



LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL
ET ENVIRONNEMENT

Ecole Nationale Polytechnique
Département Génie Civil
Laboratoire Construction et Environnement
Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Etude et calcul d'un pont à poutres en béton précontraint réalisé par post-tension

Réalisé par :

Henniche Soufiane
Bouabdallah Brahim

Sous la direction de : - Mme. N. BAOUCHE
- Mr. B.K. BENZAOUZ

Présenté et soutenu publiquement le (20/06/2018)

Composition du Jury :

Président	Mr. A. BALI	Pr.	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mme. N. BAOUCHE	MAA	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mr. B.K. BENZAOUZ	MCB	ENP
Examineur	Mr. R. BOUTEMEUR	MAA	ENP

ENP 2018



LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL
ET ENVIRONNEMENT

Ecole Nationale Polytechnique
Département Génie Civil
Laboratoire Construction et Environnement
Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Etude et calcul d'un pont à poutres en béton précontraint réalisé par post-tension

Réalisé par :

Henniche Soufiane
Bouabdallah Brahim

Sous la direction de : - Mme. N. BAOUCHE
- Mr. B.K. BENZAOUZ

Présenté et soutenu publiquement le (20/06/2018)

Composition du Jury :

Président	Mr. A. BALI	Pr.	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mme. N. BAOUCHE	MAA	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mr. B.K. BENZAOUZ	MCB	ENP
Examineur	Mr. R. BOUTEMEUR	MAA	ENP

ENP 2018

ملخص

الغرض من هذا المشروع هو دراسة وتصميم جسر مبنى باستعمال عارضات من الخرسانة مسبقة الاجهاد يضم رواقين ذو أربعة مسالك لكل منهما. يتكون هذا الجسر من تسعة أجزاء مستقلة الطول كل منها 36 م وعرضها 31.5 متر. يدخل هذا المشروع في إطار ربط ميناء بجاية بالطريق السيار شرق-غرب عند احنيف. يستند الطريق على عشرة دعائم (جانبيتان وثمانية وسطية). تستند البلاطة الخرسانية المسلحة على ثمانية عشر رافدة. تم حساب القوى الخارجية المطبقة على الجسر بواسطة برنامج أوتودسك ريبوت 2014 ، بعدها تم تسليح عناصره الهيكلية وكذا التحقق من النتائج المتحصل عليها تبعاً للأنظمة المعمول بها.

الكلمات الرئيسية: جسر رافدة ، سطح الجسر ، دعامة وسطية ، بلاطة ، جهاز دعم ، الخرسانة المسبقة الاجهاد ، خرسانة مسلحة،

Abstract

The purpose of this project is to study and design of a prefabricated prestressed beam bridge with 2 × four lanes of traffic. This bridge consists of nine (9) isostatic spans of length 36 m and width 31.5 m each.

This project comes within the framework of the execution of the road link between BEJAIA harbor and the EST-OUEST highway at AHNIF.

The roadway rests on ten (10) supports (two (2) abutments and eight (8) piles). The reinforced concrete slab rests on eighteen (18) beams.

The solicitation was determined by the Autodesk Robot 2014 software, then the reinforcement of the bridge's structural elements was determined and verified according to the settlement.

Key words: beam bridge, roadway, pile, general hollow block, bearing mechanism, prestressed concrete, reinforced concrete.

Résumé

Le but de ce projet est l'étude et le calcul d'un pont à poutre préfabriqué en précontrainte comprenant 2 × quatre voies de circulation. Ce pont est constitué de neuf (9) travées isostatiques de longueur 36 m et de largeur 31.5 m chacune.

Ce projet rentre dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA à L'autoroute EST-OUEST au niveau d'AHNIF.

Le tablier repose sur dix (10) appuis (deux (2) culées et huit (8) piles). La dalle en béton armé repose sur dix-huit (18) poutres.

La détermination des sollicitations est faite par le logiciel Autodesk Robot 2014, puis on a déterminé le ferrailage des éléments constructifs du pont, ainsi qu'à leurs vérifications selon les règlements en vigueur.

Mots clef : pont à poutre, tablier, pile, hourdis général, appareil d'appui, béton précontraint, béton armé.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler, que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A celle que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet, mon amie ikram boukhari, et bien sur mes freres (ahmad et nordine) et mes sœurs (malika, wahiba, zahia, hanane, et chahinez).

Sans oublier mes amis (mohamed et radouane) et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

Henniche Sofiane

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à :

Ma très chère mère pour tout son amour et son dévouement, à mon père qui a toujours été là pour moi et qui m'a donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance

Mon cher frère Mohammed pour son encouragement indéfectible.

Mes adorables sœurs : Noura, Zohra, Asmaa, et Salsabil pour leur soutien moral.

Toute ma famille en particulier mon oncle Elhadj et mes grands-parents rabi yahfedhom.

Mon cher binôme « Henniche Sofian » et à toute sa famille

Tous mes amis spécialement : Hakim, Tofik, Radouane ...et tous ceux qui me sont chers et que j'ai omis de citer.

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

Bouabdallah Brahim

REMERCIEMENT

Nous tenons tous d'abord à remercier Dieu le tous puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir de modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier nos encadreurs **Mme Baouche Nadjia** et **Mr Benazzouz ibrahim khalil** pour leurs précieux conseils et leur aide durant toute la période du travail.

On remercie l'entreprise **SAPTA** et spécialement **Mr. H. FERROUKHI** pour leur aide à l'accès à la documentation du projet.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale.....	17

Chapitre 1 : Généralité

1.1	Introduction	19
1.2	Présentation de l'ouvrage	19
1.3	Données fonctionnelles.....	19
1.3.1	Tracé en plan	19
1.3.2	Profil en long.....	20
1.3.3	Profil en travers	21
1.4	Données naturelles.....	22
1.4.1	Données géologiques.....	22
1.4.2	Données climatiques	22
1.5	Données sismiques	22
1.6	Conclusion.....	22

Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

2.1	Introduction	23
2.2	Documents et règlements utilisés	23
2.3	Le béton	23
2.3.1	Les différents constituants du béton.....	23
2.3.2	La résistance à la compression	23
2.3.3	La résistance à la traction	24
2.3.4	Module de déformation longitudinale du béton	24
2.3.5	Module de déformation transversale du béton	24
2.3.6	Contraintes limites.....	25
2.4	Acier	25
2.4.1	Les aciers passifs	25
2.4.2	Résistance de calcul	26
2.4.3	Les aciers actifs	27
2.5	Conclusion	27

Chapitre 3 : Prédimensionnement

3.1	Introduction	28
3.2	Prédimensionnement de la poutre.....	28
3.2.1	Constituants de la poutre	28
3.2.2	Hauteur de la poutre	28
3.2.3	Largeur de la table de compression.....	29

3.2.4	L'épaisseur de l'âme	29
3.2.5	Talon.....	30
3.2.6	Espacement entre axes des poutres	30
3.2.7	Nombre des poutres.....	30
3.2.8	Gousset	30
3.3	Prédimensionnement de la dalle	31
3.3.1	Définition de l'hourdis	31
3.3.2	Dimensions de l'hourdis.....	32
3.3.3	Trottoirs.....	32
3.3.4	Gardes corps.....	32
3.3.5	Corniches.....	32
3.4	Caractéristiques géométriques de la poutre	33
3.4.1	Notations utilisées	33
3.4.2	Poutre en béton précontraint	34
3.4.3	Section médiane avec hourdis	35
3.4.4	Section d'about sans hourdis.....	36
3.4.5	Section d'about avec hourdis	37
3.5	Conclusion.....	38

Chapitre 4 : Charges et Surcharges

4.1	Introduction	39
4.2	Caractéristiques du pont	39
4.2.1	Largeur roulable <i>L_r</i>	39
4.2.2	Classe du pont	39
4.2.3	Largeur chargeable <i>L_c</i>	39
4.2.4	Nombre de voies <i>N</i>	40
4.2.5	Largeur de voie <i>L_v</i>	40
4.3	Les actions hors trafic.....	40
4.3.1	Poids propre des éléments porteurs	40
4.3.2	Poids total des éléments non porteur.....	41
4.4	Les actions due au Traffic	44
4.4.1	System de charge A.....	44
4.4.2	Coefficient de majoration dynamique	45
4.4.3	Système de charge B	45
4.4.4	Effort de freinage	49
4.4.5	Système militaire Mc120	49
4.4.6	Convoi exceptionnel D240.....	50
4.5	Autres charges	51

4.5.1	Surcharge sur trottoirs	51
4.5.2	Charge sur les garde-corps	51
4.5.3	Charge du vent	51
4.5.4	Charges thermiques	52
4.6	Actions accidentelles	53
4.7	Conclusion	53

Chapitre 5 : Modélisation et Analyse du tablier

5.1	Introduction	54
5.2	Effort tranchant.....	54
5.2.1	Effort tranchant dû au poids propre.....	54
5.2.2	Effort tranchant dû aux surcharges.....	55
5.3	Moment fléchissant.....	63
5.3.1	Moment fléchissant dus au poids propre (figure 5-13)	63
5.3.2	Moment fléchissant dus aux surcharges	63
5.4	Les combinaisons d'actions.....	71
5.4.1	Les coefficients de pondération des combinaisons	71
5.4.2	Formes générales des combinaisons d'actions.....	71
5.5	Logiciel robot structural analysis 2014	71
5.6	La Modélisation.....	72
5.6.1	Résultat de calcul obtenus par le logiciel robot.....	72
5.7	Conclusion	74

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

6.1	Introduction	75
6.2	Précontrainte par post tension.....	75
6.3	Les étapes de la mise en précontrainte par post-tension.....	75
6.4	Ancrage de câble de précontrainte.....	76
6.5	Armatures de la précontrainte.....	77
6.6	Dimensionnement de la précontrainte	78
6.6.1	Caractéristiques des matériaux	78
6.6.2	Tension a l'origine	79
6.6.3	L'effort de précontrainte	79
6.6.4	Détermination du nombre de câbles.....	79
6.7	Les pertes de précontrainte	87
6.7.1	Pertes instantanées.....	88
6.7.2	Les pertes de tension différées	93
6.8	Conclusion	96

Chapitre 7 : Calcul justificatif des poutres

7.1	Introduction	97
7.2	Définition des sections.....	97
7.3	Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections	97
7.3.1	Caractéristiques nettes de la section médiane	97
7.3.2	Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + hourdis)	98
7.4	Phases de construction.....	98
7.5	Vérification des contraintes en service :	99
7.5.1	Vérification de la contrainte normale.....	99
7.5.2	Justification des contraintes tangentielles	101
7.5.3	Ferraillage passif longitudinal.....	102
7.6	Justifications aux E.L.U.....	103
7.6.1	Justification des contraintes normales.....	103
7.6.2	Justification des contraintes tangentielles	108
7.6.3	Justification des armatures transversales.....	108
7.6.4	Justification des bielles de béton.....	109
7.7	Conclusion.....	110

Chapitre 8 : Etude des déformations

8.1	Introduction	111
8.2	Calcul des flèches	111
8.2.1	Flèche due au poids propre.....	111
8.2.2	Flèche due aux surcharges.....	111
8.2.3	flèche due à la précontrainte.....	112
8.2.4	Flèche totale	113
8.3	Calcul des rotations	113
8.3.1	Rotation due au poids propre	113
8.3.2	Rotation due aux surcharges	114
8.3.3	Rotation due à la précontrainte.....	114
8.3.4	Rotation totale	115
8.4	Calcul des déplacements horizontaux d'appuis.....	115
8.4.1	Déplacement dû à la rotation.....	115
8.4.2	Déplacement dû à la température	115
8.4.3	Déplacement dû au retrait	115
8.4.4	Déplacement dû au fluage	115
8.4.5	Déplacement maximal.....	116
8.5	Conclusion.....	116

Chapitre 9 : Etude de l'hourdis

9.1	Introduction	117
9.2	Hourdis général.....	117
9.3	Etude de la répartition des différentes charges et surcharges	117
9.3.1	Charges permanentes.....	117
9.3.2	Surcharges variables.....	118
9.4	Modélisation et calcul des efforts sur l'hourdis.....	118
9.5	Ferraillage de l'hourdis.....	121
9.5.1	Suivant X-X'	122
9.5.2	Suivant Y-Y'	122
9.6	Résistance à l'effort tranchant	122
9.6.1	Suivant X-X'	123
9.6.2	Suivant Y-Y'	123
9.7	Conclusion	123

Chapitre 10 : Etude des appareils d'appuis

10.1	Introduction.....	124
10.2	Description et fonctionnement.....	124
10.3	Types des appareils d'appuis	124
10.4	Les appareils d'appuis en élastomère fretté de type B.....	124
10.5	Réaction maximum	125
10.6	Dimensionnement des appareils d'appui	125
10.7	Prédimensionnement en plan de l'appareil	126
10.7.1	L'aire des appareils d'appuis (axb)	126
10.7.2	Prédimensionnement d'épaisseur nominale total d'élastomère T_e	127
10.7.3	Epaisseur des frettes	127
10.8	Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions.....	127
10.8.1	Action statique (Efforts dus aux déformations)	127
10.8.2	Action dynamique	128
10.9	Critères de stabilité	129
10.9.1	Condition limite en rotation	129
10.9.2	Stabilité au flambement.....	130
10.9.3	Condition de non-glissement.....	130
10.10	Etudes des dès d'appuis	132
10.11	Conclusion	133

Chapitre 11 : Etude de la pile

11.1	Introduction.....	134
11.2	Types de piles	134
11.3	Les piles à colonnes et chevêtre.....	134
11.4	Etude de la pile P1	134
11.4.1	Prédimensionnement des éléments de la pile.....	134
11.5	Etude de la répartition des charges et des surcharges sur la pile	136
11.5.1	Charges verticales	136
11.6	Etude Ferrailage des éléments de la pile.....	139
11.6.1	Etude du chevêtre	139
11.6.2	Etude du fût	145
11.6.3	Etude de la semelle.....	148
11.7	Conclusion	152
	Conclusion générale.....	153
	Bibliographie.....	155
	Annexes.....	157

Liste des tableaux

Tableau 2-1: Pourcentage en volume absolue des différents constituants du béton	23
Tableau 2-2: Modules de déformation instantanée et différée du béton	24
Tableau 2-3: Contraintes limites à l'état limite de service.....	27
Tableau 2-4: caractéristiques des aciers actifs	27
Tableau 3-1: caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre sans hourdis	34
Tableau 3-2: Caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis	35
Tableau 3-3: caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.....	36
Tableau 3-4: caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis	37
Tableau 4-1: valeur de a1	44
Tableau 4-2: valeur de L0	44
Tableau 4-3: Valeurs de A	45
Tableau 4-4: Valeurs de b_c	46
Tableau 4-5: la charge B_c par essieu	46
Tableau 4-6: Valeurs de bt	48
Tableau 4-7: valeurs de Bt et de son coefficient de majoration	48
Tableau 4-8: charge M_{c120} par chenille et son coefficient de majoration	50
Tableau 4-9: gradient thermique	52
Tableau 5-1: L'effort tranchant dû au poids propre (par poutre)	55
Tableau 5-2: L'effort tranchant dû au poids propre (total)	55
Tableau 5-3: Effort tranchant dû à la surcharge $A(L)$	55
Tableau 5-4: Effort tranchant du a la surcharge B_c à $(x=0L)$ et $(x=0.25L)$	57
Tableau 5-5: Effort tranchant du a la surcharge B_t à $(x=0 L)$ et $(x=0.25L)$	58
Tableau 5-6: Récapitulatif de l'effort tranchant dû aux surcharges	62
Tableau 5-7: Moment fléchissant dû au poids propre	63
Tableau 5-8: Moment fléchissant dû à la surcharge $A(L)$	64
Tableau 5-9: les ordonnées dans le 1 ^{er} cas	66
Tableau 5-10: les ordonnées dans le cas 2	66
Tableau 5-11: Moment fléchissant maximum.....	67
Tableau 5-12: Moment fléchissant par poutre sous la surcharge B_c	67
Tableau 5-13: Moment fléchissant sous le système B_t	68
Tableau 5-14: Récapitulatif de moment dû aux surcharges à $x=0.5L$	70
Tableau 5-15: coefficients de pondération	71
Tableau 5-16: différentes combinaisons de charges	71
Tableau 6-1: Caractéristique des torons de précontrainte	78
Tableau 6-2: Caractéristiques de la section médiane avec hourdis	79
Tableau 6-3: Récapitulatif des caractéristiques de la section d'about sans hourdis.....	80
Tableau 6-4: Équation de l'allure pour chaque câble.....	85
Tableau 6-5: Position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure	85
Tableau 6-6: Perte dues au frottement du câble	88
Tableau 6-7: Perte par recul d'ancrage	90
Tableau 6-8: Perte par raccourcissement élastique du béton pour chaque câble	92
Tableau 6-9: pertes instantanées totales	93
Tableau 6-10: perte par relaxation pour chaque câble	94
Tableau 6-11: Pertes de fluage pour chaque câble	95
Tableau 6-12: Pertes différées totales	95
Tableau 6-13: pertes totales.....	96
Tableau 7-1: Caractéristique brutes de la section médiane (voir chapitre 3)	97
Tableau 7-2: Caractéristiques nettes de la section médiane (voir chapitre 3).....	98

Tableau 7-3: Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + dalle)	98
Tableau 7-4: Vérification des contraintes normales	101
Tableau 7-5: vérification des contraintes tangentiels	102
Tableau 8-1: récapitulatif des déplacements horizontaux	116
Tableau 9-1: combinaisons de charges.....	118
Tableau 9-2: Valeurs des moments maximaux	120
Tableau 9-3: valeurs d'effort tranchant maximum dû à B_c	121
Tableau 11-1: dimensions du chevêtre	134
Tableau 11-2: dimensions du fût.....	135
Tableau 11-3: dimensions de la semelle	135
Tableau 11-4: charges appliquées sur le chevêtre	139
Tableau 11-5: Combinaison des charges à l'ELU.....	140
Tableau 11-6: Combinaison des charges à l'ELS	140
Tableau 11-7: Ferrailage du chevêtre.....	144
Tableau 11-8: charges appliquées sur le fût	145
Tableau 11-9: Combinaison des charges à l'ELU.....	146
Tableau 11-10: Combinaison des charges à l'ELS	146
Tableau 11-11: Ferrailage du fût.....	147
Tableau 11-12: charges sur la semelle	148
Tableau 11-13: Combinaison des charges à l'ELU.....	149
Tableau 11-14: Combinaison des charges à l'ELS	149
Tableau 11-15: Ferrailage de la semelle	152

Liste des figures

Figure 1-1: tracé en plan du pont	19
Figure 1-2: coupe sur tracé en plan	20
Figure 1-3: profil en long du pont	20
Figure 1-4: coup sur profil en long.....	20
Figure 1-5:profil en travers -pile-.....	21
Figure 1-6: profil en travers -culée-	21
Figure 2-1: Diagramme contraintes-déformations du béton	25
Figure 2-2: Diagramme contraintes-déformations de l'acier utilise	26
Figure 3-1: Coupe transversale sur poutre	28
Figure 3-2: hauteur du (poutre + hourdis).....	29
Figure 3-3: gousset du talon	31
Figure 3-4: gousset de la table de compression.....	31
Figure 3-5: hourdis général	32
Figure 3-6: la notation utilisée	33
Figure 3-7: section médiane sans hourdis	34
Figure 3-8: section médiane avec hourdis.....	35
Figure 3-9: section d'about sans hourdis	36
Figure 3-10: section d'about avec hourdis.....	37
Figure 4-1: Largeur chargeable et largeur roulable.....	40
Figure 4-2: variation de la section de la poutre.....	40
Figure 4-3: vue de face de dalle	41
Figure 4-4: éléments du pont.....	41
Figure 4-5: la corniche	42
Figure 4-6: la couche d'étanchéité	43
Figure 4-7: la couche du revêtement	43
Figure 4-8: système de charge B_c (RCPR).....	46
Figure 4-9: système de charge B_r (RCPR)	47
Figure 4-10: système de charge B_t (RCPR).....	48
Figure 4-11: système de charge $Mc120$ (RCPR)	50
Figure 4-12: convoi D240 (RCPR)	50
Figure 4-13: charge sur le garde-corps.....	51
Figure 5-1: Poutre sous la charge du poids propre.....	54
Figure 5-2: Poutre sous la surcharge $A(L)$	55
Figure 5-3: Poutre sous la surcharge B_c à $x=0$	56
Figure 5-4: Poutre sous la surcharge B_c à $x=0.25L$	57
Figure 5-5: Poutre sous la charge B_t à $(x=0)$	57
Figure 5-6: Poutre sous la surcharge B_t à $(x=0.25L)$	58
Figure 5-7: Poutre sous la surcharge B_r à $(x=0)$	59
Figure 5-8: Poutre sous la surcharge Br à $(x=0.25L)$	59
Figure 5-9: Poutre sous la surcharge $Mc120$ à $(x=0)$	60
Figure 5-10: Poutre sous la surcharge $Mc120$ à $(x=0.25L)$	60
Figure 5-11: Poutre sous la surcharge D240 à $(x=0)$	61
Figure 5-12: Poutre sous la surcharge D240 à $(x=0.25L)$	61
Figure 5-13: Poutre sous la charge du poids	63
Figure 5-14: Ligne d'influence sous le chargement $A(L)$	64
Figure 5-15: les charges et les ordonnées.....	65
Figure 5-16: Surcharge B_c dans le cas 1	65
Figure 5-17: Surcharge B_c dans le cas 2	66

Figure 5-18: Surcharge B_t	68
Figure 5-19: Poutre sous le chargement B_r	69
Figure 5-20: Poutre sous le chargement M_{c120}	69
Figure 5-21: Poutre sous le chargement D_{240}	70
Figure 5-22: Diagrammes des moments fléchissants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	73
Figure 5-23: Diagrammes des moments fléchissants sous combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D_{240}).....	73
Figure 5-24: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (ELU D_{240})	74
Figure 5-25: Diagramme des efforts tranchants sous combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D_{240})	74
Figure 6-1: Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension.....	76
Figure 6-2: tête d'ancrage fixe	77
Figure 6-3: Tête d'ancrage mobile	77
Figure 6-4: Disposition des câbles à l'about	82
Figure 6-5: Disposition des câbles à mi- travée	82
Figure 6-6: Allure du câble numéro	86
Figure 6-7: Allure du câble numéro 2	86
Figure 6-8: Allure du câble numéro 3	86
Figure 6-9: Allure du câble numéro 4	87
Figure 6-10: Allure des câbles de précontrainte.....	87
Figure 6-11: Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin	89
Figure 6-12: Principe de la perte des tensions.....	89
Figure 7-1: Courbe d'interaction effort normal / moment fléchissant	103
Figure 7-2: Diagramme des déformations et des contraintes à l'E.L.U	104
Figure 7-3: Ferrailage passif de la poutre à mi- travée	109
Figure 7-4: Ferrailage passif de la poutre à l'about	110
Figure 8-1: flèche due au poids propre.....	111
Figure 8-2: diagramme de M_p	113
Figure 8-3: diagramme de M	113
Figure 8-4: diagramme de M_p	114
Figure 8-5: diagramme de M	114
Figure 9-1: coupe transversale du tablier	117
Figure 9-2: partie du tablier.....	118
Figure 9-3: moment dû à B_c à l'ELU dans la direction X-X'.....	119
Figure 9-4: moment dû à B_c à l'ELU dans la direction Y-Y'.....	119
Figure 9-5: moment dû à B_c à l'ELS dans la direction X-X'	119
Figure 9-6: moment dû à B_c à l'ELS dans la direction Y-Y'	120
Figure 9-7: effort tranchant dû à B_c suivant X-X' à l'ELU.....	120
Figure 9-8: effort tranchant dû à B_c suivant Y-Y' à l'ELU	121
Figure 9-9: ferrailage de l'hourdis suivant X-X'.....	123
Figure 9-10: ferrailage de l'hourdis suivant Y-Y'.....	123
Figure 10-1: disposition des appareils d'appuis (document du S.E.T.R.A 1996).....	124
Figure 10-2: appareil d'appuis en élastomère frette de type B	125
Figure 10-3: constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3	126
Figure 10-4: dimensions du dé d'appui.....	132

Figure 10-5: ferrailage du d�s d'appui.....	133
Figure 11-1: coupe sur la pile P1	135
Figure 11-2: coupe en travers la pile P1	136
Figure 11-3: répartition de la surcharge A(L)	137
Figure 11-4: répartition de la surcharge Bc.....	137
Figure 11-5: répartition de la Surcharge Mc120	138
Figure 11-6: répartition du chargement D240.....	138
Figure 11-7: Schéma statique du chevêtre à l'ELU par robot.....	141
Figure 11-8: diagramme d'effort tranchant (t) � l'ELU	141
Figure 11-9: diagramme du moment fléchissant (t.m) a l'ELU	141
Figure 11-10: Schéma statique du chevêtre à l'ELS par robot	142
Figure 11-11: diagramme d'effort tranchant (t) � l'ELS.....	142
Figure 11-12: diagramme du moment fléchissant (t.m) � l'ELS.....	142
Figure 11-13: schéma de ferrailage du chevêtre	144
Figure 11-14: ferrailage du fût	148
Figure 11-15: ferrailage de la semelle.....	152

Introduction Générale

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

Pour y remédier, l'Algérie a essayé, dans une première approche, d'élargir le réseau routier et de construire des trémies et des ponts.

D'une façon générale, on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue : pont route, pont rail, pont canal.

Sous le terme de ponts à poutres (un des types des ponts), on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appuis étant verticales ou quasi verticales.

Le tablier est généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console. Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal.

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations.

Ce mémoire de fin d'étude consiste en l'étude d'un pont à poutres composé de neuf travées en béton précontraint par post-tension. Il s'agit de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif, sur une longueur de 323.82 m avec des travées de 36 m.

Pour cette étude, nous avons structuré notre mémoire comme ce qui suit :

Les chapitres 1 et 2 sont consacrés respectivement à la présentation du projet et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont exposées dans le chapitre 3. Quant au chapitre 4, il contient les charges et surcharges susceptibles d'être appliquées à l'ouvrage.

La modélisation du tablier, faite à l'aide du logiciel ROBOT 2014, se trouve au chapitre 5.

Le chapitre 6 s'intéresse à la précontrainte après l'exploitation des résultats de la modélisation.

Les justifications spécifiques à la poutre figurent au chapitre 7.

Le chapitre 8 s'intéresse à la vérification des déformations engendrées par diverses sollicitations.

L'étude de l'hourdis est traitée en chapitre neuf.

Enfin, le dimensionnement de l'appareil d'appui et l'étude de la pile se font respectivement aux chapitres 10 et 11.

Cette étude est clôturée par un bilan général du travail accompli, présentée sous forme d'une conclusion générale.

Chapitre 1 : Généralité

1.1 Introduction

L'étude ou la conception d'un pont constitue un travail de synthèse et de discipline, et nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, leurs prédimensionnement et problèmes d'exécutions.

Le souci de l'ingénieur est de trouver une solution adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, cette solution doit être aussi économique en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un pont à poutre précontrainte qui présente la liaison autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif sur 100 km.

Le projet possède les caractéristiques suivantes :

- Plan d'ensemble : PK37+202
- Longueur totale : 323.82 m
- Longueur du tablier : 36.00 m
- Pente : 2.5 %
- Nombre des poutres par travée : 9 poutres équidistantes de 1.75 m
- Appuis : 2 culées et 8 piles.

1.3 Données fonctionnelles

Ce sont les éléments qui permettent de caractériser la géométrie de l'ouvrage tel que le tracé en plan, le profil en long, le profil en travers.

1.3.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est constitué par la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route (figures (1-1) (1-2)).

