béton précontraint de 50m ; longueur limite préconisée par les ouvrages pour ce type de pont.

On constate à travers ce travail qui a fait l'objet de calculs fastidieux et de vérifications rigoureuses des éléments constituant la structure, que la variante choisie, malgré les modifications apportées pour l'adaptation au tracé, répond parfaitement aux conditions imposées, de plus elle assure le principe de standardisation, préfabriqué et assemblage afin de réduire le béton coulé sur place, réduire la quantité de béton et raccourcir la durée de travaux.

Ce mémoire représente le fruit de quatre mois de travail acharné, de recherche et de réflexion qui m'a permis d'acquérir beaucoup de savoir et de connaissances. Il m'a donné l'occasion de passer à la modélisation par logiciel, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, et d'approfondir mes connaissances théoriques et pratiques.

En tant qu'élève ingénieur, ce mémoire est une expérience très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

# *Références bibliographiques*

- [1] Que faisons-nous ; domaine de compétence de la SAETI. [En ligne] [www.saeti.dz/que-faisons-nous.html](http://www.saeti.dz/que-faisons-nous.html) consulté le 19 février 2017.
- [2] Rapport Mensuel ‘ Novembre 2015 ‘ ; Réalisation du contournement de la ville de Cherchell sur 17km ; Etabli par CHABOUHA Farid ingénieur chef de mission de la SAETI page 2.
- [3] RPOA-2008, Règles parasismiques applicables au domaines des ouvrages d’art, Document Technique Règlementaire (DTR), Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.
- [4] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs - Guide de conception, 06/2003.ISBN 2-11 093426 3
- [5] Technique Cimbeton, T41.Beton est ouvrages d’art tome 1 ; les ponts courants en béton, Septembre 2005.
- [6] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), VIPP Ponts a poutres préfabriquées précontraintes par post-tension - Guide de conception, février 1996. ISBN 2-11 085777 3
- [7] Méthodologie logistique ; analyse multicritères [En ligne] [www.faq-logistique.com/multicriters.html](http://www.faq-logistique.com/multicriters.html) consulté le 28 février 2017.
- [8] Fascicule n° 62- Titre I – Section II, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites – BPEL 91 révisé 99.
- [9] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Mars 2012. Système Freyssinet – Agrément Technique Européen ETA-06/0226.
- [10] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Barrières de sécurité - Note d’information du Sétra – Série Ouvrages d’Art nC 36. Septembre 1999.
- [11] RCPR-2008, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, Document Technique Règlementaire (DTR), Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.
- [12] Principe de la précontrainte ; [En ligne] [www.doc-lerm.fr /principe de la precontrainte.html](http://www.doc-lerm.fr/principe_de_la_precontrainte.html) consulté le 30 avril 2017.
- [13] Fascicule n° 62- Titre I – Section I, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91 révisé 99.
- [14] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Appareils d’appui en élastomère fretté - Guide technique. Juillet 2007.

- [15] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Joints de chaussée des ponts routes – M100 Freyssinet France. Décembre 2006.
- [16] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Appuis des tabliers P.P73. Octobre 1977.
- [17] CALGARO, Jean-Armand, VIRLOGEUX, Michel. Projet et construction des ponts – Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1987. ISBN 2-85978-095-5.
- [18] A. MENACRI, A. BEGRICHE, < Conception et étude du viaduc V5 sur la pénétrante reliant Tizi-Ouzou a l'autoroute Est-Ouest >, mémoire de fin d'études, Génie civil, Alger, ENP, 2016.
- [19] R. HAMIDANI, A. GUELMI, < Conception et étude d'un ouvrage d'art sur la nouvelle voie express de sidi Abdellah –zeralda pk 0+802. >, mémoire de fin d'études, Travaux publics, Alger, ENSTP, 2016.
- [20] A. BRAHMIA, M. TEIBI, < Conception et étude d'un viaduc construit par encorbellement successif >, mémoire de fin d'études, Génie civil, Alger, ENP, 2016.
- [21] Cours de pont de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr.CHERID
- [22] Cours de béton armé de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr.BOUTEMEUR.
- [23] Cours de béton précontraint de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr.BOUTEMEUR.
- [24] Cours de techniques de recherche et communication de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr.KETTAB.