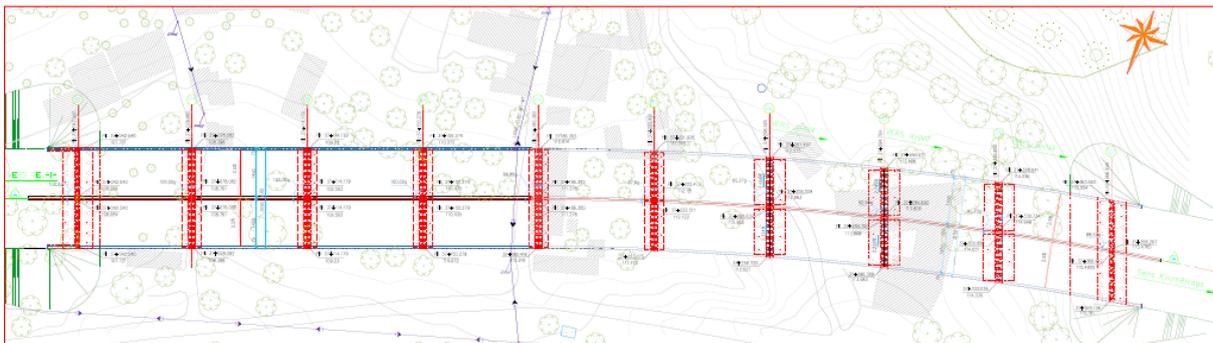


Figure 1-1: tracé en plan du pont

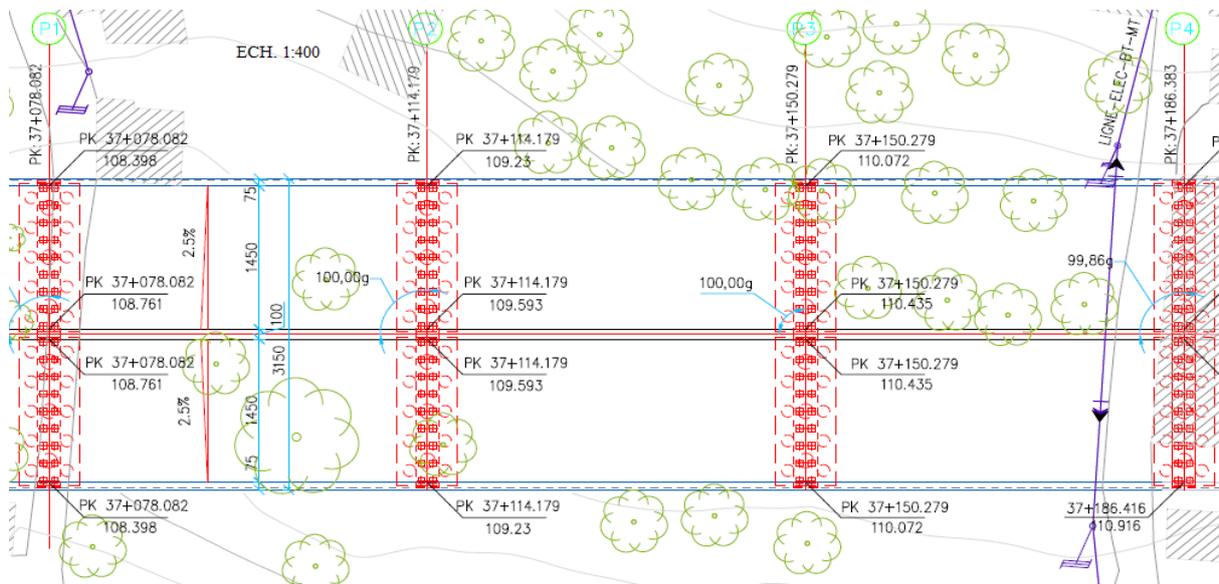


Figure 1-2: coupe sur tracé en plan

1.3.2 Profil en long

Le profil en long est obtenu par élévation verticale dans le sens de l'axe de la route de l'ensemble des points constituant celui-ci (figure (1-3) (1-4)).

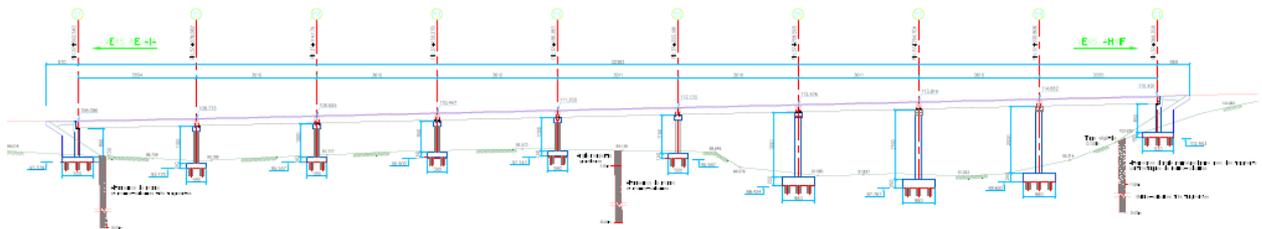


Figure 1-3: profil en long du pont

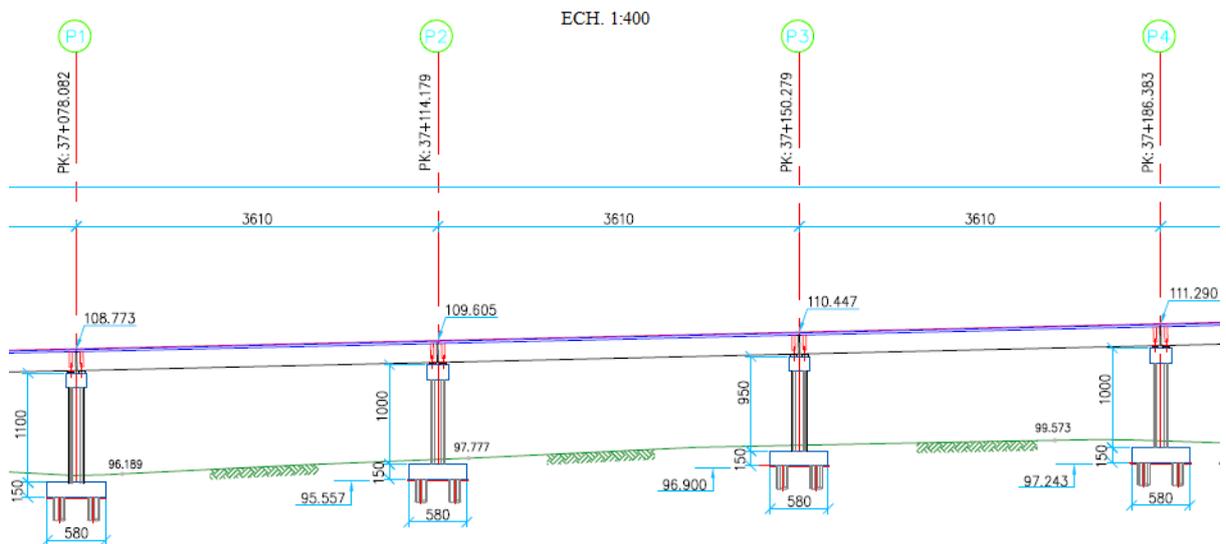


Figure 1-4: coup sur profil en long

1.3.3 Profil en travers

Le profil en travers d'un ouvrage est représenté par une coupe perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage de la surface définie par l'ensemble des points représentatifs de cette surface (figures (1-5) (1-6)).

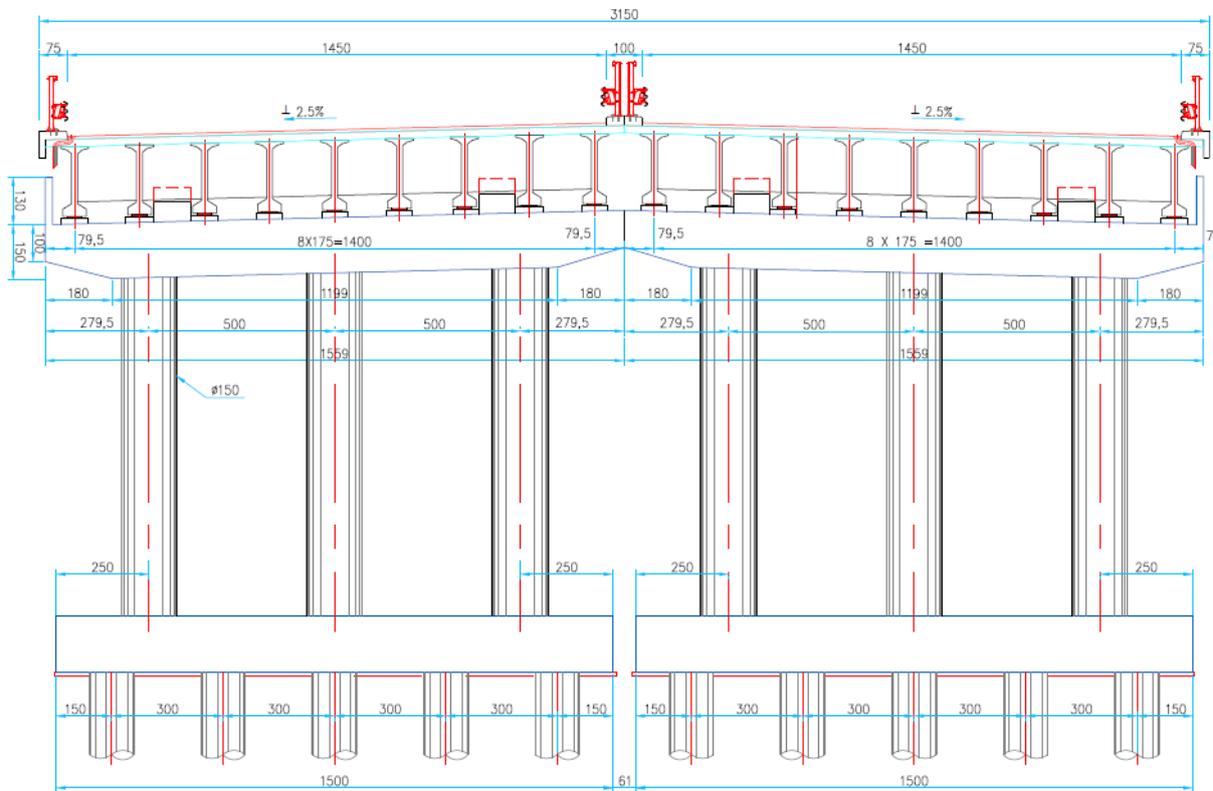


Figure 1-5:profil en travers -pile-

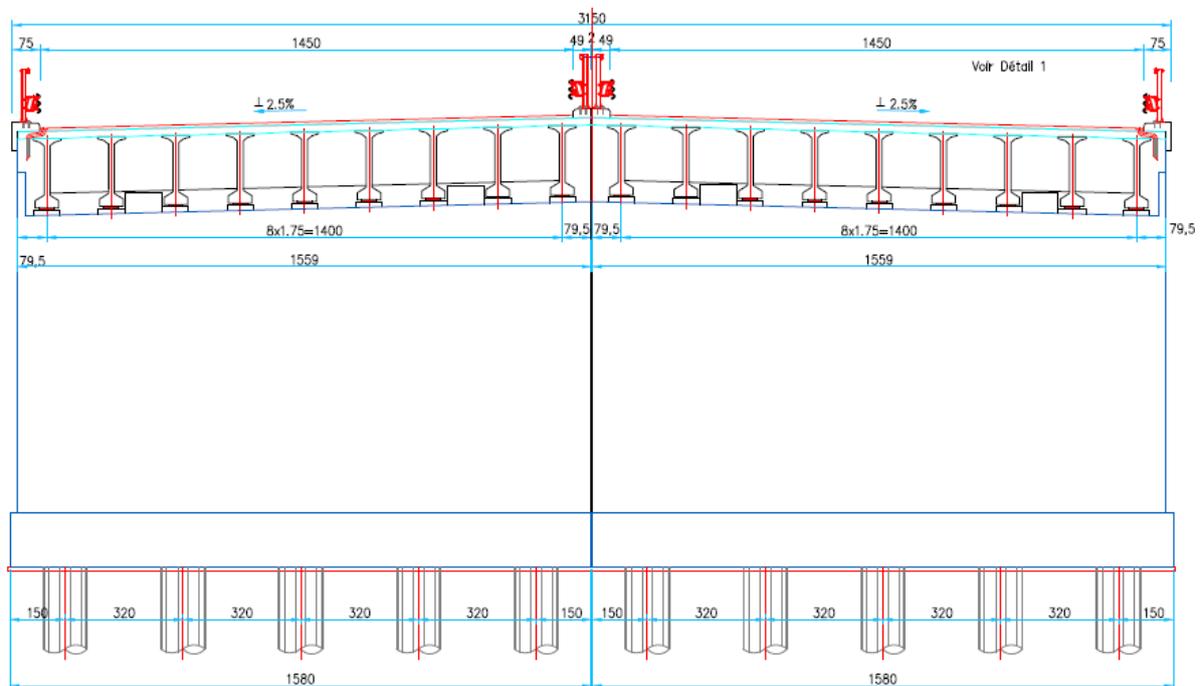


Figure 1-6: profil en travers -culée-

1.4 Données naturelles

1.4.1 Données géologiques

Sur le plan géologique, la région de Sidi Aich est essentiellement représentée par les formations suivantes :

- Le massif argilo- gréseux de l'Akfadou au Nord.
- Les alluvions de la vallée creusée par Oued Soummam, et dans les deux petites plaines alluviales délimitées par les défilés de Takritz et de Sidi Aich.
- Les schistes au Sud de la Soummam.

Localement, le site est représenté par des argiles et alluvions de la vallée qui reposent sur les marnes et marno-calcaires.

1.4.2 Données climatiques

➤ Le vent :

D'après le **RCPR** (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes), les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- ❖ 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;
- ❖ 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

➤ La température :

En moyenne, la wilaya de BEJAIA est connue par les données suivantes :

- ❖ 40°C la journée et 23°C la nuit en été.
- ❖ 10°C la journée et 0°C la nuit en hiver.

1.5 Données sismiques

Un séisme est une succession de déplacement, rapide à la fondation d'un ouvrage.

La région de BEJAIA est classée en zone **II-a** selon le **RPOA 2008** (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art), cela veut dire qu'elle est en zone de sismicité moyenne, avec une accélération uniforme de composante horizontale égale à 0.2g et une composante verticale égale à $\pm 0.1g$; avec g est l'accélération de la pesanteur.

1.6 Conclusion

Après cette présentation générale du projet, on va définir les caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

2.1 Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec notre calcul.

2.2 Documents et règlements utilisés

- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 : ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Fascicule 61 titre II du CPC « Cahier des Prescriptions Communes » pour les cas de charges.
- Fascicule 62 titre V ce sont des Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Document SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

2.3 Le béton

2.3.1 Les différents constituants du béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre principalement les efforts de compression qui seront développés.

La résistance du béton est fonction de plusieurs paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Le béton est constitué de :

- Pâte pure : (ciment, eau et air)
- Granulats : (sable, graviers)
- Produits d'addition éventuels (adjuvants)

Pour un béton courant, les pourcentages en volume absolu sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2-1: Pourcentage en volume absolue des différents constituants du béton

Constituants	Eau	Air	Ciment	Granulats
Pourcentage en volume absolue	18 à 28	1 à 6	7 à 14	60 78

N.B : La masse volumique du béton armé est $\rho \cong 2500 \text{ kg/m}^3$.

2.3.2 La résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} est mesurée à l'âge de 28 jours sur des éprouvettes conservées dans des conditions normalisées.

Elle est définie comme suit :

- $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ pour le béton du tablier ;
- $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ pour les piles, les culées, et les fondations

2.3.3 La résistance à la traction

La résistance en traction du béton à 28 jours, désignée par f_{t28} , est conventionnellement déterminée à partir de sa résistance en compression par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3.0 \text{ MPa si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

2.3.4 Module de déformation longitudinale du béton

Le tableau ci-dessous regroupe les formules permettant de calculer les déformations instantanées et différée du béton.

Tableau 2-2: Modules de déformation instantanée et différée du béton

Déformations instantanées	Déformations différées
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de :</p> $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est :</p> $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$

En ce qui concerne notre pont, les modules ont les valeurs suivantes :

a) **Tablier** ($f_{c28} = 40 \text{ MPa}$)

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47 \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12653.82 \text{ MPa}$$

b) **Pile, culée** ($f_{c28} = 27 \text{ MPa}$)

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 33000 \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11100 \text{ MPa}$$

2.3.5 Module de déformation transversale du béton

Il est donné par la relation suivante :

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

ν : coefficient de Poisson

$\nu = 0$ → à l'état limite ultime

$\nu = 0.2$ → à l'état limite de service

2.3.6 Contraintes limites

➤ Etat limite ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Où :}$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Situations durables} \quad \rightarrow f_{bu} = 22.66 \text{ MPa} (f_{c28} = 40 \text{ MPa})$$
$$f_{bu} = 15.30 \text{ MPa} (f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

$$\gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Situations accidentelles} \quad \rightarrow f_{bu} = 29.56 \text{ MPa} (f_{c28} = 40 \text{ MPa})$$
$$f_{bu} = 19.95 \text{ MPa} (f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

Les diagrammes de contraintes déformations adoptés (figure 2-1) sont de deux types :

- Parabole-rectangle pour les sections entièrement comprimées.
- Rectangulaire simplifié pour les autres cas.

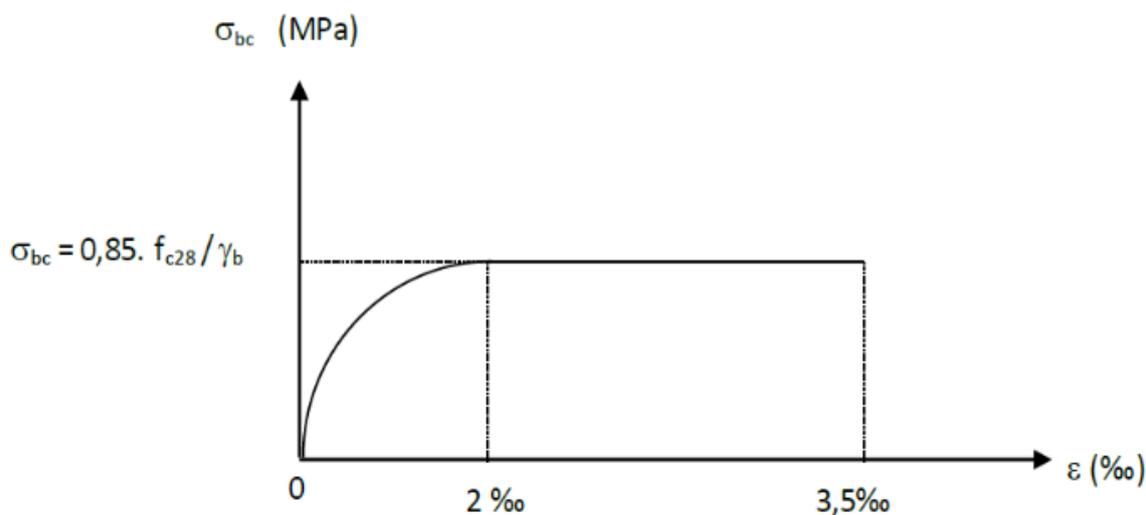


Figure 2-1: Diagramme contraintes-déformations du béton

➤ Etat limite de service :

La contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 24.0 \text{ MPa} (f_{c28} = 40 \text{ MPa})$$
$$= 16.2 \text{ MPa} (f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

2.4 Acier

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

- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration
- Les aciers actifs : pour la précontrainte.

2.4.1 Les aciers passifs

2.4.1.1 Caractéristiques des aciers passifs

Les armatures d'acier de types barres à haute adhérence sont laminées à chaud et pourvues de saillies ou d'aspérités afin d'augmenter les propriétés d'adhérence.

De nos jours, les barres rondes lisses ne sont presque plus utilisées. En Algérie, les barres d'armatures généralement employées présentent des limites élastiques spécifiques de 400 et 500 MPa.

Trois caractéristiques importantes font de l'association acier-béton une union durable :

- 1) Les coefficients de dilatation du béton et de l'acier sont assez proches. Cela permet de prévenir toute fissuration provenant de déformations thermiques différentielles entre les deux matériaux.
- 2) L'enrobage du béton assure la protection des armatures contre la corrosion.
- 3) L'acier présente une haute conductivité thermique, et sa résistance à la traction et à la compression est considérablement réduite lorsqu'il est chauffé à des températures très élevées. Par contre, le béton présente une faible conductivité thermique. Aussi, un enrobage modéré d'environ 4 cm permet d'assurer une résistance assez élevée au feu en isolant les armatures.

2.4.1.2 Armatures utilisées

Pour le ferrailage des éléments en béton armé de la structure de notre pont, nous avons utilisé des barres hautes adhérences de nuance FeE500. Elles présentent les caractéristiques suivantes :

$$\sigma_s = 500 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Situation accidentelle}$$

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Situation durable}$$

$$E = 200\,000 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Module de Young}$$

Le diagramme contraintes-déformations de l'acier utilisé est donné par la figure 2-2.

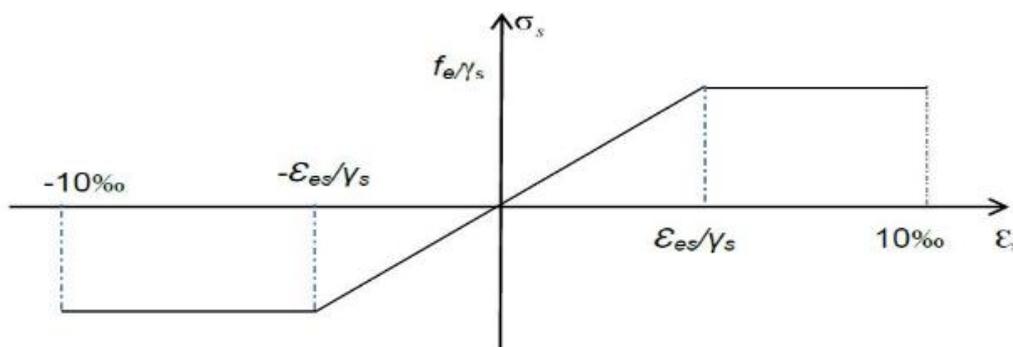


Figure 2-2: Diagramme contraintes-déformations de l'acier utilisé

2.4.2 Résistance de calcul

La résistance de calcul est donnée par l'expression suivante :

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

Où :

$$\gamma_s = 1.15 \quad \rightarrow \text{Situations durables } (\sigma_s = 434.78 \text{ MPa})$$

$$\gamma_s = 1.00 \quad \rightarrow \text{Situations accidentelles } (\sigma_s = 500 \text{ MPa})$$

2.4.2.1 Contrainte limite de traction

Les contraintes limites de service sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau 2-3: Contraintes limites à l'état limite de service

Etat considéré	Etat limite de service (ELS)
Fissuration peu préjudiciable	Pas de vérification
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa}$ Avec : $\eta = 1 \rightarrow$ Barres rond lisse (RL) $\eta = 1.6 \rightarrow$ Barres à haute adhérence (HA)
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa}$

2.4.3 Les aciers actifs

Le procédé utilisé est le procédé de « FRESSIENET », la précontrainte est réalisée par post-tension :

Tableau 2-4: caractéristiques des aciers actifs

Câbles utilisés	12T15
Section nominale de l'acier (A_p)	1668 mm ²
Effort de précontrainte (P_0)	2.37 MN
Tension à l'origine (f_0)	1422.8 MPa
Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte (f_{prg})	1860 MPa
Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte (f_{peg})	1581 MPa
Force nominale de rupture (F_r)	≥ 279 kN
Force nominale de déformation garantie (F_p)	≥ 230 kN
Coefficient de frottement angulaire (f)	0.18 rad ⁻¹
Coefficient de frottement linéaire (φ)	0.02 m ⁻¹
Module d'élasticité de l'acier (E_p)	1.9×10^5 MPa

2.5 Conclusion

Les principaux matériaux utilisés sont le béton ($f_{c28} = 27$ MPa ; $f_{c28} = 40$ MPa), les aciers passifs (FeE500), et les aciers actifs (des câbles 12T15).

On procèdera au prédimensionnement des éléments constitutifs du pont dans le chapitre suivant.

Chapitre 3 :

Prédimensionnement

3.1 Introduction

Ce chapitre s'intéresse au prédimensionnement des différents éléments constructifs de l'ouvrage. Ce dernier sera fait conformément aux prescriptions du document technique S.E.T.R.A (1996).

3.2 Prédimensionnement de la poutre

3.2.1 Constituants de la poutre

Les poutres comportent une table de compression constituant la partie supérieure et un large talon, constituant la partie inférieure, ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur (figure 3-1).

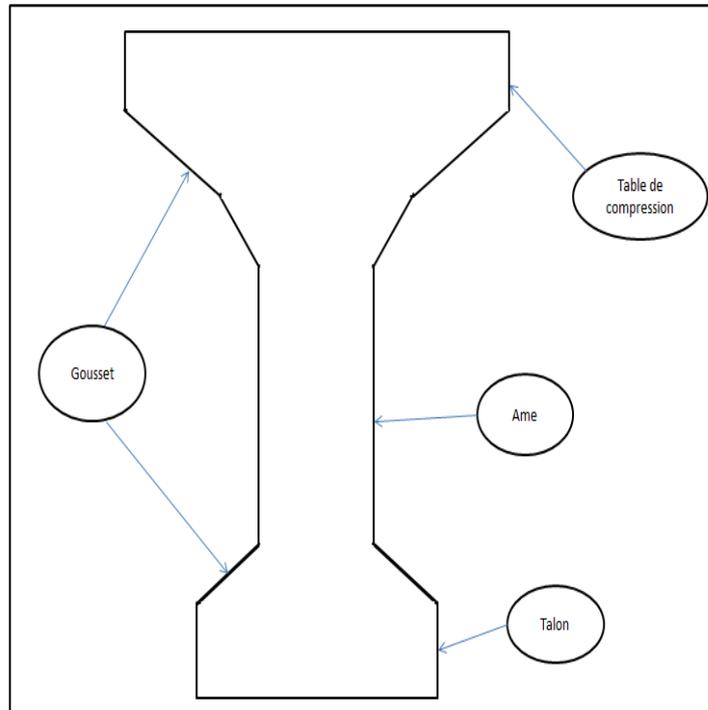


Figure 3-1: Coupe transversale sur poutre

3.2.2 Hauteur de la poutre

L'élançement généralement retenu pour fixer la hauteur totale usuel se situe aux environs du $1/17$ de la portée. Cet élançement détermine la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis). Aussi, l'épaisseur du tablier est comprise entre 1.80 m et 2.40 m lorsque la portée varie de 30 à 40 mètres (d'après le document SETRA).

La hauteur des poutres est déduite du choix retenu pour le type d'hourdis et son épaisseur. Dans le cas d'un hourdis général coulé par-dessus des poutres, la hauteur de la poutre se déduit de la hauteur totale du tablier en retranchant l'épaisseur de l'hourdis.

Pour un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres, la hauteur totale du tablier et la hauteur des poutres sont identiques.

Dans le cas où les contraintes de gabarit limitent la hauteur, il est possible de choisir un autre élançement à condition qu'il ne dépasse pas le $1/20$ de la portée. Une telle possibilité se traduit par une augmentation de la largeur des poutres.

La figure 3-2 représente la section de la poutre,

Où :

h_t : hauteur (poutre + hourdis)

L : portée du tablier

Donc

$$\frac{L}{20} < h_t < \frac{L}{17}$$

$$L = 36$$

$$1.805 < h_t < 2.12m \Rightarrow h_t = 2.1m$$

$$h_t = h_p + h_h$$

h_h : Hauteur de l'hourdi égale 0.20m

$$h_p = 1.9m$$

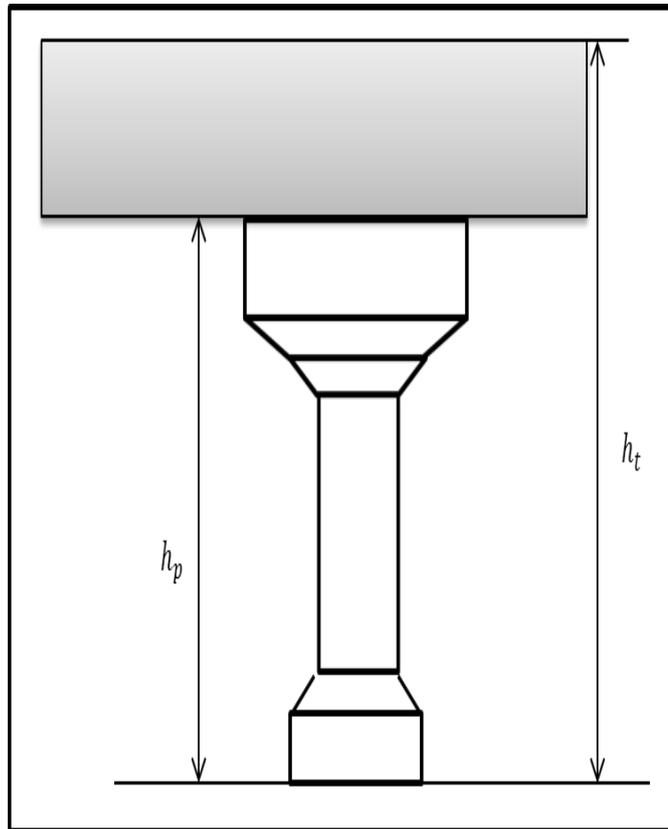


Figure 3-2: hauteur du (poutre + hourdis)

3.2.3 Largeur de la table de compression

Pour alléger les poutres afin de faciliter la manutention, on peut réduire la largeur des tables de compression. Pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, la largeur ne doit pas dépasser les 60% de la hauteur.

$$b \geq 0.6 h_t \Rightarrow b \geq 1.26m$$

On prend :

$$b = 1.30m$$

Quant à l'épaisseur de la table de compression :

$$0.1m \leq e \leq 0.15m$$

Soit :

$$e = 0.15m$$

3.2.4 L'épaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme est choisie selon la zone :

- En zone médiane :

$$0.18m \leq e_{\hat{a}me-m} \leq 0.25m \Rightarrow e_{\hat{a}me} = 0.20m$$

- En zone d'about :

Aux niveaux des abouts l'épaisseur doit être plus grande à cause de l'augmentation de l'effort tranchant (aux appuis) et pour faciliter l'ancrage des câbles.

L'épaisseur retenue aux niveaux des abouts est :

$$e_{\hat{a}me-a} = 0.6m$$

3.2.5 Talon

Le talon d'une poutre constitue la fibre inférieure de la structure, son dimensionnement se fait par la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement. Sa largeur b_t est généralement comprise entre 0.4 et 0.6 m

Donc on fixe : $b_t = 0.6 \text{ m}$

➤ L'épaisseur du talon :

L'épaisseur est comprise entre 0.1 et 0.2 m

Donc on prendra $E_t = 0.15 \text{ m}$

3.2.6 Espacement entre axes des poutres

L'espacement doit respecter l'expression suivante :

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

Aussi, on prend :

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

3.2.7 Nombre des poutres

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement :

Soit :

$$N = \left(\frac{L_r}{\lambda} \right) + 1$$

Avec

L_r : la distance entre les poutres de rives vaut : 14.54m

λ : entraxe des poutres

D'où :

$$N = \frac{14.54}{1.75} + 1 = 8.27 \Rightarrow N = 9 \text{ poutres.}$$

3.2.8 Gousset

➤ Gousset du talon

Le plan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. L'angle est compris entre 45° et 60°, il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure (figure3-3).

On peut choisir :

$$\alpha_t = 45^\circ \Rightarrow E_{\alpha t} = 0.2 \text{ m}$$

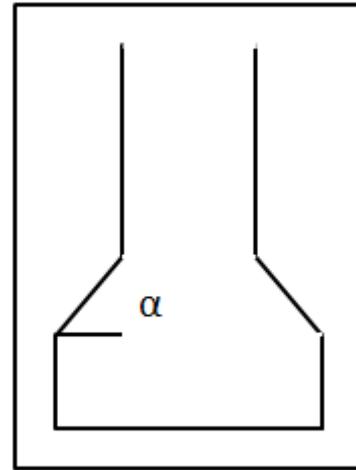


Figure 3-3: gousset du talon

➤ **Gousset de la table de compression**

- Section d'about :

$$\alpha_a = 45^\circ \rightarrow E_{\alpha a} = 0.15 \text{ m}$$

$$\beta_a = 33.6^\circ \rightarrow E_{\beta a} = 0.10 \text{ m}$$

- Section médiane :

$$\alpha_m = 45^\circ \rightarrow E_{\alpha m} = 0.10 \text{ m}$$

$$\beta_m = 11.3^\circ \rightarrow E_{\beta m} = 0.08 \text{ m}$$

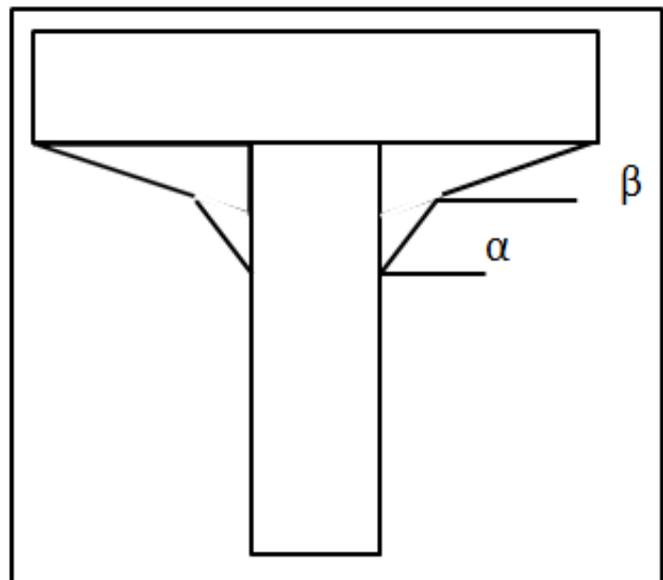


Figure 3-4: gousset de la table de compression

3.3 Prédimensionnement de la dalle

3.3.1 Définition de l'hourdis

Le rôle du hourdis est multiple. En premier lieu, il assure la continuité de surface du tablier, et permet donc de relier les éléments de la poutraison (poutres proprement dites et entretoises). Il fait par ailleurs office de table de compression de poutre et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée (figure 3-5).

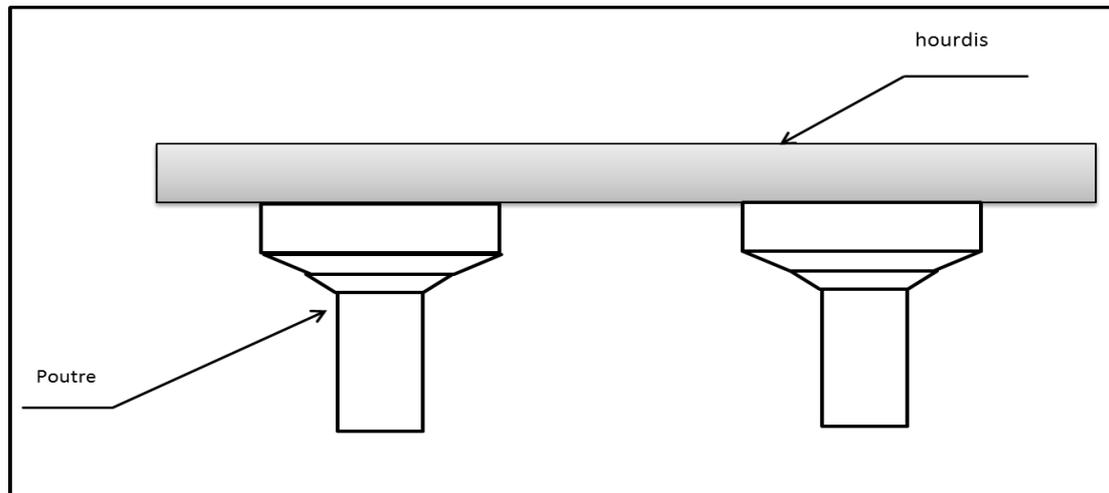


Figure 3-5: hourdis général

3.3.2 Dimensions de l'hourdis

1) La longueur de la dalle :

La longueur de la dalle est égale à l'élanement des poutres.

Soit : $L_d = 36 \text{ m}$

2) La largeur de la dalle :

La largeur de la dalle est égale à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs.

Donc : $l_d = 15.79 \text{ m}$

3) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est directement liée à l'entre axe des poutres, plus l'entre axe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversale.

En général l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.16 et 0.3m.

On prendra 0.20m pour des considérations de l'enrobage des aciers.

Donc : $E_d = 0.20 \text{ m}$

3.3.3 Trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant par une simple surélévation de la circulation automobile. Il n'y en a pas sur les ponts des autoroutes, seul un passage de service de 40cm de largeur environ, longe les bords du tablier, encadré par une glissière et un garde-corps.

Dans le cas de notre ouvrage la largeur retenue est de 0.5m.

Soit : $E_t = 25 \text{ cm}$

3.3.4 Gardes corps

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique. En Algérie on emploie souvent les garde-corps standardisés.

3.3.5 Corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique ; situées à l'extrémité de tablier, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage. Une corniche mal alignée dont le tracé présente des irrégularités, se remarque très vite à l'œil nu.

On utilise souvent en Algérie les corniches en béton préfabriquées et c'est le cas pour notre ouvrage.

3.4 Caractéristiques géométriques de la poutre

Etant donné que la section de la poutre n'est pas constante tout au long de la travée, aussi pour l'étude, nous considérons deux sections : la section médiane et la section d'about.

3.4.1 Notations utilisées

Les calculs se feront par rapport à l'axe (Δ) (figure 3-6) ;

- $I_{\Delta} = I_0 + AY^2$: Moment d'inertie par rapport à Δ ;
- S_{Δ} : Moment statique ;
- V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;
- V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;
- I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

$$\text{Pour une section triangulaire } I_0 = \frac{bh^3}{36} ;$$

$$\text{Pour une section rectangulaire } I_0 = \frac{bh^3}{12} ;$$

- A : Section de la poutre ;
- Y : Distance des différents centres de gravité des sections à la fibre inférieure (Δ).
- ρ : Rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_0}{A_{nette} \times V \times V}$$

$$A(nette) = 95\% A (brute)$$

$$S_{\Delta}(nette) = 95\% S_{\Delta}(brute)$$

$$I_{\Delta}(nette) = 90\% I_{\Delta}(brute)$$

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

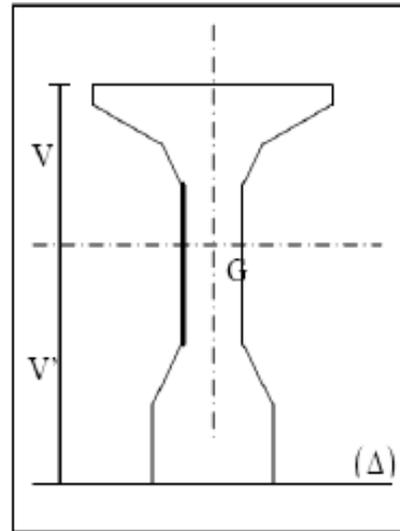


Figure 3-6: la notation utilisée

3.4.2 Poutre en béton précontraint

3.4.2.1 Section médiane sans hourdis (figure 3-7)

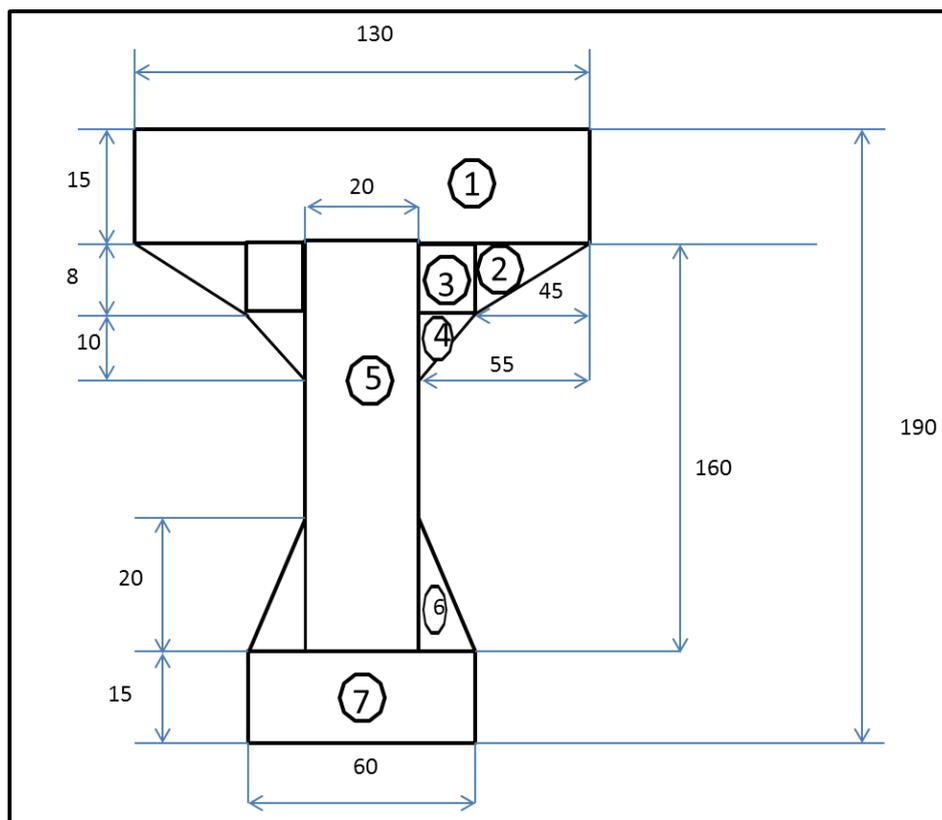


Figure 3-7: section médiane sans hourdis

Dans le tableau ci-après sont mentionnées les caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.

Tableau 3-1: caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre sans hourdis

	$A_i (cm^2)$	$Y_i (cm)$	$S_{i\Delta} (cm^3)$	$I_{0i} (cm^4)$	$I_{\Delta i} (cm^4)$
Section 1	1950	182.5	355875	36562.5	64983750
Section 2	180	172.33	31019.4	640	5346213.2
Section 3	80	170	13600	426.67	2312426.67
Section 4	50	163.66	8183	277.78	1339507.56
Section 5	3200	95	304000	6826666.66	35706666.66
Section 6	200	21.67	4334	4444.45	98362.23
Section 7	900	7.5	6750	16875	67500
ΣA_{brute}	6560	$\Sigma S_{\Delta brute}$	723761.4	$\Sigma I_{\Delta brute}$	109854426.3
ΣA_{nette}	6232	$\Sigma S_{\Delta nette}$	687573.33	$\Sigma I_{\Delta nette}$	98868983.69

Les principales caractéristiques géométriques de la section de la section médiane de la poutre sans hourdis sont :

1) Le centre de gravité de la section :

$$Y_G = V = \frac{S_{\Delta_{nette}}}{A_{nette}} \Rightarrow Y_G = V = 110.32 \text{ cm}$$

$$V = 175 - V' = 190 - 110.32 = 79.68 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie

$$I_G = I_{\Delta_{brute}} - S_{\Delta_{brute}} \times V' \Rightarrow I_G = 30009068.65 \text{ cm}^4$$

3) Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette}} \times V' \times V \Rightarrow \rho = 54.77\%$$

3.4.3 Section médiane avec hourdis

La section médiane avec hourdis est représentée sur la figure ci-après. Quant aux caractéristiques géométriques, elles figurent dans le tableau 3-2.

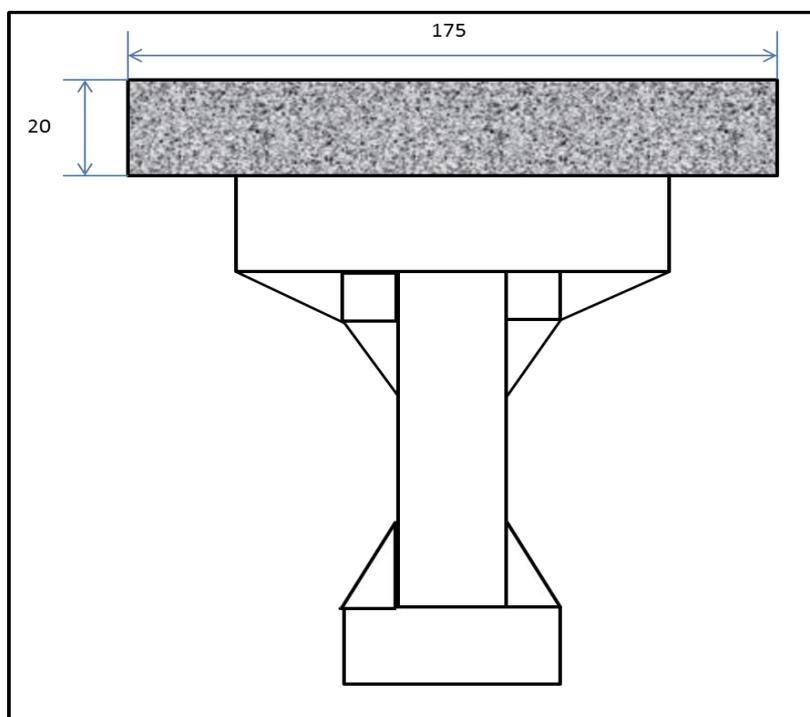


Figure 3-8: section médiane avec hourdis

Tableau 3-2: Caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis

	$A_i \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (cm)}$	$S_{i\Delta} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_{0i} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{\Delta i} \text{ (cm}^4\text{)}$
Section de la poutre	6560	110.32	723699.2	//	109854426.3
Section du hourdis	3500	200	700000	116666.66	140116666.7
ΣA_{brute}	10060	$\Sigma S_{\Delta_{brute}}$	1423699.2	$\Sigma I_{\Delta_{brute}}$	249971093
ΣA_{nette}	9557	$\Sigma S_{\Delta_{nette}}$	1352614.24	$\Sigma I_{\Delta_{nette}}$	224973983.7

Les principales caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre avec hourdis sont :

1) Le centre de gravité de la section :

$$Y_G = V \cdot \frac{S_{\Delta_{nette}}}{A_{nette}} \Rightarrow Y_G = V = 141.53 \text{ cm}$$

$$V = 210 - Y_G = 210 - 141.53 = 68.46 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I_G = I_{\Delta_{brute}} - S_{\Delta_{brute}} \times V \Rightarrow I_G = 48474945.22 \text{ cm}^4$$

3) Le rendement géométrique

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette} \times V \times V} \Rightarrow \rho = 0.52 \rightarrow 52\%.$$

3.4.4 Section d'about sans hourdis

La section d'about sans hourdis est représentée sur la figure ci-après. Quant aux caractéristiques géométriques, elles sont mentionnées dans le tableau 3-3.

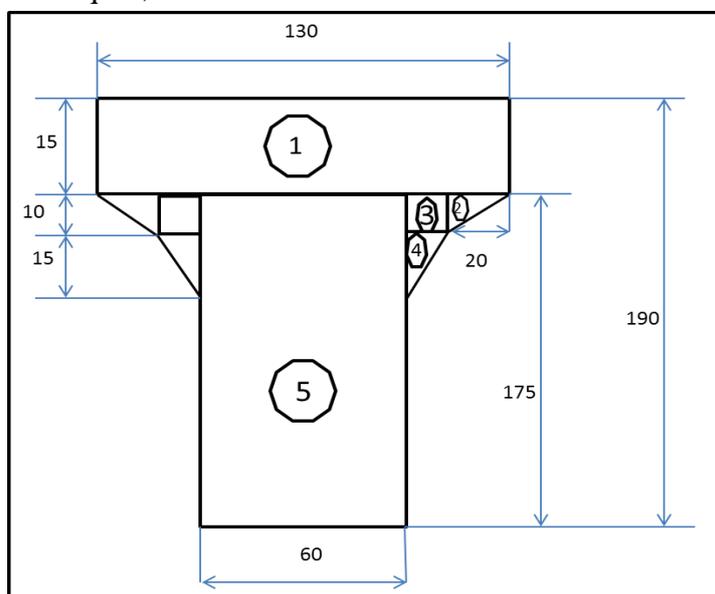


Figure 3-9: section d'about sans hourdis

Tableau 3-3: caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.

	$A_i \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (cm)}$	$S_{i\Delta} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_{0i} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{\Delta i} \text{ (cm}^4\text{)}$
Section 1	1950	182.5	355875	36562.5	64983750
Section 2	100	171.67	17167	555.55	2947614.44
Section 3	150	170	25500	1250	4336250
Section 4	112.5	160	18000	1406.25	2881406.25
Section 5	10500	87.5	918750	26796875	107187500
ΣA_{brute}	12812.5	$\Sigma S_{\Delta_{brute}}$	1335292	$\Sigma I_{\Delta_{brute}}$	182336520.7
ΣA_{nette}	12171.87	$\Sigma S_{\Delta_{nette}}$	1268527.4	$\Sigma I_{\Delta_{nette}}$	164102868.6

Les principales caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis sont

1) Le centre de gravité de la section :

$$Y_G = V = \frac{S_{\Delta nette}}{A_{nette}} \rightarrow Y_G = V = 104.21 \text{ cm}$$

$$V = 175 - Y_G = 190 - 104.21 = 85.78 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I_G = I_{\Delta brute} - S_{\Delta brute} \times V \rightarrow I_G = 43185741.38 \text{ cm}^4$$

3) Le rendement géométrique

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette} \times V \times V} \rightarrow \rho = 0.39 \rightarrow 39\%$$

3.4.5 Section d'about avec hourdis

La section d'about avec hourdis est représentée sur la figure ci-après. Quant aux caractéristiques géométriques, elles sont mentionnées dans le tableau 3-4.

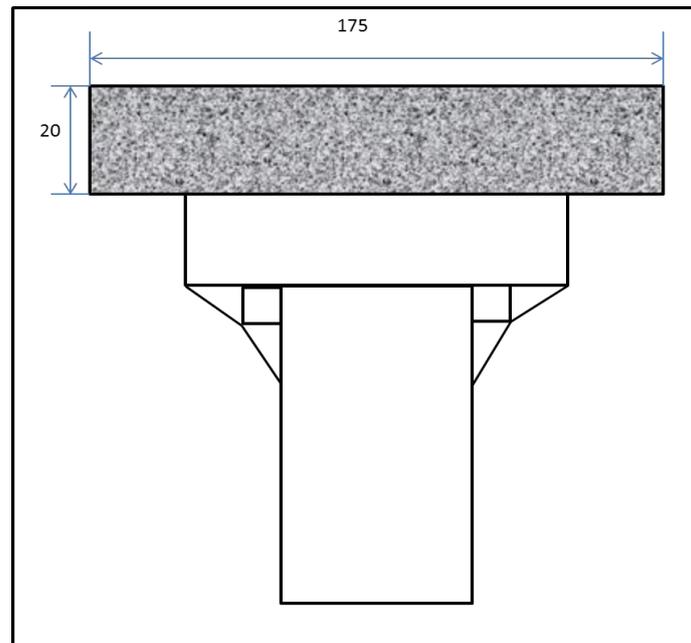


Figure 3-10: section d'about avec hourdis

Tableau 3-4: caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis

	$A_i \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (cm)}$	$S_{i\Delta} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_{0i} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{\Delta i} \text{ (cm}^4\text{)}$
Section de la poutre	12812.5	104.21	1335190.62	/	139140215
Section du hourdis	3500	200	700000	116666.67	140116666.7
ΣA_{brute}	16312.5	$\Sigma S_{\Delta brute}$	2035190.62	$\Sigma I_{\Delta brute}$	279256881.7
ΣA_{nette}	15496.87	$\Sigma S_{\Delta nette}$	1933431.08	$\Sigma I_{\Delta nette}$	251331193.5

Les principales caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis sont :

1) Le centre de gravité de la section :

$$Y_G = V^{\wedge} = \frac{S_{\Delta_{nette}}}{A_{nette}} \rightarrow Y_G = V^{\wedge} = 124.76 \text{ cm}$$

$$V = 200 - 116.78 = 85.23 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I_G = I_{\Delta_{brute}} - S_{\Delta_{brute}} \times V^{\wedge} \rightarrow I_G = 25346499.95 \text{ cm}^4$$

3) Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette} \times V^{\wedge} \times V} \rightarrow \rho = 0.46 \rightarrow 46\%$$

3.5 Conclusion

Pour notre ouvrage, on prendra une épaisseur de dalle de **20 cm**, et une poutre de hauteur **1.9 m**. L'épaisseur de l'âme est de **60 cm** à l'about, et de **20 cm** pour la section médiane. On procèdera ensuite au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter.

Chapitre 4 : Charges et Surcharges

4.1 Introduction

Le chapitre suivant portera sur la détermination des différentes charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage. Les actions appliquées sur un pont se classent en deux catégories principales.

1) Les actions hors trafic :

Pouvant être :

- Permanents : poids propre des éléments porteurs (poutre, caisson...) ou poids propre des éléments non porteurs de type (trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps...).
- Variables : charges climatiques (vent et température).
- Accidentelles : charges sismiques.

2) Les actions dues au trafic :

Elles comportent :

- Des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charge A, B, militaires et convois exceptionnels).
- Des actions accidentelles dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

4.2 Caractéristiques du pont

4.2.1 Largeur roulable L_r

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou les bordures. Dans notre cas :

$$L_r = 14.54 \text{ m}$$

4.2.2 Classe du pont

Les ponts routes sont classés en trois classes en fonction de leur destination et de leur largeur roulable (L_r).

➤ Première classe

- Tous les ponts supportant des chaussées de $L_r \geq 7m$;
- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées ;
- Tous les ponts avec $L_r < 7$ m qui sont désignés par le CCTP (cahier des clauses techniques particulières).

➤ Deuxième classe

- Les ponts supportant des chaussées à deux voies, où :

$$5.50 \text{ m} < L_r < 7m$$

➤ Troisième classe

- les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies, avec ;

$$L_r \leq 5.50 \text{ m}$$

Pour notre projet, il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable $L_r = 14.54 \text{ m}$, c'est donc un pont de **1^{ère} classe**.

4.2.3 Largeur chargeable L_c

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0.5m le long de chaque dispositif de retenue (glissière, barrière) lorsqu'il existe :

$$L_c = 13.54 \text{ m}$$

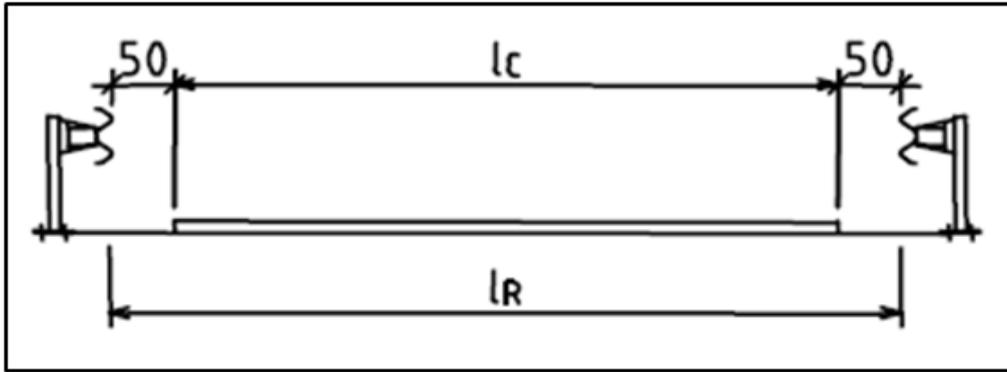


Figure 4-1: Largeur chargeable et largeur roulable

4.2.4 Nombre de voies N

$$N = E \left(\frac{L_C}{3} \right) = E \left(\frac{13.54}{3} \right) = 4$$

4.2.5 Largeur de voie L_v

$$L_v = \frac{L_C}{N} = \frac{13.54}{4} = 3.38 \text{ m}$$

4.3 Les actions hors trafic

4.3.1 Poids propre des éléments porteurs

1) Poids propre de la poutre

Le poids propre de la poutre est calculé comme ce qui suit (Figure 4-2) :

$$P_{S1} = 2.5 \times 1.28 \times 3 = 9.60 \text{ t}$$

$$P_{S2} = 2.5 \times 2 \times (1.28 + 0.65)/2 = 4.82 \text{ t}$$

$$P_{S3} = 2.5 \times 0.656 \times 13.05 = 21.41 \text{ t}$$

$$P_{poutres} = (9.61 + 4.85 + 21.41) \times 2 = 71.65 \text{ t}$$

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

$$P_{poutre} = 71.72/36 = 1.99 \text{ t}$$

$$P_{total \text{ poutres}} = 1.99 \times 9 = 17.91 \text{ t/m}$$

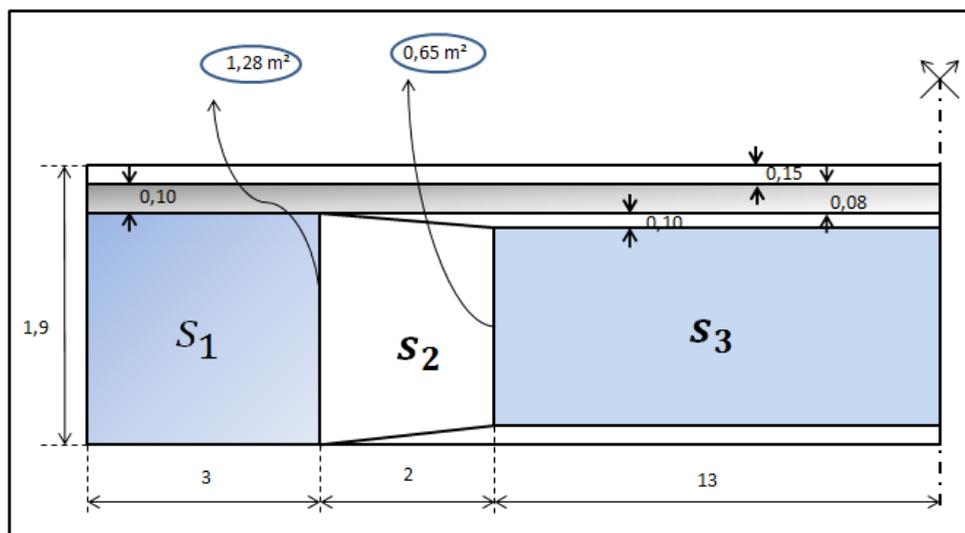


Figure 4-2: variation de la section de la poutre

2) Poids propre de la dalle

Le poids de la dalle (figure 4-3) peut être calculé par la formule suivante :

$$P_{dalle} = \rho_b \times e_{dalle} \times L_{dalle}$$

$$P_{dalle} = 2.5 \times 0.20 \times 15.795 = 7.89 \text{ t/ml}$$

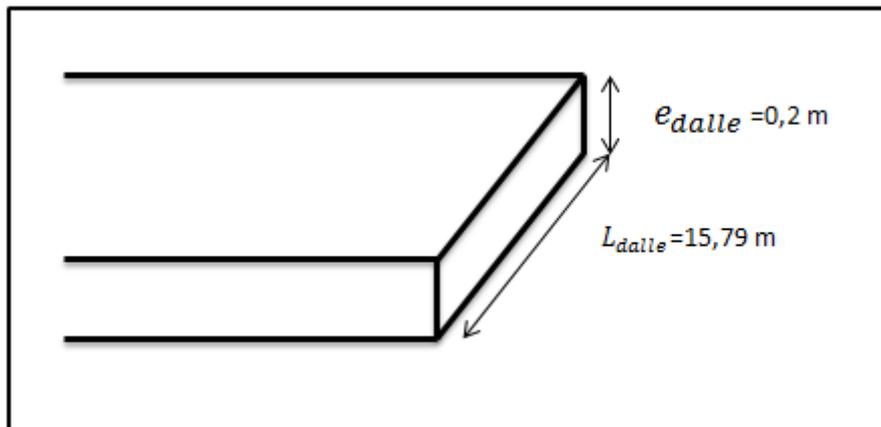


Figure 4-3: vue de face de dalle

Le poids total des éléments porteur :

$$CP = (P_{total \text{ poutres}} + P_{dalle}) \times L = (17.91 + 7.89) \times 36$$

$$CP = 928.80 \text{ t.}$$

4.3.2 Poids total des éléments non porteur

La figure ci-dessous représente les éléments composant un pont.

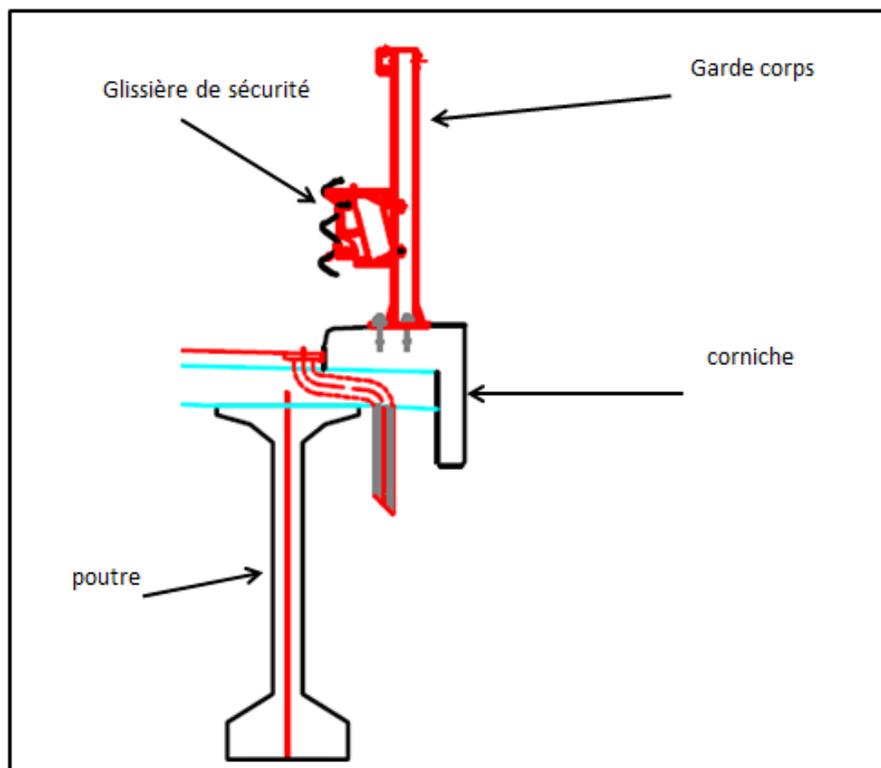


Figure 4-4: éléments du pont

1) Trottoirs :

On a deux trottoirs de 0.5m :

$$L_t = 0.5 \text{ m}$$

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

La surface du trottoir vaut :

$$0.5 \times 0.25 = 0.125 \text{ m}^2$$

$$P_t = 2.5 \times (0.125) \times 2 = 0.625 \text{ t/ml.}$$

2) Corniches (figure 4-5) :

La surface de la corniche vaut 0.26 m^2

$$P_c = 2.5 \times 2 \times 0.26 = 1.30 \text{ t/ml}$$

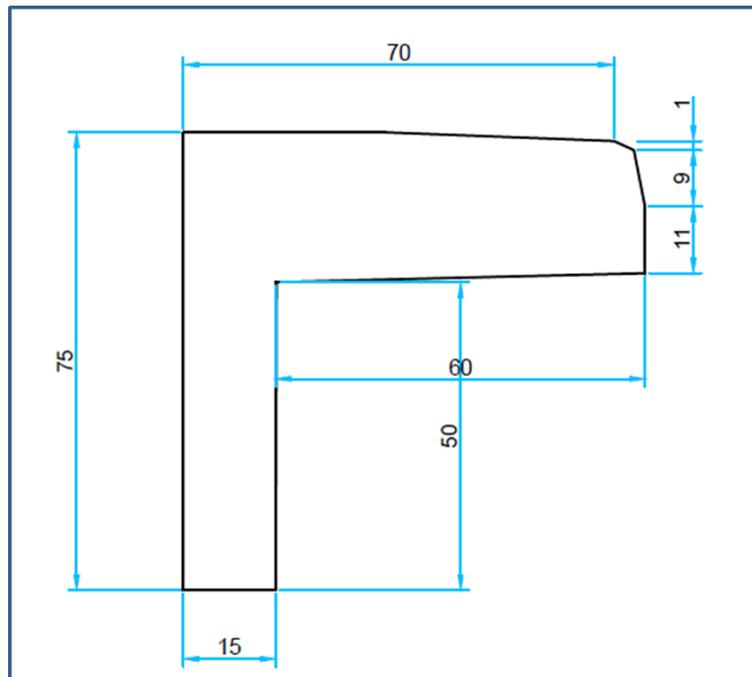


Figure 4-5: la corniche

3) Gardes corps :

Selon le fascicule 61 titre II, le poids de garde-corps est pris :

$$P_g = 0.3 \text{ t/ml}$$

4) Glissières :

Le poids des glissières est pris égal à (fascicule 61 titre II):

$$P_{gb} = 0.3 \text{ t/ml}$$

Ce pont possède deux glissières, donc :

$$P_{gb} = 2 \times 0.3 = 0.6 \text{ t/ml}$$

5) Entretoises :

Le poids des entretoises se calcule par la formule suivante :

$$P_e = e_e \times L_e \times 2.5 = 0.3 \times 1.4 \times 2.5 = 1.05 \text{ t/ml}$$

6) Etanchéité (figure 4-6) :

Le poids d'étanchéité se calcule par la formule suivante :

$$p_{ét} = e_{ét} \times L_r \times \rho_{ét}$$

Où :

$$e_{ét} = 1.00 \text{ cm}$$

$$\rho_{ét} = 2.20 \text{ t/m}^3$$

$$L_r = 14.54 \text{ m}$$

$$p_{ét} = 14.54 \times 0.01 \times 2.2 = 0.32 \text{ t/ml}$$

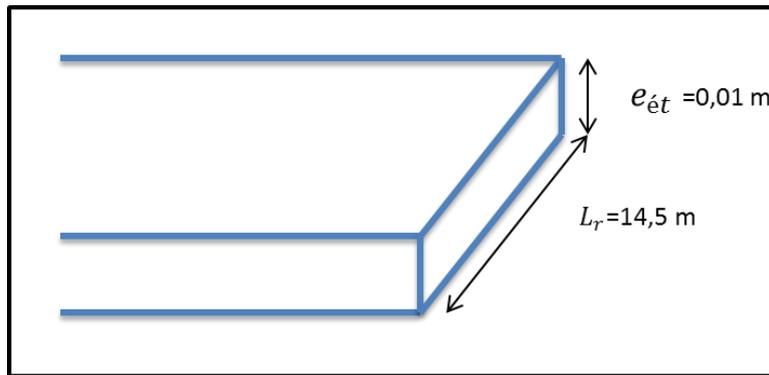


Figure 4-6: la couche d'étanchéité

7) Revêtement (figure 4-7) :

Le poids du revêtement se calcule par la formule suivante :

$$P_r = e_r \times L_r \times \rho_{BB}$$

Le revêtement de ce pont est réalisé avec une couche de 7 cm en béton bitumineux, de poids volumique :

$$\rho_{BB} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

Soit :

$$P_r = 0.07 \times 2.4 \times 14.54 = 2.44 \text{ t/ml}$$

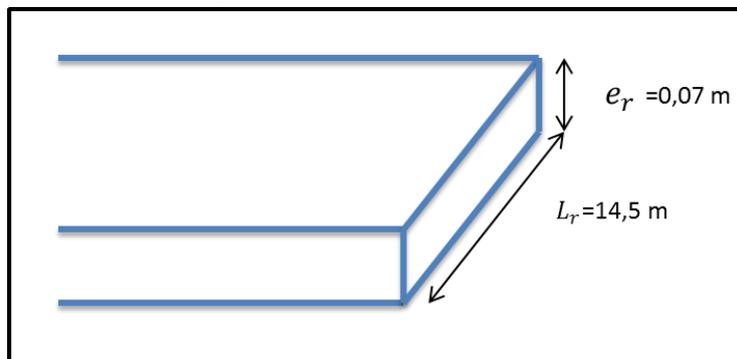


Figure 4-7: la couche du revêtement

Le poids des élément non porteurs :

$$CCP = (P_t + P_C + P_g + P_{gb} + P_e + P_{ét} + P_r)L$$

$$CCP = (0.625 + 1.3 + 0.3 + 0.6 + 1.05 + 0.32 + 2.44) \times 36 = 238 \text{ t}$$

Le poids des éléments non porteurs vaut donc :

$$\mathbf{CCP = 238.86 \text{ t}}$$

Le poids total est donné par :

$$P = CCP + CP$$

$$P = 238.86 + 928.80 \text{ t} = 1167.66 \text{ t} \approx 1168 \text{ t}$$

Le poids total est :

$$\mathbf{P = 1168 \text{ t}}$$

4.4 Les actions due au Traffic

D'après le fascicule **61 titre II**, l'évaluation des charges routières passe par l'application des différents systèmes de charges, qui sont :

- Système de charge A ;
- Système de charge B {Bc ; Br ; Bt} ;
- Surcharges militaires {Mc120} ;
- Convois exceptionnels {D240}.

4.4.1 System de charge A

Le système de charge A présente un chargement uniformément répartie appliqué au pont routier dont la portée ≤ 200 m. il est le résultat du produit suivant :

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

1) Calcul de A(L) :

C'est une charge surfacique qui dépend de la portée L

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12} = 2.3 + \frac{360}{36+12} = 9.8 \text{ KN/m}^2$$

2) Détermination de a_1 :

a_1 est un coefficient qui dépend du nombre de voies chargées dont les valeurs sont données dans le tableau 4-1 :

Tableau 4-1: valeur de a_1

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

3) Détermination de a_2 :

a_2 est un coefficient qui dépend de la largeur du voie :

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v}$$

Avec :

$$L_v = 3.38 \text{ m}$$

Les valeurs de L_0 sont données dans le tableau 4-2 :

Tableau 4-2: valeur de L_0

Classe de pont	L_0
1	3.5
2	3
3	2.75

Dans notre cas $L_0 = 3.5$

$$a_2 = 3.5/3.38 = 1.035$$

Les valeurs de A figurent dans le tableau 4-3 :

Tableau 4-3: Valeurs de A

Nombre de voies	a_1	a_2	A(KN/m ²)	Largueur des Voies(m)	Q _A (KN/ml)
1	1	1.035	10.143	3.38	34.28
2	1	1.035	10.143	6.76	68.57
3	0.9	1.035	9.128	10.14	92.55
4	0.75	1.035	7.60	13.52	102.752

4.4.2 Coefficient de majoration dynamique

Les surcharges du système B et Mc120 sont affectées d'un coefficient de majoration dynamique.

Il est déterminé par l'expression suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Avec :

L : représente la longueur du pont exprimée en mètres.

G : sa charge permanente.

S : la surcharge maximale correspondante.

4.4.3 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 :

- Le système B_c se compose de camions types ;
- Le système B_r se compose d'une roue isolée ;
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

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

4.4.3.1 Système B_c

Un camion type du système B_c (figure 4-8) comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques, et possède les caractéristiques suivantes :

- Masse totale 30 t ;
- Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t ;
- Masse portée par l'essieu avant 06 t ;
- Longueur d'encombrement 10,50 m ;
- Largeur d'encombrement 2,50 m ;
- Distance des essieux arrière 1,50 m ;
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,50 m ;

- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2,00 m ;
- Surface d'impact d'une roue arrière : 0,25 m × 0,25 m ;
- Surface d'impact d'une roue avant : 0,20 m × 0,20 m.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour engendrer l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions sont orientés dans le même sens.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur.

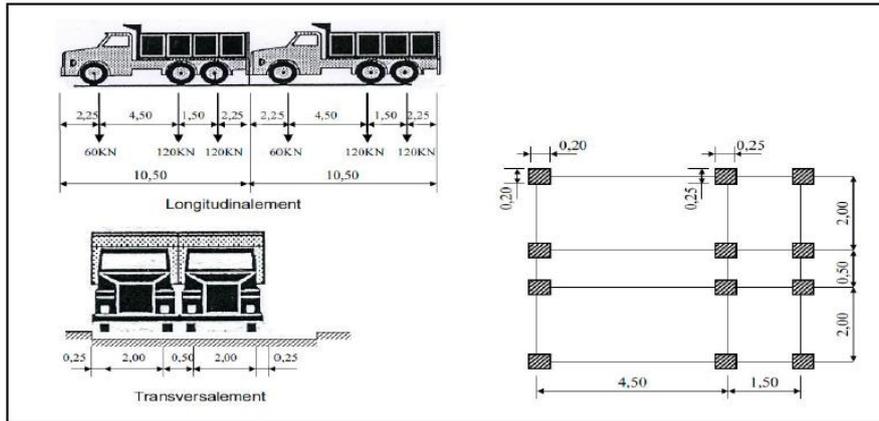


Figure 4-8: système de charge B_c (RCPR)

D'où :

$$B_c = b_c \times 2 \times 30 \times N$$

Avec :

N : nombre de voies.

b_c : coefficient dépendant du nombre de voies et de la classe du pont (tableau 4-4) :

Tableau 4-4: Valeurs de b_c

Classe du pont	Nombre de voies	1	2	3	4	≥ 5
	1	1	1.2	1.1	0.95	0.8
	2	1.0	1.0	-	-	-
	3	1.0	0.8	-	-	-

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{B_c}}$$

Le tableau 4-5 donne la charge par essieu en fonction de b_c et du coefficient de majoration dynamique δ_{Bc} .

Tableau 4-5: la charge B_c par essieu

Nombre de voies chargées	b_c	δ_{Bc}	Charge par essieu(t)		
1	1.2	1.055	EAV	$6 \times 1.2 \times 1.055$	7.59
			EAR	$12 \times 1.2 \times 1.055$	15.19

2	1.1	1.061	EAV	$2 \times 1.1 \times 6 \times 1.061$	14.01
			EAR	$2 \times 1.1 \times 1.061 \times 12$	28.02
3	0.95	1.066	EAV	$3 \times 0.95 \times 1.066 \times 6$	18.22
			EAR	$3 \times 12 \times 0.95 \times 1.066$	36.44
4	0.80	1.072	EAV	$4 \times 6 \times 0.80 \times 1.072$	20.58
			EAR	$4 \times 12 \times 0.80 \times 1.072$	41.16

Où :

EAV : essieu avant

EAR : essieu arrière

4.4.3.2 Système de charge B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 10t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.60m et le côté longitudinal 0.30m (figure 4-9)

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

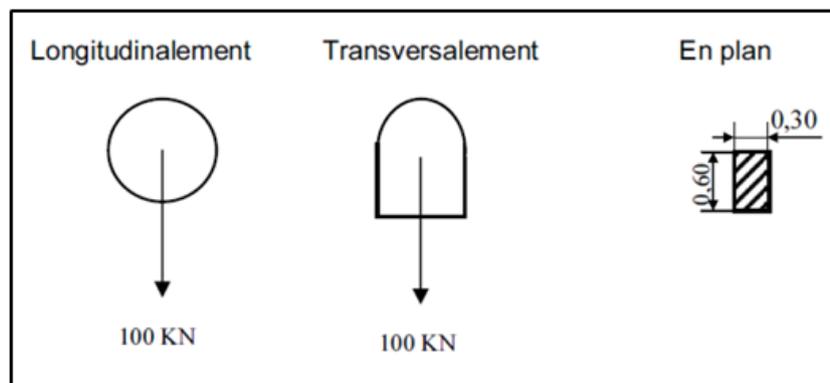


Figure 4-9: système de charge B_r (RCPR)

→ $B_r = 10 \text{ t}$

Le coefficient de majoration dynamique δ_{B_r} est égal à :

$$\delta_{B_r} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1160}{10}} = 1.05$$

$$\delta_{B_r} \times B_r = 10 \times 1.05 = 10.50 \text{ t}$$

$$\delta_{B_r} = 10.50 \text{ t}$$

4.4.3.3 Système de charge B_t

Ce système est applicable uniquement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes (figure 4-10) :

- Masse portée par chaque essieu 16 t ;
- Distance des deux essieux 1.35 m ;

- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2.00 m.

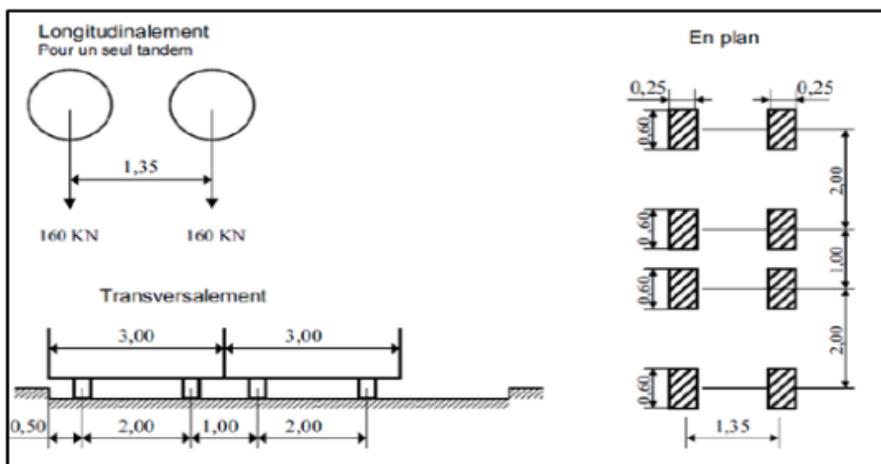


Figure 4-10: système de charge B_t (RCPR)

Pour les ponts à une voie un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent peuvent être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

La charge B_t est déterminée par l'expression suivante :

$$B_t = 32 \times b_t \times n$$

Avec :

n : nombre de tandems

b_t : est un coefficient dépendant à la classe du pont, (tableau 4-6) :

Tableau 4-6: Valeurs de b_t

Classe de pont	b_t
1	1.2
2	1

Pour les ponts de la première classe, on a :

$$b_t = 1.2$$

Le coefficient de majoration dynamique δ_{B_t} est calculé à l'aide de la formule :

$$\delta_{B_t} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{B_t}}$$

La charge B_t par essieu est :

$$B_t = n \times 16 \times \delta_{B_t} \times b_t$$

Le tableau ci-après donne les valeurs de B_t et du coefficient de majoration.

Tableau 4-7: valeurs de B_t et de son coefficient de majoration

n	$B_t(t)$	δ_{B_t}	$B_t/essieu$
1	38.4	1.053	20.21
2	76.8	1.058	40.62

4.4.4 Effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et B_c 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. Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les forces de freinages n'intéressent pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les normes en vigueur

1) Système A

Pour déterminer l'effort de freinage engendré par le système A on applique la relation suivante :

$$F_A = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

Avec :

$$S = L \times L_c = 36 \times 13.54 = 487.44 \text{ m}^2$$

$$A = 0.76 \text{ t/m}^2$$

D'où,

$$F_A = 17.067 \text{ t}$$

2) Système B_c

Chaque essieu d'un camion du système peut développer un effort de freinage égal à son poids, un seul est supposé freiner.

$$F_{Bc} = 30 \times b_c \quad \rightarrow \quad F_{Bc} = 30 \times 0.80 = 24 \text{ t}$$

4.4.5 Système militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés de sorte à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être, dans certains cas, plus défavorables que ceux définis précédemment (A et B).

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes (figure 4-11) :

- Masse totale 110 t ;
- Longueur d'une chenille 6,10 m ;
- Largeur d'une chenille 1 m ;
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.

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

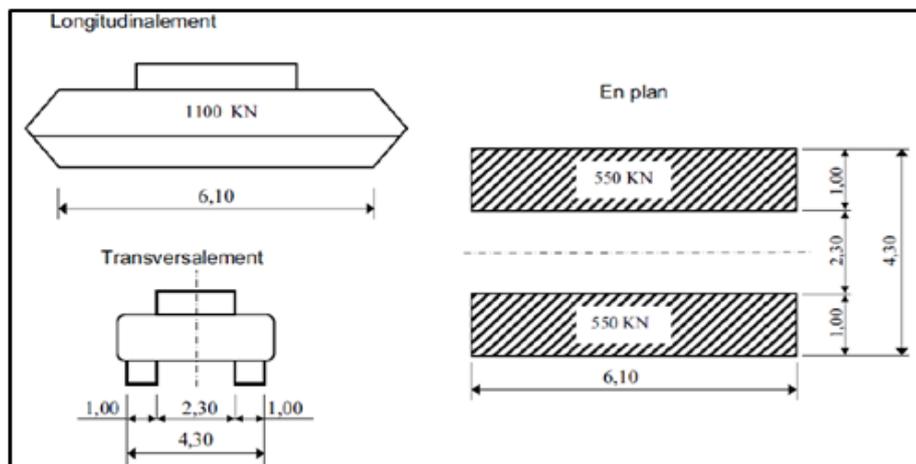


Figure 4-11: système de charge Mc120(RCPR)

La charge du système militaire Mc 120 est :

$$Mc120 = 110 \text{ t}$$

Coefficient de majoration dynamique δ_{Mc120} :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{Mc120}}$$

Le tableau 4-8 fournit la charge Mc120 et son coefficient de majoration.

Tableau 4-8: charge Mc120 par chenille et son coefficient de majoration

Mc120	δ_{Mc120}	Charge par chenille (t)	Charge par chenille (t/m)
110	1.063	116.93	19.16

4.4.6 Convoi exceptionnel D240

Le convoi comporte une remorque de trois éléments à quatre lignes de 240 t comme poids total. Le poids est supposé reparti sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et de 18.60 m de long (figure 4-12).

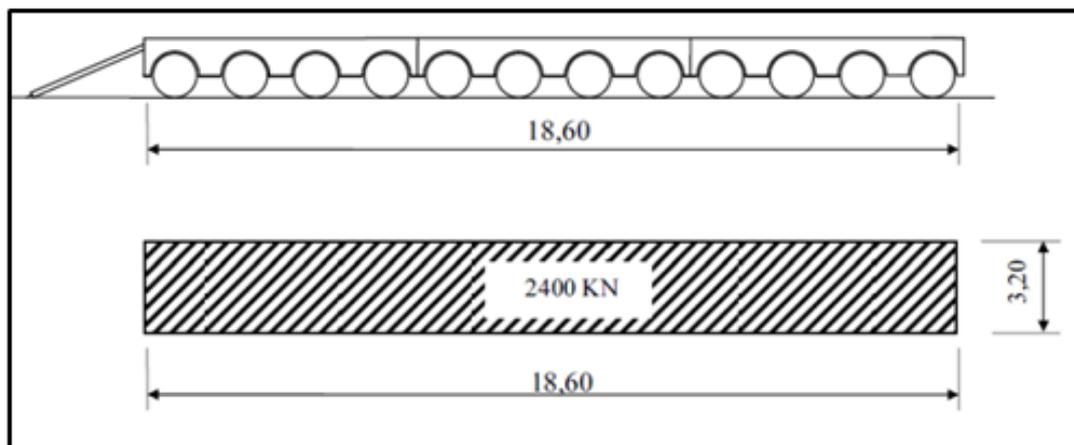


Figure 4-12: convoi D240 (RCPR)

La charge du convoi est :

$$D240 = 240 \text{ t}$$

Soit par mètre linéaire :

$$\frac{240}{18.6} = 12.90 \rightarrow D240 = 12.90 \text{ t/m}$$

4.5 Autres charges

4.5.1 Surcharge sur trottoirs

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agisse de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs. Il y a deux types de charges de trottoir :

- Les charges utilisées dans la justification des éléments du tablier ou charges locales,
- Les charges qui servent à la justification des poutres maitresses ou charges générales (globales).

1) Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de 450 kg/m^2 .

2) Surcharge globale : c'est une surcharge uniformément répartie de 150 kg/m^2 .

En ce qui concerne le pont étudié, une charge uniforme de 150 kg/m^2 est appliquée sur les trottoirs.

Les deux trottoirs chargés donnent :

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

4.5.2 Charge sur les garde-corps

Sur la main courante d'un garde-corps pour piétons est appliquée une charge horizontale perpendiculaire à la lisse supérieure et uniformément répartie d'intensité P_g (Figure 4-13). Celle-ci est donnée en fonction de la largeur utile b du trottoir, et est exprimée en mètre linéaire, soit :

$$P_g = 0.5(1 + b) = 0.5(1 + 0.5) = 0.75 \text{ kN/ml}$$

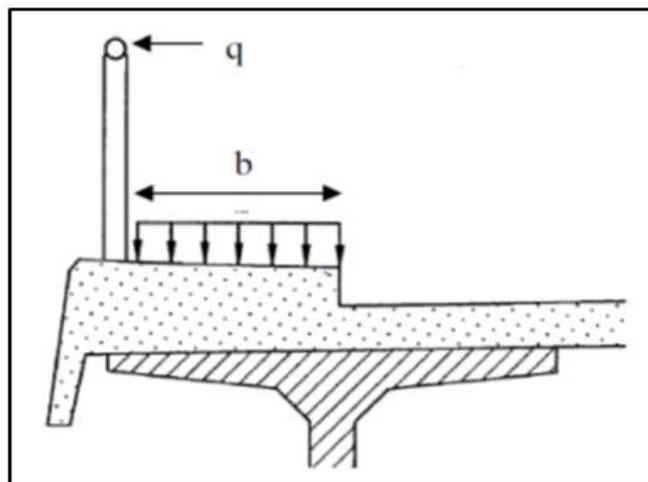


Figure 4-13: charge sur le garde-corps

4.5.3 Charge du vent

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

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

- 2000 N/m² Pour les ouvrages en service.
- 1250 N/m² Pour les ouvrages en cours de construction.

4.5.4 Charges thermiques

1) Variations linéaires

La différence de température est prise en compte dans les calculs comme suit :

- [T = ±30°C]
- Coefficient de dilatation du béton armé : $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} C^{\circ-1}$

Les variations linéaires de température ont une influence uniquement sur le calcul des joints étant donné que le tablier n'est pas sollicité de façon significative.

2) Gradient thermique

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

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

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

Tableau 4-9: Gradient thermique

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

4.6 Actions accidentelles

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

D'après le **R.C.P.R**, les actions sismiques sont classées aussi parmi les actions accidentelles. Elles sont déterminées en utilisant les formules indiquées dans les règlements parasismiques des ouvrages d'art.

➤ Action sismique

Le pont faisant l'objet de cette étude est un pont routier classé dans le groupe 1 (pont très important). Il sera implanté dans une zone classée, selon le règlement parasismique algérien zone IIa (sismicité moyenne).

4.7 Conclusion

Après la détermination des différentes charges et surcharges que doit notre ouvrage supporter, on procèdera à déterminer les différentes combinaisons de chargement possibles, en faisant les calculs à l'ELU, et la vérification à l'ELS.

Chapitre 5 : Modélisation et Analyse du tablier

5.1 Introduction

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Cette étude est consacrée à la phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières sont appliquées.

Les surcharges sont disposées conformément au fascicule 61 titre II, et le R.C.P.R de façon à obtenir des sollicitations maximales.

5.2 Effort tranchant

5.2.1 Effort tranchant dû au poids propre

Pour le calcul des efforts tranchants, nous utilisons les lois de la résistance des matériaux. La figure ci-dessous représente une poutre soumise à un chargement uniforme.

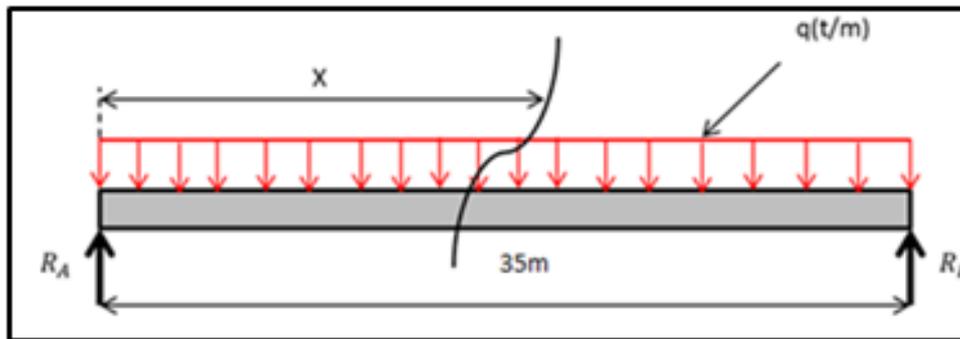


Figure 5-1: Poutre sous la charge du poids propre

Les différentes charges sont :

$$q_{\text{poutre}} = 1.99 \text{ t/m}$$

$$q_{\text{dalle}} = 7.89 \text{ t/m}$$

Soit :

$$q_{\text{dalle/poutre}} = \frac{7.89}{9} = 0.87 \text{ t/m}$$

On suppose que la charge de la superstructure est linéairement répartie sur le tablier :

$$q_{\text{super}} = 6.63 \text{ t/ml}$$

D'où,

$$q_{\text{super/poutre}} = 0.73 \text{ t/ml}$$

$$q_{\text{poids propre}} = 3.59 \text{ t/ml}$$

Les réactions de la poutre sont :

$$R_A = R_B = q \frac{L}{2} = 3.59 \times \frac{36}{2}$$

$$R_A = R_B = 64.62 \text{ t}$$

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = R_A - qx$$

Dans les tableaux qui suivent figurent les valeurs d'effort tranchant en fonction de x .

Tableau 5-1: Effort tranchant dû au poids propre (par poutre)

X(m)	T(t)	R(t)
0	64.62	64.62
0.25L	32.31	/
0.5L	0	/

Tableau 5-2: Effort tranchant dû au poids propre (total)

X(m)	T(t)	R(t)
0	581.58	581.58
0.25L	290.79	/
0.5L	0	/

5.2.2 Effort tranchant dû aux surcharges

5.2.2.1 Surcharge A(L)

La surcharge A(L) est linéairement répartie sur le tablier avec une intensité variable suivant le nombre de voies chargées (figure 5-2).

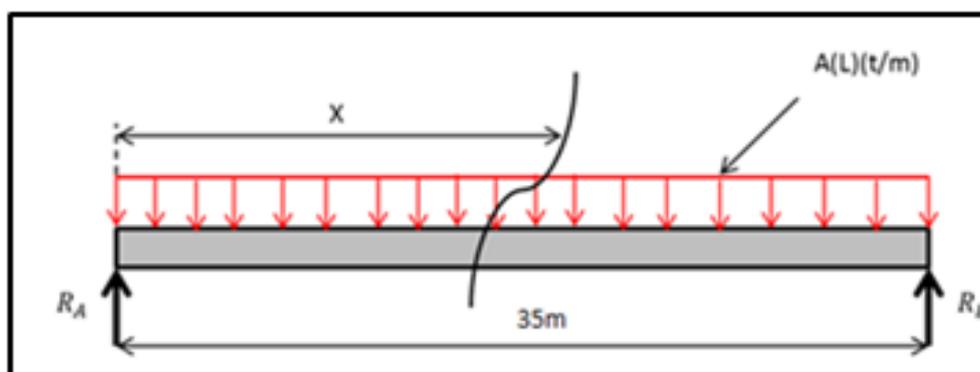


Figure 5-2: Poutre sous la surcharge A(L)

Les réactions sont :

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

Pour une voie, on a :

$$A(L) = 3.428 \text{ t/ml}$$

$$R_A = R_B = 59.99 \text{ t}$$

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = R_A - A(L) x$$

$$T(x = 0) = R_A = 59.99 \text{ t}$$

$$T(x = 0.25L) = 59.99 - 3.428 \times \frac{35 \times 0.25}{2} = 44.99 \text{ t}$$

Nous procédons de la même manière pour les autres cas. Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau 5-3.

Tableau 5-3: Effort tranchant dû à la surcharge A(L)

Nombre de voies	A(L) t/m	R(t)	T(x=0)	0.25 (L/2)	T(x=0.25L) t
1	3.428	59.99	59.99	4.375	44.99
2	6.857	119.9975	119.99	4.375	89.99
3	9.255	161.9625	161.96	4.375	121.47
4	10.2752	179.816	179.82	4.375	134.86

5.2.2.2 Système de charge B

1) Système B_c :

Le calcul se fait pour une voie chargée, et sera de la même manière pour d'autres cas

- Pour $x=0L$ (figure 5-3) :

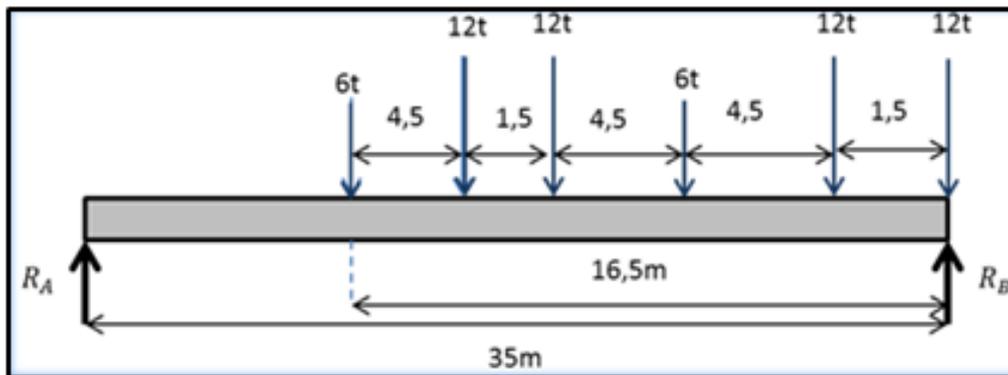


Figure 5-3: Poutre sous la surcharge B_c à $x=0$

Les sollicitations sont :

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

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5 = R_A \times 35$$

$$423 \text{ t} = R_A \times 35$$

$$R_A = 12.08 \text{ t}$$

$$R_B = 60 - R_A$$

$$R_B = 47.91 \text{ t}$$

$$T_0 = R_B = 47.91 \text{ t}$$

$$T_{0\max} = T_0 \times \delta_{bc}$$

$$= 47.91 \times 1.058$$

$$T_{0\max} = 50.65 \text{ t}$$

- Pour $x = 0.25 L$ (Figure 5-4) :

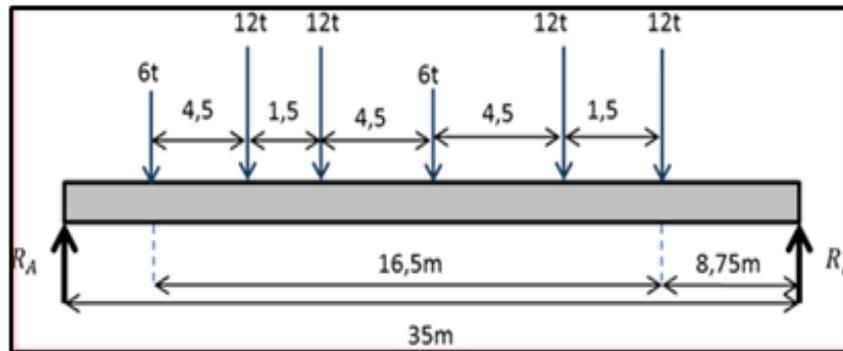


Figure 5-4: Poutre sous la surcharge Bc à $x=0.25L$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 12 \times 8.75 + 12 \times 10.25 + 6 \times 14.75 + 12 \times 19.25 + 12 \times 20.75 + 6 \times 25.25 = R_A \times 35$$

$$948 \text{ t} = R_A \times 35$$

$$R_A = 27.08 \text{ t}$$

$$R_B = 60 - R_A$$

$$R_B = 32.91 \text{ t}$$

$$T(x = 0.25 L) = 32.91 \text{ t}$$

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

$$= 32.91 \times 1.058$$

$$T_{\max} = 34.818 \text{ t}$$

Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5-4: Effort tranchant du a la surcharge Bc à ($x=0L$) et ($x=0.25L$)

Nombre de voie	T_0	δ_{bc}	T_{0max}	T	δ_{bc}	T_{max}
1	47.81	1.055	50.43	32.91	1.055	34.72
2	96.62	1.061	102.51	65.82	1.061	69.83
3	143.43	1.066	152.89	98.73	1.066	105.24
4	191.24	1.072	205.00	131.64	1.072	141.11

2) Système Bt :

Le calcul se fait pour un seul tandem, et sera de la même manière pour d'autres cas

- Pour $x=0L$ (figure 5-5) :

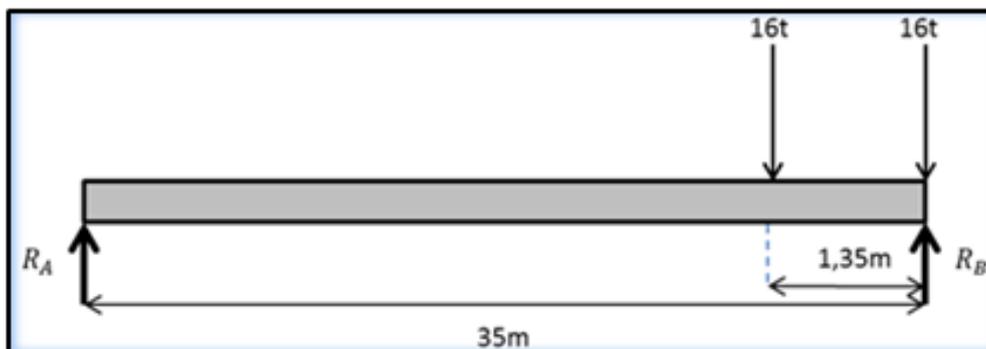


Figure 5-5: Poutre sous la charge Bt à ($x=0$)

Les sollicitations sont :

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 35 = 161.35$$

$$R_A = 0.61 \text{ t}$$

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

$$R_B = 31.39 \text{ t}$$

$$T_0 = R_B = 31.39 \text{ t}$$

$$T_{0max} = T_0 \times \delta_{Bt}$$

$$T_{0max} = 31.39 \times 1.0538 = 33.07 \text{ t}$$

$$T_{0max} = 33.07 \text{ t}$$

- Pour $x = 0.25 L$ (Figure 5-6) :

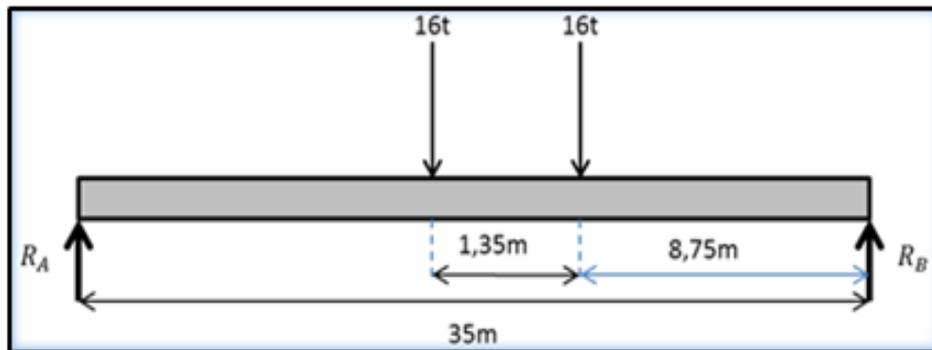


Figure 5-6: Poutre sous la surcharge B_t à ($x=0.25L$)

On a :

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 16 \times 8.75 + 16 \times 10.1 = R_A \times 35$$

$$301.6 = R_A \times 35$$

$$R_A = 8.61 \text{ t}$$

$$R_A + R_B = 32$$

$$R_B = 23.38 \text{ t}$$

$$T(x = 0.25L) = 23.38 \text{ t}$$

$$T_{max} = T \times \delta_{Bt} = 23.38 \times 1.0538 = 24.63 \text{ t}$$

$$T_{max} = 24.63 \text{ t}$$

Les résultats obtenus figurent dans le tableau 5-5 :

Tableau 5-5: Effort tranchant du a la surcharge B_t à ($x=0 L$) et ($x=0.25L$)

Nombre de tandem	$T_0(t)$	δ_{Bt}	T_{0max}	T(t)	δ_{Bt}	$T_{max}(t)$
Un tandem	31.39	1.053	33.08	23.38	1.053	24.63
Deux tandems	62.78	1.058	66.47	46.76	1.058	49.51
Trois tandems	94.17	1.063	100.17	70.14	1.063	74.61
Quatre tandems	125.56	1.068	134.09	93.52	1.068	99.88

➤ **Système B_r :**

- Pour $x=0L$ (figure 5-7) :

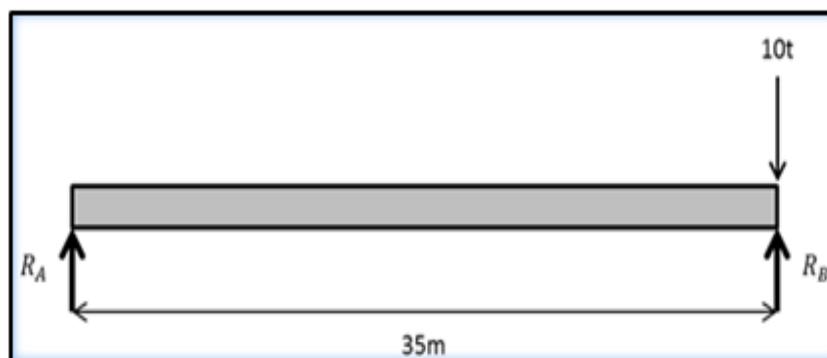


Figure 5-7: Poutre sous la surcharge B_r à (x=0)

L'effort tranchant obtenu est :

$$T_{max} = 10 t$$

- Pour $x=0.25L$ (figure 5-8) :

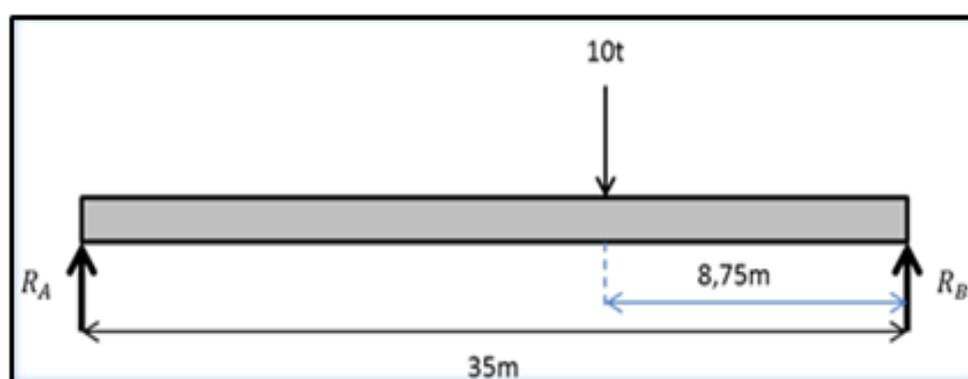


Figure 5-8: Poutre sous la surcharge B_r à (x=0.25L)

Les efforts sont :

$$R_A + R_B = 10 t$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 35 = 10 \times 8.75$$

$$R_A = 2.5 t$$

$$R_B = 10 - 2.5$$

$$R_B = 7.5 t$$

On obtient :

$$T_B = R_B = 7.5 t$$

$$T_{max} = 7.5 t$$

5.2.2.3 Surcharge Mc 120

- Pour $x=0$ (figure 5-9) :

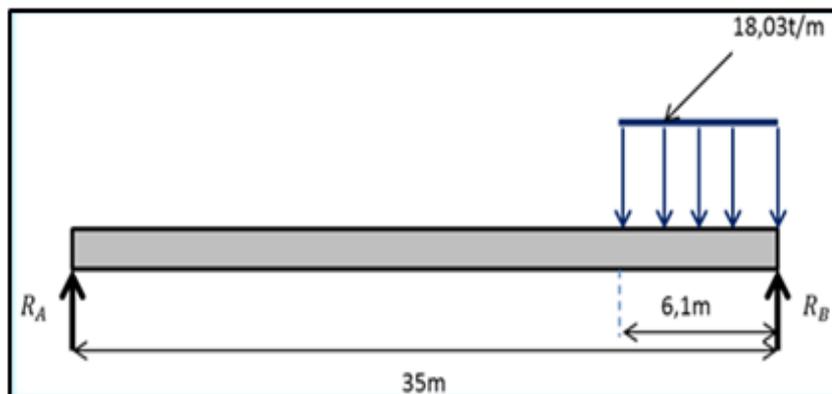


Figure 5-9: Poutre sous la surcharge Mc120 à ($x=0$)

Les efforts sont :

$$R_A + R_B = 110\text{t}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 35 = 110 \times 3,05$$

$$R_A = 9,58 \text{ t}$$

$$R_B = 110 - 9,58$$

$$R_B = 100,42 \text{ t}$$

$$T_B = R_B = 100,42 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 100,42 \text{ t}$$

- Pour $x=0,25L$ (figure 5-10) :

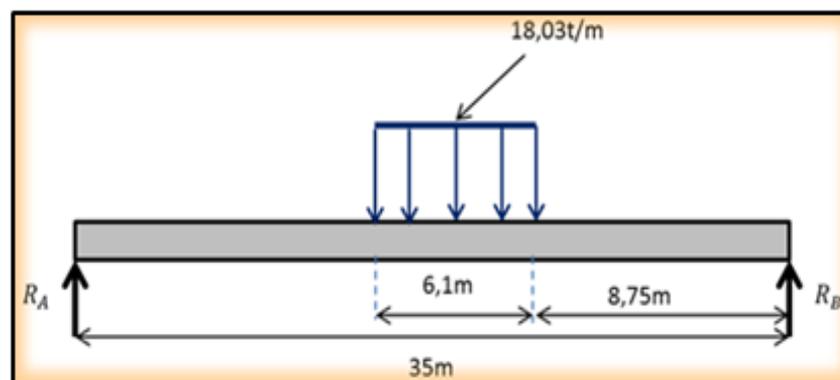


Figure 5-10: Poutre sous la surcharge Mc120 à ($x=0,25L$)

Les réactions sont :

$$R_A + R_B = 110\text{t}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 35 = 110 \times 11,8$$

$$R_A = 37,08 \text{ t}$$

$$R_B = 110 - 37,08$$

$$R_B = 72,92 \text{ t}$$

L'effort tranchant maximal est :

$$T_B = R_B = 72.92 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 72.92 \text{ t}$$

5.2.2.4 Surcharge D240

- Pour $x=0$ (figure 5-11) :

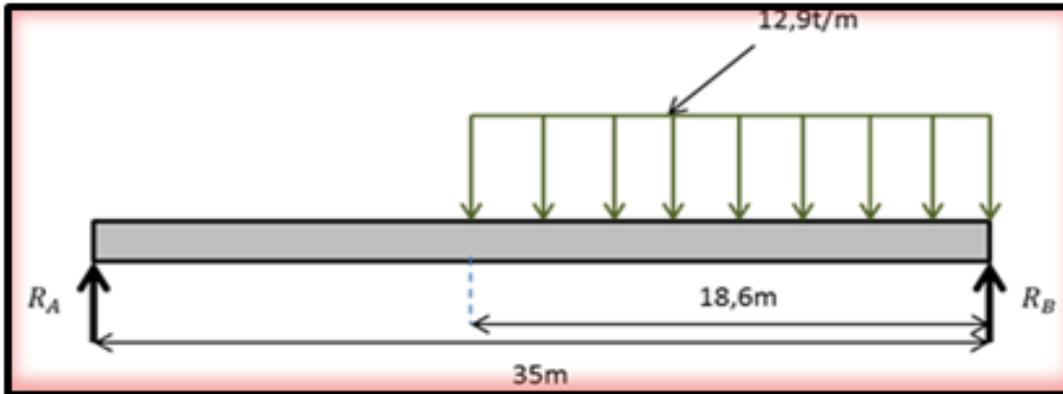


Figure 5-11: Poutre sous la surcharge D240 à ($x=0$)

Les réactions sont :

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

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 35 = 240 \times 9.3$$

$$R_A = 63.77 \text{ t}$$

$$R_B = 240 - 63.77$$

$$R_B = 176.22 \text{ t}$$

L'effort tranchant maximal :

$$T_B = R_B = 176.22 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 176.22 \text{ t}$$

- Pour $x=0.25L$ (figure 5-12):

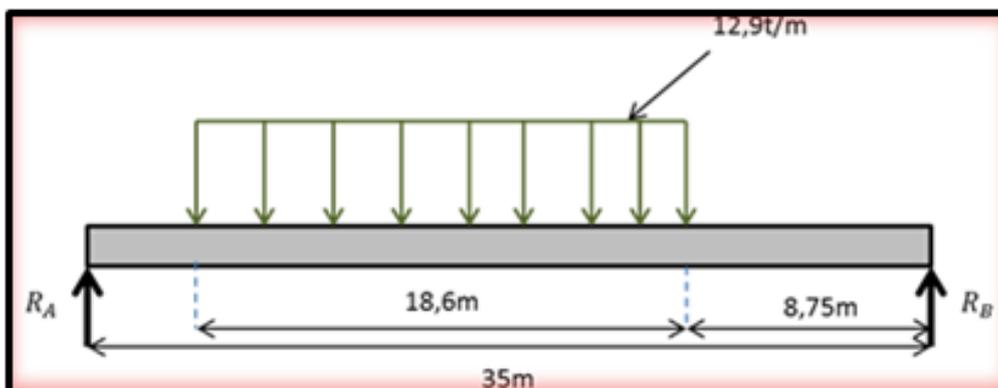


Figure 5-12: Poutre sous la surcharge D240 à ($x=0.25L$)

Pour ce chargement, les réactions sont :

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

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 35 = 240 \times 18.05$$

$$R_A = 123.77 \text{ t}$$

$$R_B = 240 - 123.77$$

$$R_B = 116.22 \text{ t}$$

L'effort tranchant maximal est :

$$T_B = R_B = 116.22 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 116.22 \text{ t}$$

Le tableau 5-6 rassemble les valeurs des efforts tranchants dus aux surcharges.

Tableau 5-6: Récapitulatif de l'effort tranchant dû aux surcharges

Surcharge		P en (t/ml)		X=0L		X=0.25L	
				T _{max} (t)	T ₀ =T _{max} /9	T _{max} (t)	T ₀ =T _{max} /9
A(L)	1 voie	3.42		59.99	6.66	44.99	4.99
	2 voies	6.85		119.99	13.33	89.99	9.99
	3 voies	9.25		161.96	17.99	121.47	13.49
	4voies	10.27		179.82	19.98	134.86	14.98
B _c	1 fille	EAV	7.89	50.58	5.62	34.81	3.86
		EAR	15.19				
	2 filles	EAV	14.01	102.9	11.43	70.09	7.78
		EAR	28.02				
	3 filles	EAV	18.22	153.47	17.05	105.64	11.73
		EAR	36.44				
	4 filles	EAV	20.58	205.2	22.77	141.24	15.69
		EAR	41.16				
B _t	Un tandem			33.08	3.67	24.63	2.73
	Deux tandems			66.47	7.38	49.51	5.5
	Trois tandems			100.17	11.13	74.61	8.29
	Quatre tandems			134.09	14.89	99.88	11.09
B _r		10		10	1.11	7.5	0.83
Mc120		18.03		100.42	11.15	72.92	8.10
D240		12.9		176.22	19.58	116.22	12.91

5.3 Moment fléchissant

5.3.1 Moment fléchissant dus au poids propre (figure 5-13)

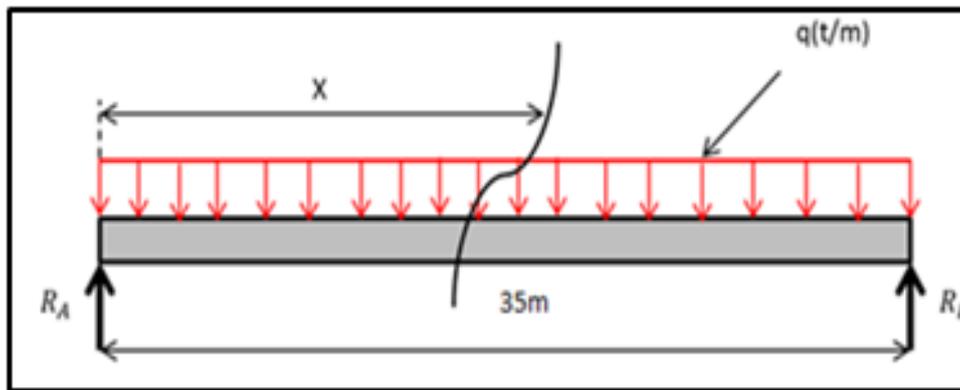


Figure 5-13: Poutre sous la charge du poids

Le moment fléchissant est obtenu à partir de l'expression suivante :

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

Avec :

$$q = 32,31 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_B = q \frac{L}{2} = 581.58 \text{ t}$$

Le tableau suivant résume les valeurs du moment fléchissant :

Tableau 5-7: Moment fléchissant dû au poids propre

Position de la section	M(x) (t.m)	M(x)/9 t.m
X=0L	0	0
X=0.25L	3585.87	398.43
X=0.5L	4781.16	531.24

5.3.2 Moment fléchissant dus aux surcharges

➤ Ligne d'influence :

La ligne d'influence du moment fléchissant est la courbe qui permet de connaître dans une section prédéterminée d'une poutre située à x d'une extrémité, la valeur du moment sous l'action d'une charge mobile unitaire lorsqu'elle se trouve à α de la même extrémité.

Le moment fléchissant maximal pour une poutre isostatique soumise à un chargement uniformément réparti se trouve à mi-travée, c'est-à-dire à $x = 0.5 L$.

5.3.2.1 Surcharge A(L) (figure 5-14)

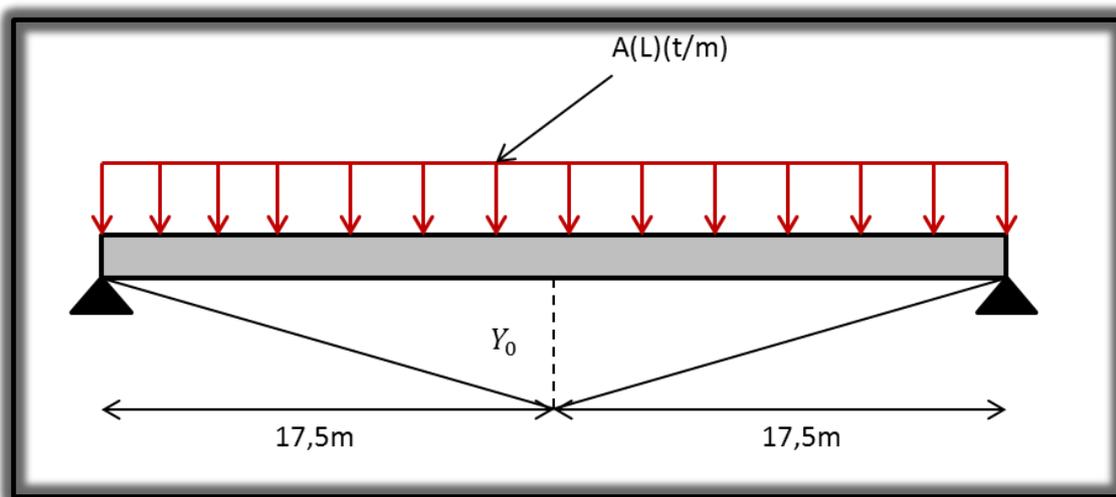


Figure 5-14: Ligne d'influence sous le chargement A(L)

La détermination de Y_0 se fait comme ce qui suit :

$$Y_0 = \frac{a \times b}{L} = 8.75m$$

L'aire se calcule comme ci-après :

$$L'air = \frac{Y_0 \times (a+b)}{2} = 153.125 m^2$$

Avec :

$$a=17.5m, b=17.5m$$

Le moment maximal est :

$$M_{max} = S' \times A(L), \text{ avec } S' = 153.125 m^2$$

Les résultats sont présentés dans le tableau 5-8 :

Tableau 5-8: Moment fléchissant dû à la surcharge A(L)

Nombre de voies	A(L) (t/ml)	M_{max} (t.m)
1	3.428	524.912
2	6.857	1049.97
3	9.255	1417.17
4	10.275	1573.35

5.3.2.2 Surcharge due au système B

1) Surcharge Bc:

➤ Théorème de BARRE

Cette méthode est utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles permettant de déterminer la section la plus dangereuse de la poutre

Le moment fléchissant est maximum lorsque la résultante et l'un des essieux sont symétriques par rapport à l'axe de la poutre (figure 5-15). Ce qui donne :

$$M_{max} = \sum_{i=1}^n P_i \times Y_i$$

Où :

Y_i : les ordonnées

P_i : les charges appliquées

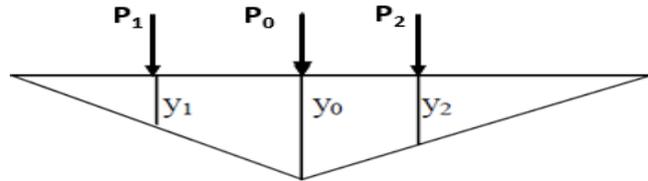


Figure 5-15: les charges et les ordonnées

Les principaux cas de figure sont :

Cas 1 : résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre (figure 5-16).

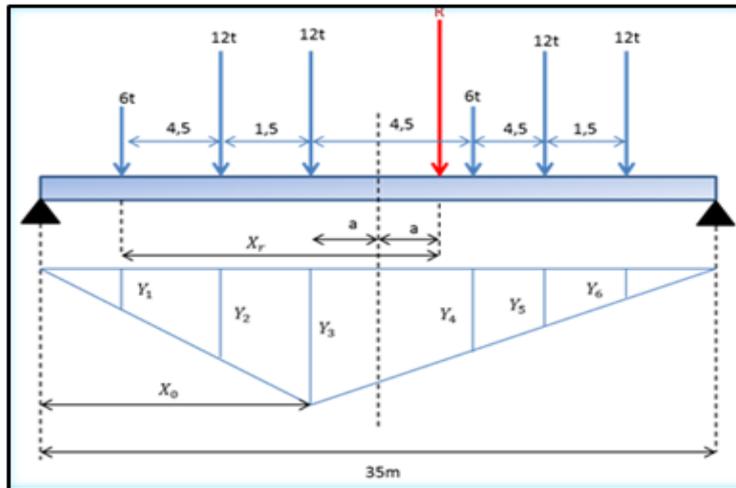


Figure 5-16: Surcharge Bc dans le cas 1

Pour ce cas de chargement, on a :

$$R = \sum P_i = 60 \text{ t}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$12 \times 4,5 + 12 \times 6 + 6 \times 10,5 + 12 \times 15 + 12 \times 16,5 = R \times X_r$$

$$567 = 60 \times X_r$$

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

Soit :

$$2a = X_r - 6 = 3,45 \text{ m}$$

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

On utilise l'équation de la déformée pour calculer les ordonnées. Ce qui donne :

$$X_0 = L/2 - a = 17,5 - 1,725 = 15,775 \text{ m}$$

$$Y_3 = \frac{X_0 \times (L - X_0)}{L}$$

$$Y_3 = 8,66 \text{ m}$$

Quant aux autres ordonnées, elles sont déterminées en utilisant le théorème de Thales. Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 5-9: les ordonnées dans le 1^{er} cas

Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
5.36	7.83	8.66	6.63	4.6	3.93

Le moment obtenu pour ce cas de chargement est :

$$M_1 = \sum P_i \times Y_i = 5.36 \times 6 + 7.83 \times 12 + 8.66 \times 12 + 6.63 \times 6 + 4.6 \times 12 + 3.93 \times 12$$

$M_1 = 372.18 \text{ t.m}$

Cas 2 : résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre (figure 5-16).

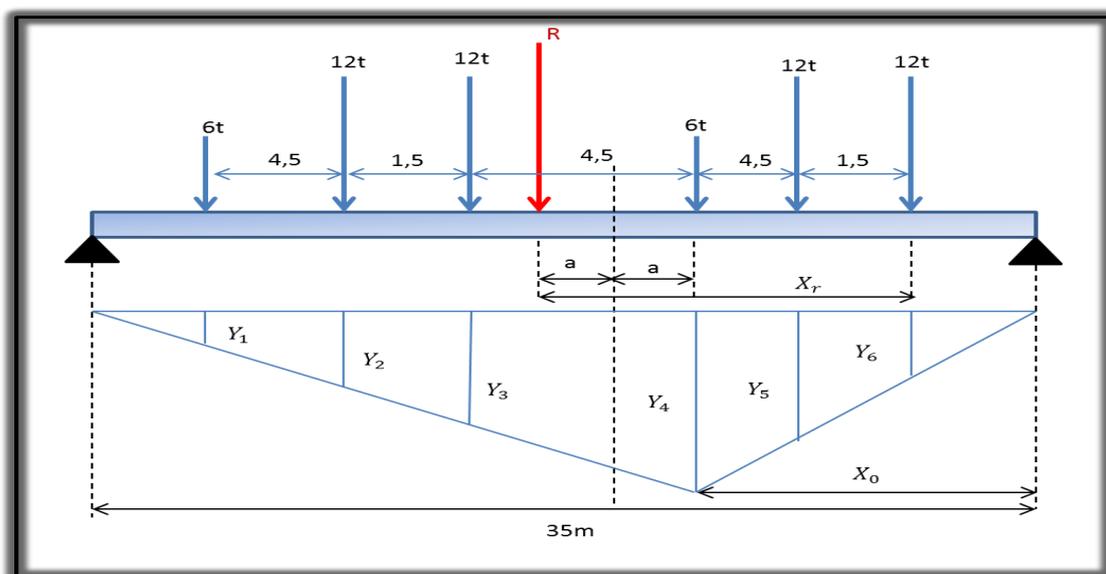


Figure 5-17: Surcharge B_c dans le cas 2

Pour ce cas de chargement, on a :

$$R = 60 \text{ t (Résultante du convoi)}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5 = R \times X_r$$

$$423 = 60 \times X_r \rightarrow X_r = 7.05 \text{ m}$$

Soit :

$$2a = X_r - 6 = 1.05 \text{ m}$$

$$a = 0.525 \text{ m}$$

Calcul des ordonnées :

$$X_0 = \frac{L}{2} - a = 17.5 - 0.525 = 16.975 \text{ m}$$

$$Y_4 = \frac{X_0 \times (L - X_0)}{L} = 8.74 \text{ m}$$

Les autres ordonnées sont déterminées en appliquant le théorème de Thales (Tableau 5-10).

Tableau 5-10: les ordonnées dans le cas 2

Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
3.87	6.19	6.96	8.74	6.42	5.65

Le moment obtenu pour ce cas de chargement est :

$$M_2 = 3.87 \times 6 + 6.19 \times 12 + 6.96 \times 12 + 8.74 \times 6 + 6.42 \times 12 + 5.65 \times 12$$

$M_2 = 382.28 \text{ t.m}$

A partir de ce résultat, on en déduit que le cas 2 correspond au cas le plus défavorable (résultante à gauche de l'axe de la poutre).

Le moment fléchissant maximum est évalué à partir de la formule suivante :

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

Les résultats obtenus pour les différentes voies sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 5-11: Moment fléchissant maximum

Nombre de voies	b_c	M (t.m)	δ_{bc}	M_{\max} (t.m)
1	1.2	382.28	1.055	483.96
2	1.1	764.56	1.061	892.31
3	0.95	1146.84	1.066	1161.40
4	0.8	1529.12	1.072	1311.37

- Moment fléchissant par poutre sous la surcharge B_c est ainsi déterminé :

$$Y_1 + Y_4 = 12.614$$

$$Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 25.22$$

$$M = P \sum Y_i = P_{e \text{ avant}}(Y_1 + Y_4) + P_{e \text{ arrière}}(Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6).$$

Les résultats obtenus figurent dans le tableau ci-après.

Tableau 5-12: Moment fléchissant par poutre sous la surcharge B_c

Nombre de voies	δ_{bc}	Essieu	P (t)	Y_i	M_{\max} (t.m)	$M_0=M_{\max}/9$
1	1.055	EAV	7.59	12.61	478.82	53.20
		EAR	15.19	25.22		
2	1.061	EAV	14.01	12.61	883.33	98.14
		EAR	28.02	25.22		
3	1.066	EAV	18.22	12.61	1148.77	127.64
		EAR	36.44	25.22		
4	1.072	EAV	20.58	12.61	1297.56	144.17
		EAR	41.16	25.22		

2) Système B_t (figure 5-18) :

Dans ce cas de ce système, la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport à l'axe de symétrie de la poutre

Le calcul se fait de la même façon que précédemment en appliquant le théorème de BARRE

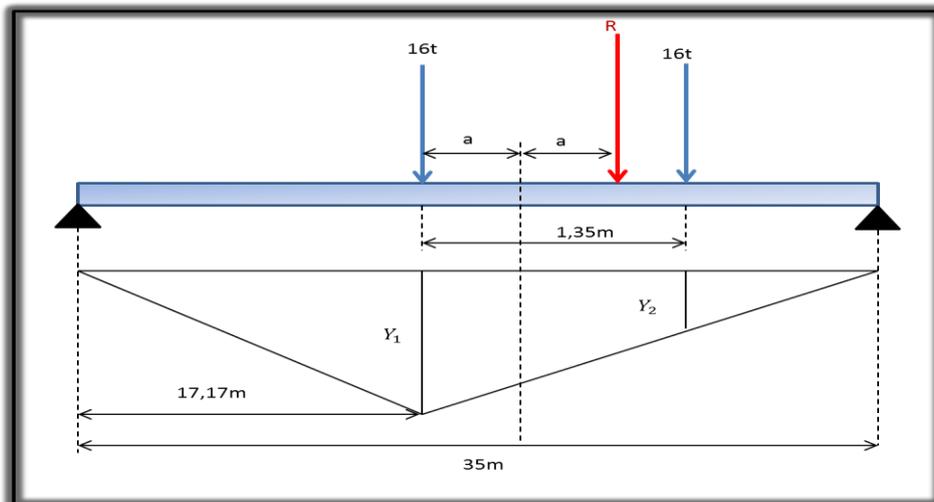


Figure 5-18: Surcharge B_t

En utilisant la même démarche que précédemment, on obtient :

$$16 \times 1.35 = 32(1.35 - 2a) \rightarrow a = 0.3375 \text{ m}$$

$$X_0 = \frac{L}{2} - a = 17.17 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{X_0(L - X_0)}{L} = 8.746 \text{ m}$$

L'application du théorème de Thales, donne :

$$Y_2 = 8.08 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i \times Y_i$$

$$M = 16(8.746 + 8.08) = 269.216 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = b_t \times \delta_{bt} \times M$$

Le moment fléchissant sous le système B_t aboutit aux résultats se trouvant dans le tableau suivant :

Tableau 5-13: Moment fléchissant sous le système B_t

Nombre de tandems	b _t	δ _{bt}	M(t.m)	M _{max} (t.m)
Un tandem	1.2	1.0538	269.216	340.43
Deux tandems	1.2	1.0588	538.432	684.11
Trois tandems	1.2	1.0637	807.648	1030.91
Quatre tandems	1.2	1.068	1076.864	1380.1

3) Surcharge B_r (figure 5-19) :

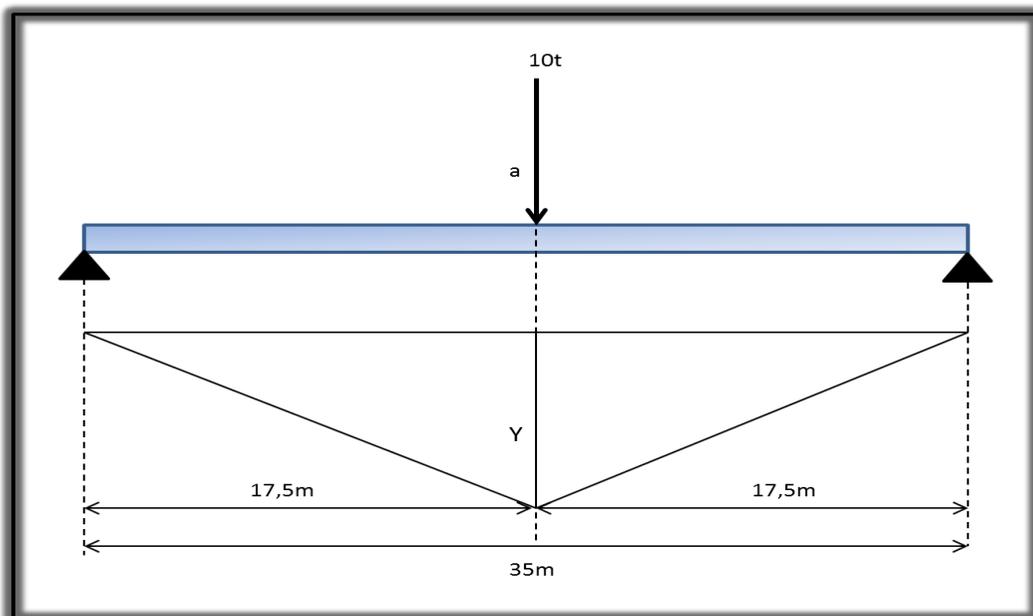


Figure 5-19: Poutre sous le chargement B_r

Sous ce système de chargement, on a :

$$Y = \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{L} = 87.5m$$

$$M_{max} = 10 \times Y = 87.5 t.m$$

5.3.2.3 Système de charge Mc120

La figure 5-20 représente ce type de chargement

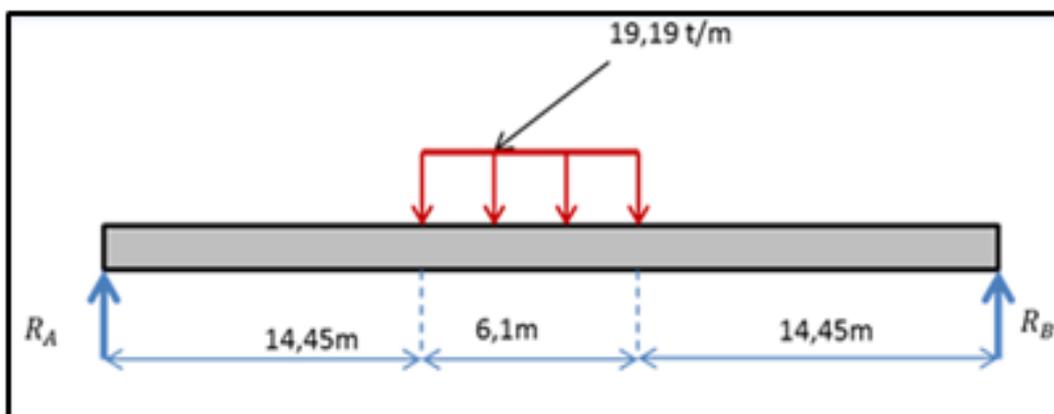


Figure 5-20:Poutre sous le chargement Mc120

Pour ce système, on a un moment nul aux appuis. A mi- travée ($x = 0.5 L$), le moment est :

$$R_A = R_B = \frac{\delta_{Mc120} \times 110}{2} = 58.465 t$$

$$M_{max} = R_A \times \frac{3.05}{2} - q \left(\frac{3.05^2}{2} \right) = 58.465 \times 17.5 - 19.19 \left(\frac{3.05^2}{2} \right) = 934.01 t.m$$

$$M_{max} = 934.01 t.m$$

5.3.2.4 Système D240

Ce système est représenté par la figure suivante :

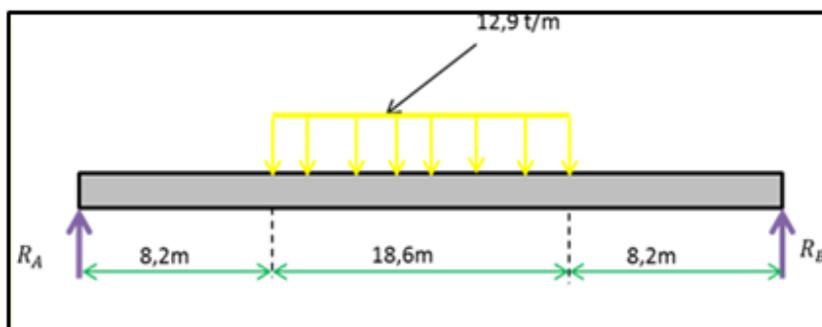


Figure 5-21: Poutre sous le chargement D240

à $x = 0.5 L$, on a :

$$R_A = R_B = 119.97 \text{ t}$$

$$M_{\max} = R_A x - q \left(\frac{x^2}{2} \right) = 119.97 \times 17.5 - 12.9 \left(\frac{9.3^2}{2} \right)$$

$$M_{\max} = 1542.12 \text{ tm}$$

Le tableau 5-14 regroupe l'ensemble des valeurs des moments de flexion dû aux surcharges à $x = 0.5 L$.

Tableau 5-14: Récapitulatif de moment dû aux surcharges à $x=0.5L$

Surcharge		P(t/ml)	M_{\max} (t.m)	$M_0=M_{\max}/9$ (t.m)	
A(L)	1 voie	3.428	524.000	58.223	
	2 voies	6.857	1049.970	116.66	
	3 voies	9.255	1417.170	157.46	
	4 voies	10.275	1573.35	174.81	
Bc	1 fille	EAV	7.59	478.22	53.2
		EAR	15.19		
	2 filles	EAV	14.01	883.33	98.14
		EAR	28.02		
	3 filles	EAV	18.22	1148.77	127.64
		EAR	36.44		
	4 filles	EAV	20.58	1297.56	144.47
		EAR	41.16		
Bt	1 tandem		340.43	37.82	
	2 tandems		684.11	76.01	
	3 tandems		1030.91	114.54	
	4 tandems		1380.1	153.34	
Br		10	87.5	9.73	
Mc120		19.19	934.01	103.77	
D240		12.9	1542.12	171.34	

5.4 Les combinaisons d'actions

5.4.1 Les coefficients de pondération des combinaisons

Un coefficient de pondération est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante, les coefficients de pondération sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 5-15: coefficients de pondération

Action	E.L.U	E.L.S
Poids propre G	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système B _c	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
Surcharge de trottoir S _t	1.6	1.2

5.4.2 Formes générales des combinaisons d'actions

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter le pont en objet :

Tableau 5-16: différentes combinaisons de charges

Nom du cas	Combinaison
ELU A	1,35G+1,6(A+St)
ELU B _c	1,35G+1,6(B _c +St)
ELU D240	1,35G+1.35D240
ELU Mc120	1,35G+1.35Mc120
ELS A	G+1,2(A+St)
ELS B _c	G+1,2(B _c +St)
ELS D240	G+D240
ELS Mc120	G+Mc120

5.5 Logiciel robot structural analysis 2014

Robot est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans line structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post processeur graphique disponible facilité considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

5.6 La Modélisation

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; elle a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Comme tous les logiciels de calcul de structures, Robot utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

Dans notre cas l'ouvrage est une structure avec neuf (9) travées isostatiques et identiques, on étudiera donc une seule travée, Les poutres sont considérées comme un élément « barre », elles sont appuyés sur un appui simple d'un côté et de l'autre coté sur un appui double, et la dalle est considérées comme un élément « panneau ».

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure ;
 - La définition des différentes sections de l'ouvrage, par le logiciel Auto CAD, puis introduction dans le logiciel Robot ;
 - La définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
 - La définition des conditions d'appuis ;
 - Le choix de la méthodologie de calcul ;
 - La définition des cas de charges et des combinaisons de calcul
- **Cas de charges**

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues :

- Au poids propre
- Au complément de poids propre (revêtement, étanchéité, glissière de sécurité, garde-corps et corniches) :
- À la charge **A**
- À la surcharge **Bc**
- Aux surcharges militaires **Mc120**
- Au convoi exceptionnel **D240** et
- Aux surcharges de trottoir **St**

5.6.1 Résultat de calcul obtenus par le logiciel robot

Les résultats obtenus sont donnés sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion et les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

➤ Moments de flexion

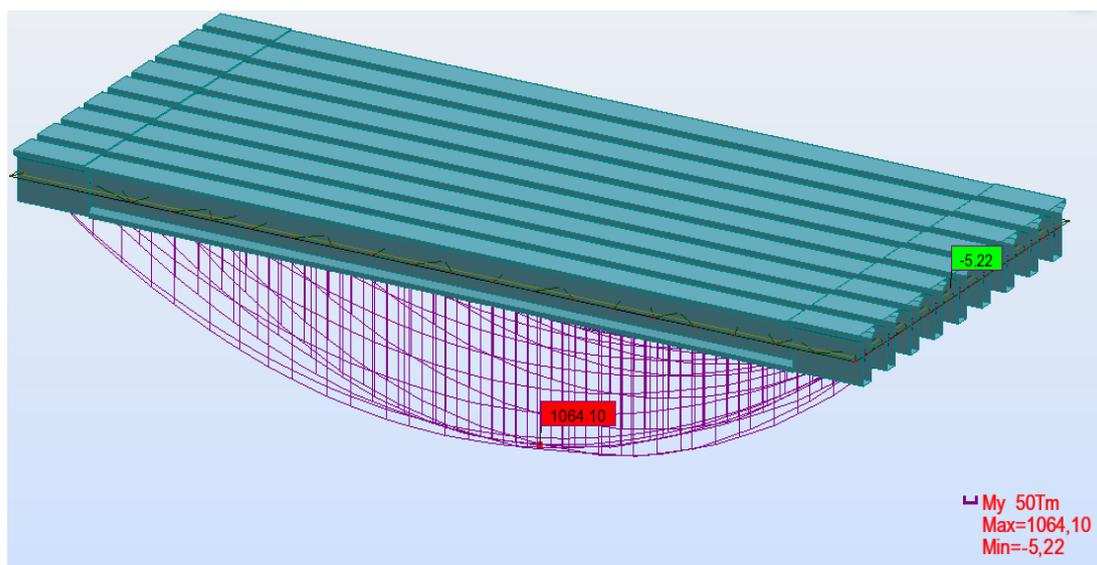


Figure 5-22: Diagrammes des moments fléchissants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (ELU D240)

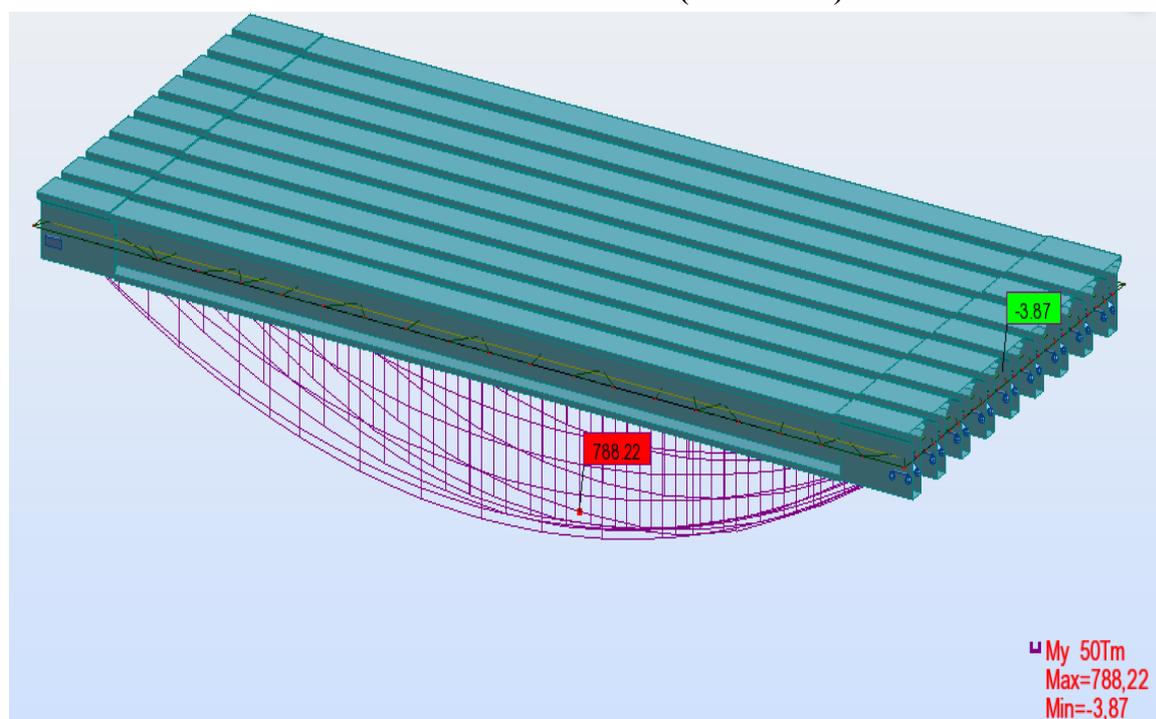


Figure 5-23: Diagrammes des moments fléchissants sous combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D240)

➤ L'effort tranchant :

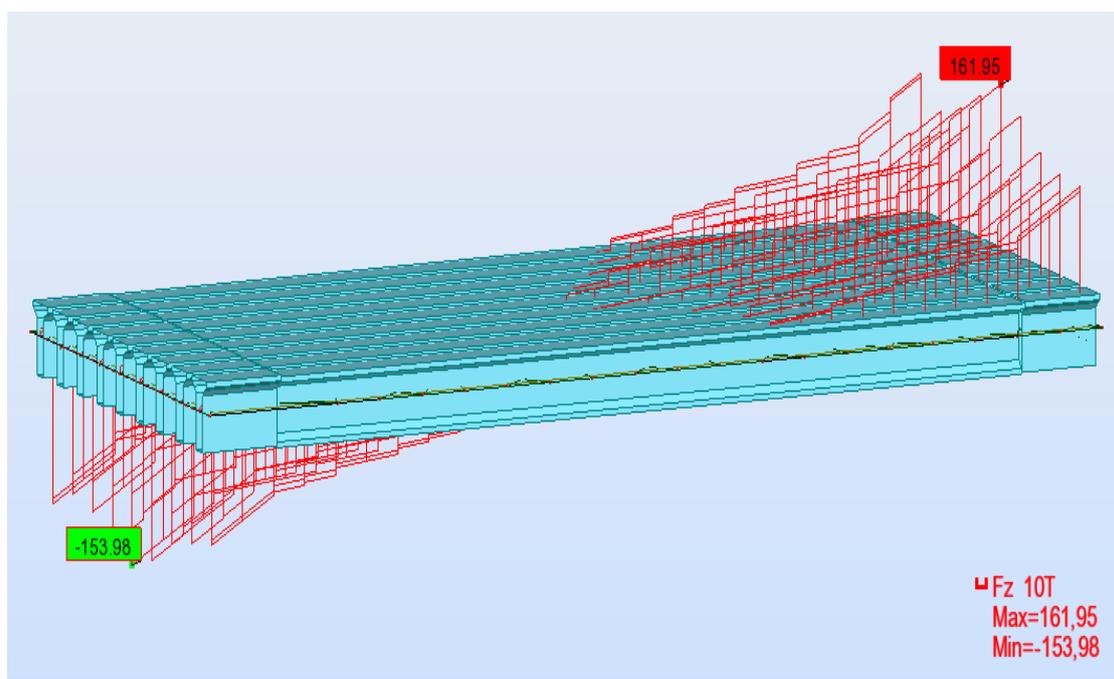


Figure 5-24: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (ELU D240)

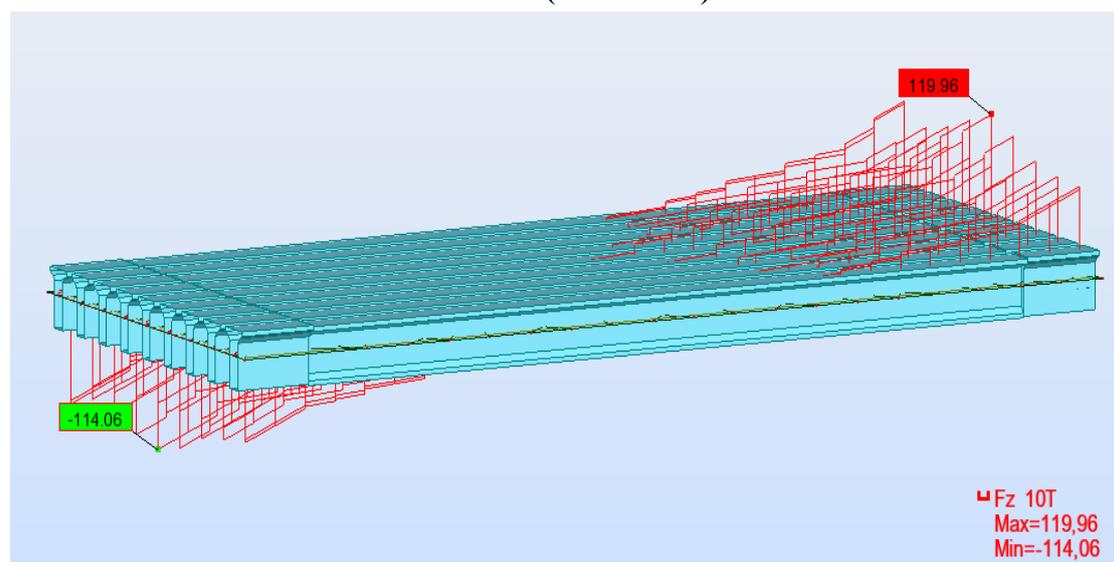


Figure 5-25: Diagramme des efforts tranchants sous combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D240)

N.B : les résultats des autres combinaisons sont donnés dans l'annexe 1.

5.7 Conclusion

Après avoir déterminé les éléments de réduction, le moment maximum est donné par la combinaison suivante (la poutre la plus sollicitée) : G + D240 (E.L.S).

Tel que $M_{max} = 788.22t \cdot m$ et $T_{max} = 119.96 t$.

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

Chapitre 6 : Etude de la précontrainte

6.1 Introduction

Le béton résiste mieux en compression qu'en traction, l'idée fondamentale est donc d'introduire artificiellement dans les structures un système de contraintes ajouté aux effets des charges extérieures, ce qui va permettre au béton de rester dans le domaine des compressions (aucune traction).

Deux modes sont possibles pour la mise en œuvre de la précontrainte :

- La précontrainte par post-tension ;
- La précontrainte par pré-tension.

Dans le cas de ce projet, nous avons utilisé la précontrainte par post-tension.

6.2 Précontrainte par post tension

Dans le cas de la post-tension, le béton est comprimé par des câbles ou des barres tendues dont les extrémités prennent appui sur le béton par l'intermédiaire d'ancrages.

Le plus souvent, les câbles sont logés dans des gaines situées à l'intérieur du béton. On trouve des structures et notamment les grands ponts construits depuis une vingtaine d'années, dont tous ou partie des câbles sont à l'extérieur du béton, sauf, naturellement aux extrémités et au droit de déviateurs destinés à donner aux câbles des tracés non rectilignes.

Les armatures de précontrainte sont tendues par des vérins après durcissement du béton d'où le terme de post-tension.

6.3 Les étapes de la mise en précontrainte par post-tension

La post-tension comprend les opérations suivantes :

- Des gaines de précontrainte sont placées dans le coffrage avant le bétonnage. L'armature de précontrainte se trouve dans ces gaines. Ces dernières la séparent du béton frais lors de sa mise en place, ou bien introduite dans les gaines après le bétonnage. A chaque extrémité, l'armature de précontrainte est dotée de têtes d'ancrages chargées de transmettre la force de précontrainte au béton.
- Après le bétonnage, une fois le béton durci, les câbles sont mis en tension. Pour ce faire, un vérin hydraulique est placé en face d'une des têtes d'ancrage pour tirer sur le câble. C'est ainsi que le béton est mis en compression.
- Une fois la force ciblée atteinte, contrôlée en mesurant l'élongation du câble de précontrainte par rapport au béton, le câble est ancré à la tête d'ancrage et le vérin hydraulique démonté.
- La dernière opération consiste à injecter dans l'espace entre la gaine et l'armature un coulis pour empêcher la corrosion de l'acier de précontrainte. En général, on utilise un coulis de ciment qui, une fois durci, garantit également une bonne adhérence et une bonne transmission des efforts entre l'acier de précontrainte et le béton. Dans ce cas, l'acier et la gaine doivent présenter des nervures suffisantes à leur surface. Si l'adhérence n'est pas nécessaire, l'injection peut se faire au moyen de graisse ou de cire pétrolière.

La figure ci-dessous représente la mise en précontrainte par post-tension.

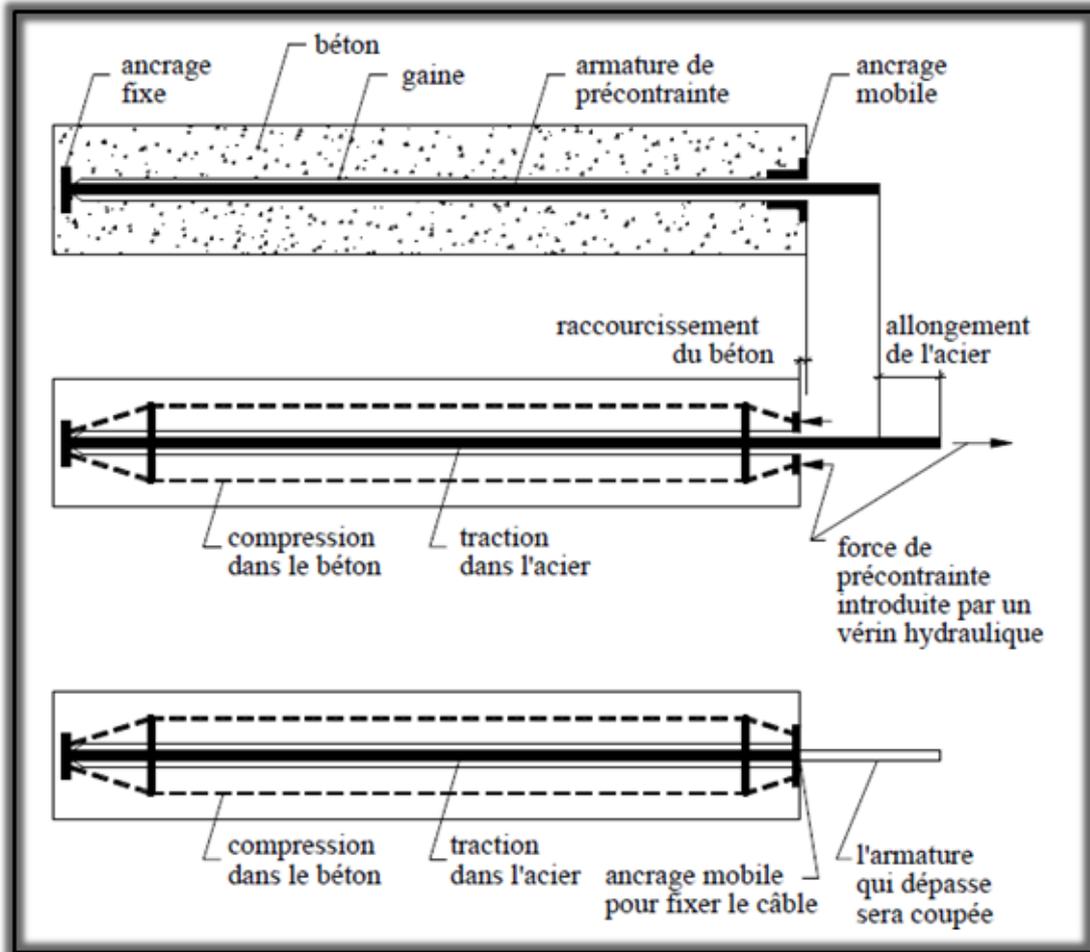


Figure 6-1: Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension

6.4 Ancrage de câble de précontrainte

Parfois, le câble de précontrainte n'est pas placé à l'intérieur du béton. Son comportement est alors identique à celui d'un câble de précontrainte sans adhérence (précontrainte extérieure).

Les dispositifs de précontrainte, équipent les extrémités des câbles pour permettre l'introduction de la force dans le béton peuvent être soit des ancrages mobiles soit des ancrages fixes.

Dans le premier cas, le câble peut se déplacer par rapport à la tête au moment de la mise en tension à cause de l'allongement du câble sous la force de précontrainte (en réalité le béton se déforme aussi, mais son raccourcissement est généralement négligeable par rapport à l'allongement de l'acier). Une fois ce mouvement effectué, le câble est fixé à l'ancrage. La tête d'ancrage consiste généralement en une plaque d'acier située dans une niche à la surface du béton, sur laquelle vient s'appuyer le vérin hydraulique pendant la mise en tension.

Pour éviter la corrosion de l'ancrage, on bétonne normalement ensuite la niche dans laquelle se trouve l'ancrage de sorte que le câble est complètement noyé dans le béton.

Au niveau de la tête d'ancrage fixe, l'armature de précontrainte est fixée à l'ancrage avant la mise en tension du câble. Dans ce cas aussi, une plaque d'acier est utilisée pour répartir l'effort de compression sur le béton. A la différence des têtes mobiles, les têtes fixes, ne doivent pas être accessibles à un vérin de mise en charge et peuvent directement être noyées dans le béton.

6.5 Armatures de la précontrainte

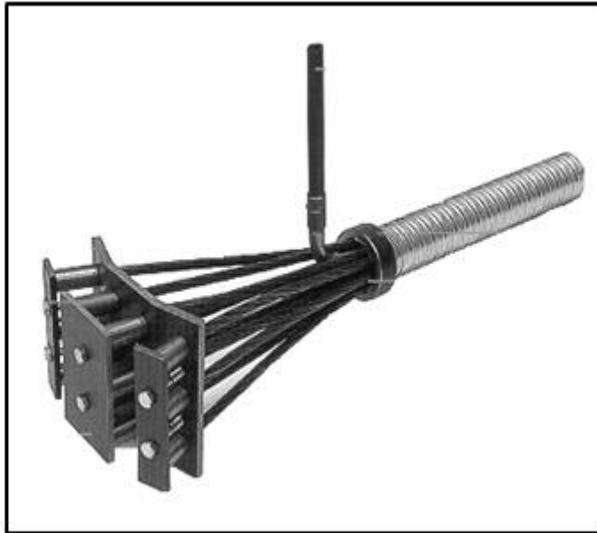


Figure 6-3: Tête d'ancrage mobile



Figure 6-2: tête d'ancrage fixe

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

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

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

1) Câbles

Les câbles sont constitués de plusieurs torons en acier à haute résistance pour béton précontraint. La gamme des câbles s'étend des câbles monotorons aux câbles de très grande puissance comportant jusqu'à 55 torons.

Les unités les plus courantes, pour la précontrainte longitudinale, sont :

- 12 ou 13 T15 S (composées de 12 ou 13 torons T15 S) pour la précontrainte intérieure
- 19 T15 S pour la précontrainte extérieure.

Un câble est défini par le type et le nombre de torons et la classe de résistance.

2) Les torons

Beaucoup plus fréquemment utilisés, sont composés d'un fil central autour duquel s'enroulent six fils de diamètre plus faible. 6 fils disposés en hélice autour d'un fil central d'un diamètre plus important.

Les torons sont caractérisés par leur nombre de fils et la section du fil et leur diamètre.

Les classes de résistance des torons sont : 1670, 1770, 1860 et 1960MPa.

Les caractéristiques des torons de précontrainte sont indiquées dans le tableau ci-après.

Tableau 6-1: Caractéristique des torons de précontrainte

Désignation	Classe (MPa)	Diamètre (mm)	Section (mm ²)
T13	1860	12.5	93
T13 S	1860	12.9	100
T15	1860	15.2	139
T15 S	1860	15.7	150

3) Gaiens

Les câbles sont à l'intérieur du béton pour permettre leur mise en tension, il est nécessaire d'isoler les câbles du béton au moins provisoirement. Pour cela les câbles sont enfilés dans des gaines que l'on dispose dans les coffrages avant bétonnage.

Le positionnement de ces gaines dans l'espace est obtenu par fixation sur le ferrailage passif. L'attache des gaines a aussi pour fonction de résister à la poussée hydrostatique exercée par le béton frais lors de son coulage.

6.6 Dimensionnement de la précontrainte

6.6.1 Caractéristiques des matériaux

1) Béton :

Pour les calculs, nous avons utilisé les caractéristiques suivantes :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPA} ;$$

$$f_{t28} = 3 \text{ MPA} ;$$

Contraintes admissibles :

En compression :

$$\sigma_{bc1} = 24 \text{ MPa} \quad (0.6 \times f_{c28}) \rightarrow \text{En construction}$$

$$\sigma_{bc2} = 20 \text{ MPa} \quad (0.5 \times f_{c28}) \rightarrow \text{En service}$$

En traction :

$$\sigma_{tc1} = -2.1 \text{ MPa} \quad (-0.7 \times f_{t28}) \rightarrow \text{En construction}$$

$$\sigma_{tc2} = 0 \quad \rightarrow \text{En service}$$

2) Acier :

- câble : 12T15
- f_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1860 MPa.
- f_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie = 1581 MPa.
- A_p : Section nominale de l'acier = 1668 mm².
- ϕ : Diamètre de la gaine = 90 mm.

6.6.2 Tension à l'origine

La tension à l'origine ne doit pas dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$A_p \times 0.80f_{prg} \text{ ou } A_p \times 0.90 \times f_{peg}$$

$$\rightarrow \sigma_{po} = \min [0.8 \times f_{prg} ; 0.9 \times f_{peg}] = \min[1488 ; 1422.8]$$

Soit :

$$\sigma_{po} = 1422.8 \text{ MPa}$$

6.6.3 L'effort de précontrainte

L'effort de précontrainte est :

$$P_0 = \sigma_{po} \times A_p = 1422.8 \times 1668 \approx 2.40 \text{ MN}$$

6.6.4 Détermination du nombre de câbles

1) A mi-travée

Les calculs se font pour la section médiane avec hourdis, cette section possède les caractéristiques qui sont données au tableau suivant (voir chapitre 3) :

Tableau 6-2: Caractéristiques de la section médiane avec hourdis

	$A'_n(m^2)$	$V'(m)$	$V(m)$	$I_g(m^4)$	$\rho(\%)$	$H(m)$
Poutre avec hourdis	0.9557	1.4153	0.6846	0.4847	52	2.1

Nous avons (voir chapitre 5) :

$$M_{max} = 7.88 \text{ MN.m}$$

$$M_{min} = 4.35 \text{ MN.m}$$

$$\rightarrow \Delta M = M_{max} - M_{min} = 3.53 \text{ MN.m}$$

On calcule les valeurs de PI et PII correspondant respectivement à la section sous-critique et sur-critique donne :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \times h} = \frac{3.53}{0.52 \times 2.1} = 3.23 \text{ MN.}$$

$$P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho \times V + V' - d'} = \frac{7.8822}{0.52 \times 0.6846 + 1.4153 - 0.21} = 5.04 \text{ MN.}$$

$$(d' = 0.1h)$$

La plus grande valeur obtenue correspond à la précontrainte minimale qui doit être introduite dans la section. Nous avons :

$P_{II} > P_I \Rightarrow$ alors notre section est sur-critique, le fuseau de passage du câble à une de ses Frontière qui coupe la zone d'enrobage, l'effort de précontrainte économique P_I n'est plus Suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$$P_{min} = \sup (P_I, P_{II}) = 5.04 \text{ MN.} \Rightarrow \text{Section sur-critique.}$$

L'Estimation des pertes à 30%. Donne :

$$P_m(x,t) = P_o - \Delta P_i(x,t) \quad P = P_o - 0.30 P_o$$

$$P = 0.70 P_o = \mathbf{1.65 MN}.$$

$$P_{min} \leq n \times P_o \times 0.70 ;$$

Où :

n : nombre de câbles

On obtient :

$$\mathbf{n \geq 3.03}$$

Nous prenons donc :

$$\mathbf{n = 4 \text{ câbles de 12T15}}$$

2) Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

Pour éviter le surplus de câbles, il faut vérifier que P_o n'est pas excessif. Ceci se traduit par la vérification de l'inégalité suivante :

$$N \times P_o \leq A'_n \times \sigma_{bc} - \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho \times h}$$

$$N \times 2.4 = 9.6 MN$$

$$A'_n \times \sigma_{bc} - \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho \times h} = 0.9557 \times 24 - 2.35 = 20.5868 MN$$

$$9.6 MN \leq 20,58 MN \rightarrow \text{Vérfiée}$$

3) A l'about

Les caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre sans hourdis sont données dans le tableau suivant :

Tableau 6-3: Récapitulatif des caractéristiques de la section d'about sans hourdis

$A'_n(m^2)$	$I_g(m^4)$	V(m)	V'(m)	$\rho(\%)$	$d' = 0.1h$	H(m)
0.6232	0.98	0,79	1,10	0.5477	0.19	1.9

Pour la section d'about sans hourdis, on a :

$$e_0 = -(V' - d') = -1.10 + 0.19 = \mathbf{-0.91 m}$$

Pour déterminer le nombre de câbles à l'about, nous devons vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieure et inférieure.

Celle-ci passe par la vérification des deux inégalités suivantes :

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_{sup} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} \geq \sigma_{inf}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A'_n} + \frac{V(P \times e_0 + M_{poutre})}{I_g} = (-0.87 \times P) + 2.45$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A'_n} - \frac{V'(P \times e_0 + M_{poutre})}{I_g} = (2.88 \times P) - 3.41$$

Avec :

$$M_{poutre} = 3.0463 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = P(-0.63) + 2.45 \geq -2.1 \Rightarrow (1)$$

$$\sigma_{inf} = P(2.56) - 3.41 \leq 24 \Rightarrow (2)$$

$$(1) \Rightarrow P \leq 10.7 \text{ MN}$$

$$(2) \Rightarrow P \leq 7.19 \text{ MN}$$

$$D'où : P = n \times P_0 \times 0,7 \rightarrow n = \frac{P}{0,7 \times P_0}$$

$$\text{FS : } n \leq 6.26$$

$$\text{FI : } n \leq 4.21$$

Avec :

FS : fibre supérieure

FI : fibre inférieure

Pour faciliter le travail, on fait une extension de tous les câbles vers l'about.

On prend donc quatre câbles à l'about (**n=4**) de **12T15**

4) Position des câbles à l'about :

D'après le document SETRA, le positionnement des câbles se fait comme suit :

- Prendre un espacement de 40 cm entre deux câbles successifs
- Fixer d de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section.

Comme le moment est nul à l'appui, nous pouvons donc écrire :

$$\Sigma M_{/FI} = 0$$

$$P_1 \times d + P_2 (e_e + d) + P_3 (2 e_e + d) + P_4 (3 e_e + d) = 4 \times P_0 \times V'$$

$$P_0(4d + 6 e_e) = 4P_0V'$$

$$\Rightarrow d = \frac{4V' - 6e_e}{4} = \frac{4 \times 104,21 - 6 \times 40}{4} = 44.21 \text{ cm}$$

$$d' = 190 - (3 \times 40 + 44.21) = 25.79 \text{ cm}$$

La figure 6-4 représente la disposition des câbles à l'about.

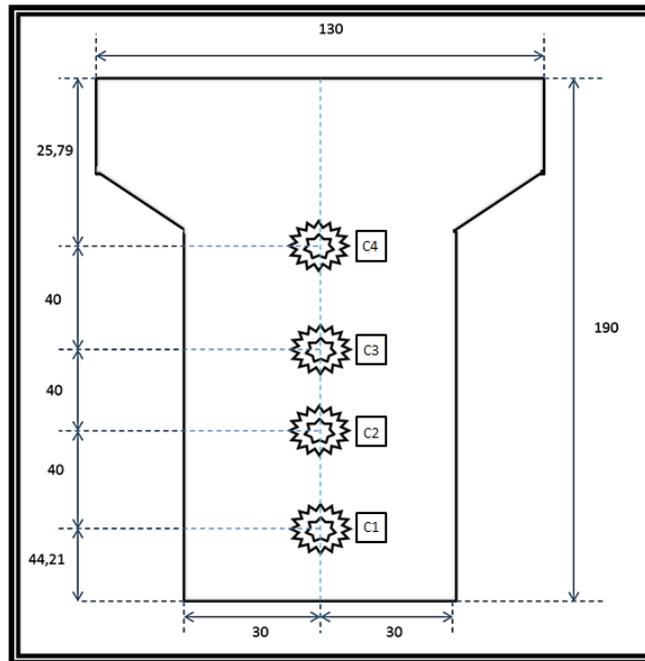


Figure 6-4: Disposition des câbles à l'about

5) Position des câbles à mi- travée

La distance entre deux câbles est fixée selon les recommandations du BPEL qui dans notre cas est égale ou supérieure au diamètre de gaine, nous prenons l'espacement égale à 9cm, le diamètre de la gaine étant $\Phi=9\text{cm}$.

$$\Phi + \Phi = 18 \text{ cm}$$

$$2c + 4\Phi = 60 \text{ cm} \Rightarrow c = 12 \text{ cm}$$

$$\Phi + d = 36 \text{ cm} \Rightarrow d = 27 \text{ cm}$$

La figure 6-5 représente la disposition des câbles à mi- travée.

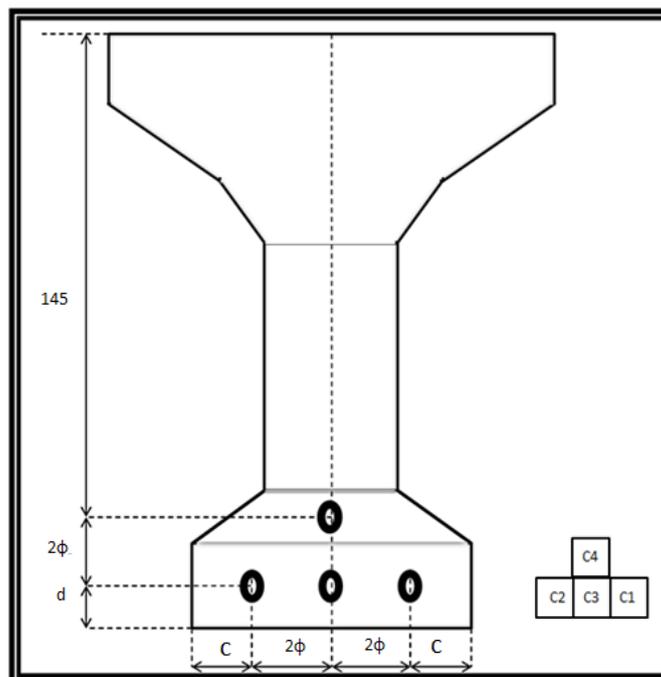


Figure 6-5: Disposition des câbles à mi- travée

6) Angle de relevage :

L'angle de relevage se calcule par l'expression suivante :

$$\sin^{-1} \frac{V_M - V}{P} \leq \alpha \leq \sin^{-1} \frac{V_m - V}{P}$$

Avec :

V_m : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre (0.6728 MN)

V_M : effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à l'E.L.S (1,1968 MN)

L'expression de l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'about est donnée par :

$$V = \tau \times b_n \times (0.8h)$$

Où :

b_n : largeur de la section d'about telle que : $b_n = b_0 - n \times k \times \phi$

n : nombre de gaines par lit ($n=1$)

$k = 0.5$ Pour post-tension avec injection de coulis de ciment

$\phi = 0.09 \text{ m}$ (Diamètre de la gaine)

$b_0 = 0.6 \text{ m}$

$$\Rightarrow b_n = 0.6 - (1 \times 0.5 \times 0.09) = \mathbf{0.555 \text{ m}}$$

τ : contrainte tangentielle limite à l'ELS = $\left(0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right)\right)^{\frac{1}{2}}$

Avec :

$$f_{tj} = f_{t28} = 3.5 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

$$P = n \times (1 - \Delta P) \times P_0 = 4 \times 0.7 \times 2.40 = 6.72 \text{ MN}$$

$$B_n = B_0 - \frac{2\pi\phi^2}{4} = 1.63125 - \frac{2 \times 3.14 \times 0.09^2}{4} = 1.61 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{6.72}{1.61} = 4.17 \text{ MPa}$$

$$\tau = \left(0.4 \times 3.5 \left(3.5 + \frac{2}{3} \times 4.17\right)\right)^{\frac{1}{2}} = \mathbf{3.5 \text{ MPa}}$$

Ceci donne donc :

$$V = 3.5 \times 0.555 \times 0.8 \times 2.1 = \mathbf{3.26 \text{ MN}}$$

$$\sin^{-1} \frac{V_M - V}{P} \leq \alpha \leq \sin^{-1} \frac{V_m - V}{P}$$

$$\sin^{-1} \frac{1.1996 - 3.26}{6.72} \leq \alpha \leq \sin^{-1} \frac{0.6743 - 3.26}{6.72}$$

$$\mathbf{-17.85^\circ \leq \alpha \leq 35.83^\circ}$$

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

$$\alpha_{opt} = \sin^{-1} \frac{V_M + V_m}{2P} = \sin^{-1} \frac{1.1996 + 0.6743}{2 \times 6.72}$$

$$\alpha_{opt} = 8.01^\circ$$

7) Allure des câbles :

Pour optimiser au mieux l'effet de la précontrainte sur le plan de la résistance à la flexion et à l'effort tranchant, on adopte un tracé parabolique.

Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre. Chaque câble est divisé en deux parties, une rectiligne et la deuxième parabolique. Cette dernière est régie par l'équation suivante :

$$Y = ax^2 + bx + c \text{ (Le repère a pour origine le point d'ancrage)}$$

- Câble 1 :

$$1 : x = 0 \rightarrow y = c = 0.44 \text{ m}$$

$$2 : x = 18 \rightarrow Y = a(18)^2 + b \times 18 + 0.44 = 0.27 \text{ m}$$

$$3 : x = 18 \rightarrow Y' = 2 \times 18 \times a + b = 0$$

Avec Y' est la dérivée de Y

On trouve :

$$a = 0.00052 ; b = -0.019 ; c = 0.44$$

- Câble 2 :

$$1 : x = 0 \rightarrow y = c = 0.84 \text{ m}$$

$$2 : x = 18 \rightarrow Y = a(18)^2 + b \times 18 + 0.44 = 0.27 \text{ m}$$

$$3 : x = 18 \rightarrow Y' = 2 \times 18 \times a + b = 0$$

On trouve :

$$a = 0.0017 ; b = -0.064 ; c = 0.84$$

- Câble 3 :

$$1 : x = 0 \rightarrow Y = c = 1.24 \text{ m}$$

$$2 : x = 18 \rightarrow Y = a(18)^2 + b \times 18 + 0.44 = 0.27 \text{ m}$$

$$3 : x = 18 \rightarrow Y' = 2 \times 18 \times a + b = 0$$

On trouve :

$$a = 0.003 ; b = -0.107 ; c = 1.24$$

- Câble 4 :

$$1 : x = 0 \rightarrow Y = c = 1.64 \text{ m}$$

$$2 : x = 18 \rightarrow Y = a(18)^2 + b \times 18 + 1.46 = 0.45 \text{ m}$$

$$3 : x = 18 \rightarrow Y' = 2 \times 18 \times a + b = 0$$

On trouve :

$$a = 0.0036 ; b = -0.132 ; c = 1.64$$

Les équations de l'allure pour chaque câble sont données le tableau suivant :

Tableau 6-4: Équation de l'allure pour chaque câble

Cable	Equation
1	$Y = 0.00052x^2 - 0.019x + 0.44$
2	$Y = 0.00177x^2 - 0.064x + 0.84$
3	$Y = 0.003x^2 - 0.107x + 1.24$
4	$Y = 0.0036x^2 - 0.132x + 1.64$

La position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 6-5: Position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure

	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4
X(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)
0	0.44	0.841	1.24	1.64
1	0.421	0.777	1.136	1.511
2	0.404	0.719	1.038	1.390
3	0.387	0.663	0.946	1.276
4	0.372	0.612	0.86	1.169
5	0.358	0.564	0.78	1.07
6	0.344	0.519	0.706	0.977
7	0.332	0.478	0.638	0.892
8	0.321	0.441	0.576	0.814
9	0.311	0.407	0.52	0.743
10	0.302	0.377	0.47	0.68
11	0.293	0.350	0.426	0.623
12	0.286	0.326	0.388	0.574
12	0.286	0.326	0.388	0.574
13	0.280	0.307	0.356	0.532
14	0.275	0.290	0.33	0.497
15	0.272	0.278	0.31	0.470
16	0.271	0.276	0.296	0.461
17	0.270	0.273	0.278	0.453
18	0.270	0.270	0.270	0.450

Les allures de chaque câble sont données dans les figures (6-6 ; 6-7 ; 6-8 ; 6-9)

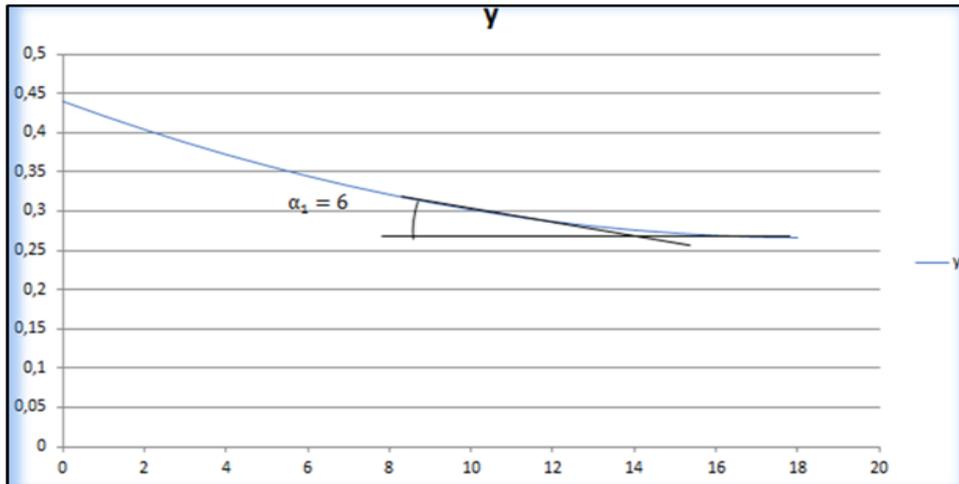


Figure 6-6: Allure du câble numéro 1

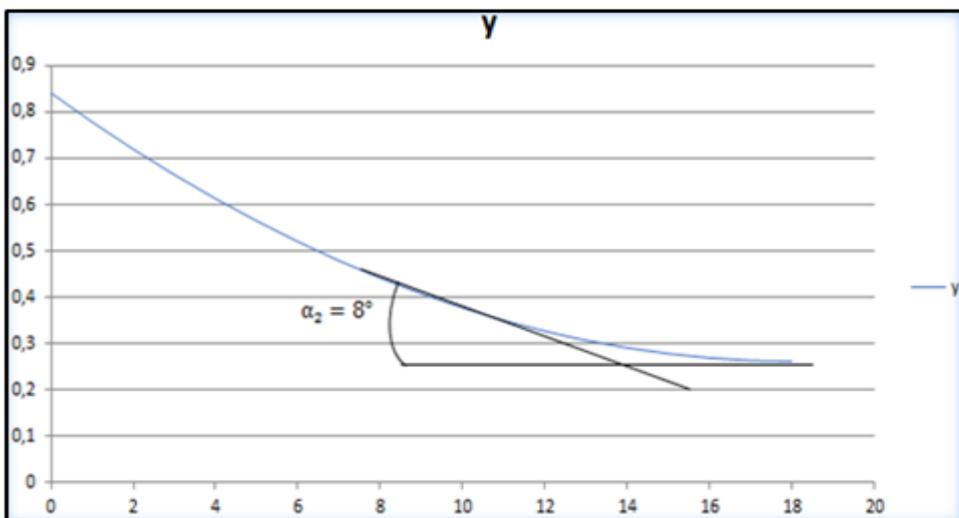


Figure 6-7: Allure du câble numéro 2

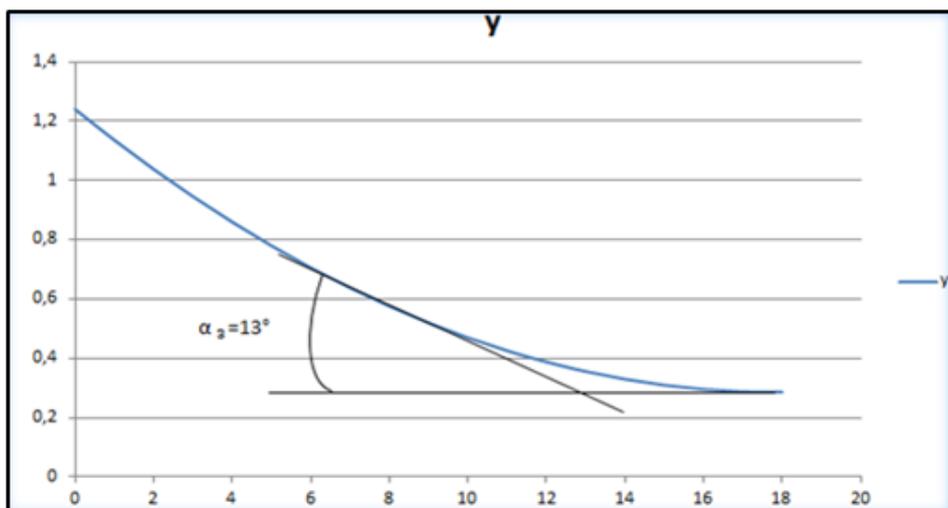


Figure 6-8: Allure du câble numéro 3

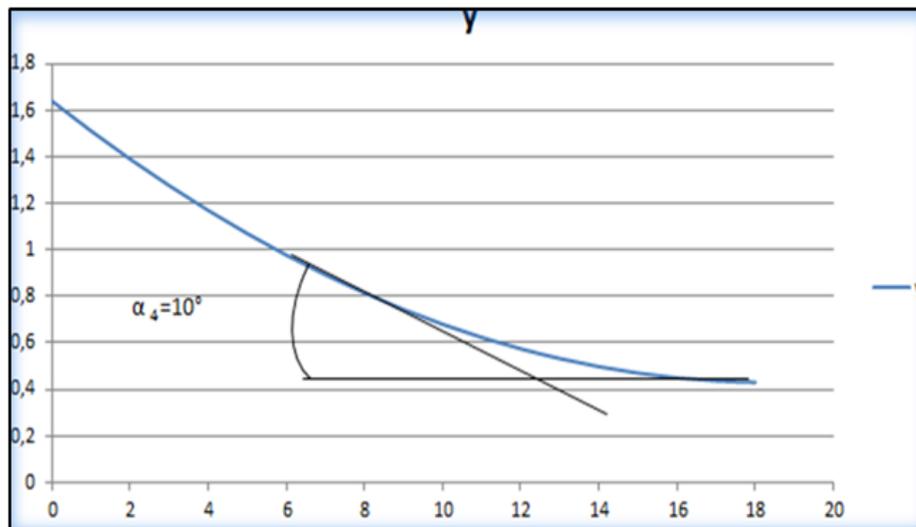


Figure 6-9: Allure du câble numéro 4

L'allure de l'ensemble des câbles est schématisée par la figure suivante :

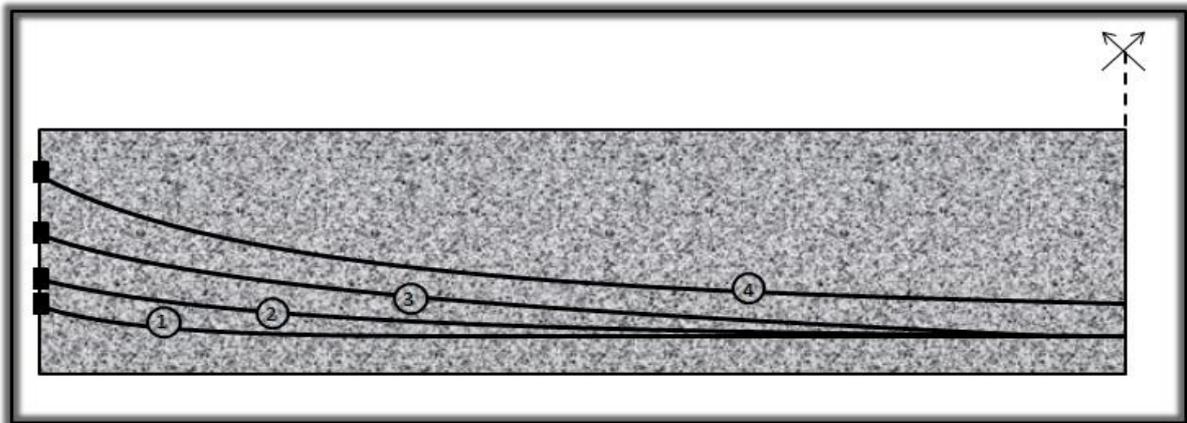


Figure 6-10: Allure des câbles de précontrainte

6.7 Les pertes de précontrainte

La tension d'une armature de précontrainte en un point et à un instant donné est différente de la tension appliquée au câble par le vérin lors de sa mise en œuvre. En effet, se superposent des phénomènes instantanés de pertes de précontrainte et des phénomènes différés ne se stabilisant qu'au bout d'un temps infini.

Lors de la mise en tension, les pertes instantanées sont dues :

- Au frottement du câble sur la gaine
- Au tassement ou recul des ancrages
- Au raccourcissement du béton

Au cours du temps, s'y ajoute les pertes différées :

- Du retrait du béton
- De relaxation des aciers
- Du fluage du béton

6.7.1 Pertes instantanées

Les origines des pertes instantanées sont :

1) Pertes dues au frottement du câble sur la gaine :

Elles se produisent par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il y a contact entre ces éléments c'est-à-dire dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités.

D'après le BPEL la formule qui nous permet de déterminer ces pertes est la suivante :

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

Où :

σ_{po} : La contrainte initiale exercée lors de la mise en tension (1422.8 MPa)

x : Distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension ;

α : déviation angulaire totale du câble sur la distance x ;

f : coefficient de frottement en courbe vaut 0.18 rd^{-1} ;

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur $\varphi=0.002 \text{ m}^{-1}$;

La perte de tension par frottement, est égale à :

$$\Delta\sigma_{f(x)} = \sigma_{po} - \sigma_{pf(x)}$$

Les courbes exponentielles peuvent être remplacées par des tronçons de droites pour autant que les points de calcul soient rapprochés, c'est-à-dire :

$$\sigma_{p(x)} = \sigma_{po} (1 - (f \times \alpha (x) + \varphi \times x)) ; (e^{-x} = 1 - x)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{f(x)} = \sigma_{po} \times (f \times \alpha (x) + \varphi \times x) = 1422.8(0.18 \times \alpha + 0.002 \times x)$$

Le tableau suivant résume les pertes dues au frottement du câble :

Tableau 6-6: Perte dues au frottement du câble

	X(m)	0.00	4.5	9	13.5	18
Cable N°1	α	0.105	0.105	0.105	0.105	0.105
	$\Delta\sigma_{f(x)}$ MPA	26.89	39.69	52.50	65.3	78.11
Cable N°2	α	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140
	$\Delta\sigma_{f(x)}$ MPA	35.85	48.65	61.46	74.27	87.07
Cable N°3	α	0.230	0.230	0.230	0.230	0.230
	$\Delta\sigma_{f(x)}$ MPA	58.9	71.7	84.51	97.31	110.12
Cable N°4	α	0.1763	0.1763	0.1763	0.1763	0.1763
	$\Delta\sigma_{f(x)}$ MPA	45.15	57.95	70.76	83.56	96.37

2) Pertes dues au recul d'ancrage :

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit un léger raccourcissement. Les torons et les clavettes subissent un déplacement vers l'intérieur de la pièce qui peut atteindre 6 mm.

Le mouvement de rentrée vers l'intérieur du béton est contrarié par le frottement du câble sur sa gaine comme à la mise en tension mais en sens inverse. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance λ de celui-ci à partir duquel la tension demeure inchangée.

La figure 6-11 illustre la tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin.

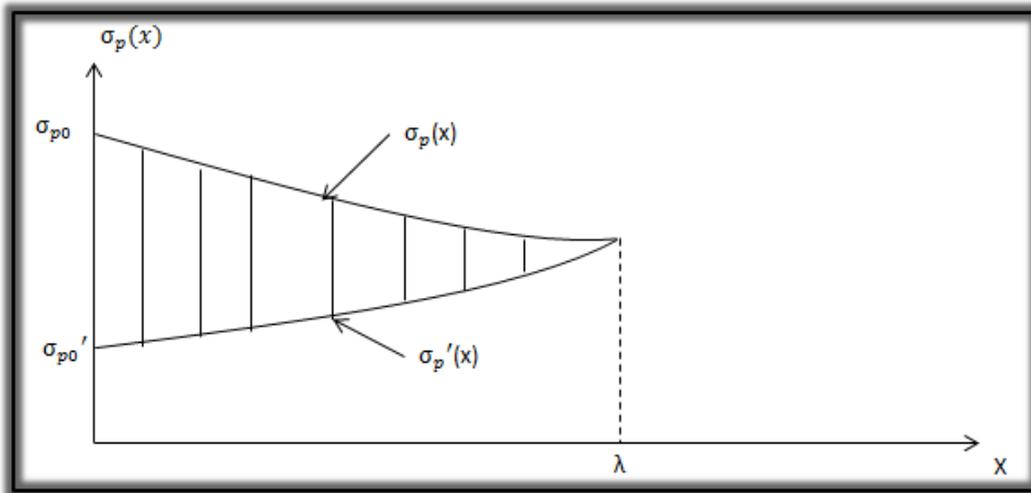


Figure 6-11: Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin

La figure suivante schématise le principe de perte des tensions.

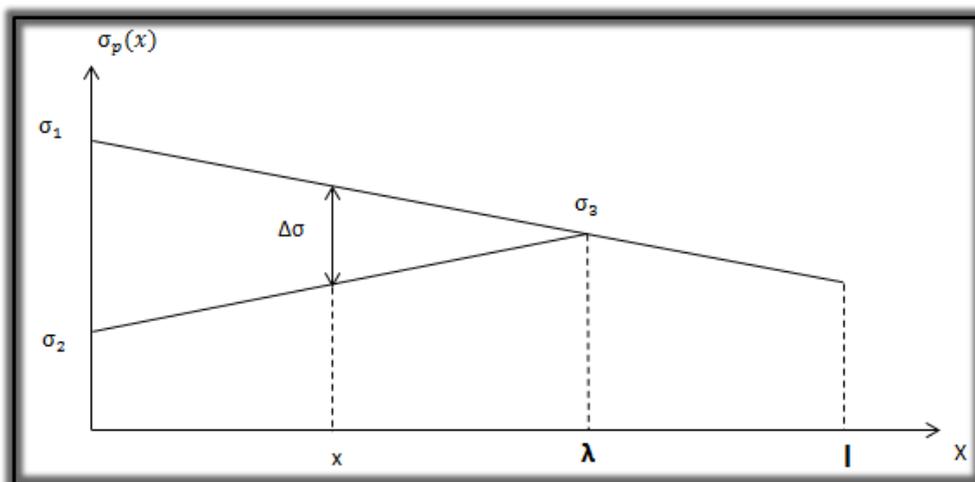


Figure 6-12: Principe de la perte des tensions

La symétrie des pentes des droites entraîne

$$\Delta\sigma_0 = \sigma_1 - \sigma_2 = 2(\sigma_1 - \sigma_3) = 2 \times \psi \times \lambda \times \sigma_1$$

A l'abscisse x nous avons :

$$\Delta\sigma_o = \sigma_1 - \sigma_2 \left(\frac{\lambda - x}{\lambda} \right) = 2 \times \psi \times \sigma_o \times (\lambda - x)$$

Avec :

$$\psi = f\left(\frac{\alpha}{l}\right) + \varphi$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_o \times \psi}} \Rightarrow \begin{cases} \lambda < x & \text{les pertes existent} \\ \lambda > x & \text{les pertes nulles} \end{cases}$$

λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

g : l'intensité du recul d'ancrage vaut 6mm.

E_p : module d'élasticité des aciers vaut 190000 MPa (selon B.P.E.L.91)

Les pertes par recul d'ancrage sont regroupées dans le tableau ci-après.

Tableau 6-7: Perte par recul d'ancrage

	X(m)	0.00	4.5	9	13.5	18
Cable N°1	α	0.105	0.105	0.105	0.105	0.105
	ψ	0.00305	0.00305	0.00305	0.00305	0.00305
	λ	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20
	$\Delta\sigma_{recul}$	140.6	101.54	62.48	23.43	0.00
Cable N°2	α	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140
	ψ	0.0034	0.0034	0.0034	0.0034	0.0034
	λ	15.35	15.35	15.35	15.35	15.35
	$\Delta\sigma_{recul}$	148.51	104.97	61.43	17.89	0.00
Cable N°3	α	0.230	0.230	0.230	0.230	0.230
	ψ	0.0043	0.0043	0.0043	0.0043	0.0043
	λ	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65
	$\Delta\sigma_{recul}$	167.02	111.96	56.89	1.83	0.00
Cable N°4	α	0.1763	0.1763	0.1763	0.1763	0.1763
	ψ	0.003763	0.003763	0.003763	0.003763	0.003763
	λ	14.59	14.59	14.59	14.59	14.59
	$\Delta\sigma_{recul}$	156.22	108.04	59.85	11.67	0.00

3) Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

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

$$\Delta\sigma_{racc(x)} = \frac{(n-1)E_p}{2n \times E_{ij}} \sigma_{b(x)} \quad \text{Avec :}$$

n : Nombre de gaines ;

E_p : module d'élasticité des armatures vaut 190000 MPa

E_{ij} : module de déformation instantanée du béton au jour « j » tel que :

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$\sigma_{b(x)}$: contrainte normale du béton

$$\sigma_{b(x)} = \frac{P}{B_n} + \frac{Mg(x)e(x)}{I_{gn}} + \frac{P e(x)^2}{I_{gn}}$$

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

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

A titre de simplification ($n-1 \approx n$).

Le BPEL retient la relation suivante : $\Delta\sigma_{racc(x)} = \frac{E_p}{2E_{ij}} \sigma_b(x)$

Les pertes par raccourcissement figurent dans le tableau 6-8

Tableau 6-8: Perte par raccourcissement élastique du béton pour chaque câble

Câble	X(m)	0.00	4.5	9	13.5	18
1	P(MN)	2.24	2.30	2.35	2.41	2.39
	Y(x) m	0.4421	0.2949	0.1964	0.1464	0.1451
	e(x)	0.00	0.1472	0.2457	0.2957	0.297
	Mg(x)MN.m	0.00	1.96	3.34	4.15	4.32
	Section (m ²)	1.22	0.6232	0.6232	0.6232	0.6232
	I nette (m ⁴)	1.64	0.98	0.98	0.98	0.98
	σ_b MPa	1.83	4.03	4.75	5.33	5.35
	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ MPa	4.57	10.08	11.88	13.33	13.56
2	P(MN)	2.2291	2.2945	2.3398	2.3951	2.4043
	Y(x) m	0.8421	0.4994	0.2679	0.1475	0.1023
	e(x)	0.0000	0.3427	0.5742	0.6946	0.7398
	Mg(x)MN.m	0.0000	1.96	3.34	4.15	4.32
	Section (m ²)	1.22	0.6232	0.6232	0.6232	0.6232
	I nette (m ⁴)	1.64	0.98	0.98	0.98	0.98
	σ_b MPa	1.8271	4.63	6.48	7.94	8.45
	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ MPa	4.55	11.57	16.22	19.86	21.13
3	P(MN)	2.15	2.23	2.30	2.38	2.36
	Y(x) m	1.24	0.74	0.35	0.16	0.09
	e(x)	0.00	0.50	0.89	1.08	1.15
	Mg(x)MN.m	0.00	1.96	3.34	4.15	4.32
	Section (m ²)	1.22	0.62	0.62	0.62	0.62
	I nette (m ⁴)	0.64	0.98	0.98	0.98	0.98
	σ_b MPa	1.76	5.13	8.57	11.21	12.02
	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ MPa	4.4	12.84	21.44	28.03	30.06
4	P(MN)	2.19	2.26	2.32	2.39	2.38
	Y(x) m	1.64	1.01	0.56	0.29	0.21
	e(x)	0.00	0.63	1.08	1.35	1.43
	Mg(x)MN.m	0.00	1.96	3.34	4.15	4.32
	Section (m ²)	1.22	0.62	0.62	0.62	0.62
	I nette (m ⁴)	1.64	0.98	0.98	0.98	0.98
	σ_b MPa	1.79	5.79	10.16	13.98	15.07
	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ MPa	4.47	14.48	25.40	34.96	37.69

Les pertes totales instantanées sont donc égales à :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{racc}$$

Le tableau suivant contient la totalité des pertes instantanées.

Tableau 6-9: pertes instantanées totales

Numéro de câble	X en (m)	0.00	4.50	9.00	13.50	18.00
1	$\Delta\sigma_{frot}(MPa)$	26.89	39.69	52.50	65.30	78.11
	$\Delta\sigma_{recul}(MPa)$	140.60	101.54	62.48	23.43	0.00
	$\Delta\sigma_{racc}(MPa)$	4.57	10.08	11.88	13.33	13.56
	$\Delta\sigma_{instantané}(MPa)$	172.06	151.31	126.86	102.06	91.67
2	$\Delta\sigma_{frot}(MPa)$	35.85	48.65	61.46	74.47	87.07
	$\Delta\sigma_{recul}(MPa)$	148.51	104.97	61.43	17.89	0.00
	$\Delta\sigma_{racc}(MPa)$	4.55	11.57	16.22	19.86	21.13
	$\Delta\sigma_{instantané}(MPa)$	188.91	165.19	139.11	112.22	108.20
3	$\Delta\sigma_{frot}(MPa)$	58.9	71.70	84.51	97.31	110.12
	$\Delta\sigma_{recul}(MPa)$	167.02	111.96	56.89	1.83	0.00
	$\Delta\sigma_{racc}(MPa)$	4.40	12.84	21.44	28.03	30.06
	$\Delta\sigma_{instantané}(MPa)$	230.32	196.50	162.84	127.17	140.18
4	$\Delta\sigma_{frot}(MPa)$	45.15	57.95	70.76	83.56	96.37
	$\Delta\sigma_{recul}(MPa)$	156.22	108.04	59.85	11.67	0.00
	$\Delta\sigma_{racc}(MPa)$	4.47	14.48	25.40	34.96	37.69
	$\Delta\sigma_{instantané}(MPa)$	205.84	180.47	156.01	130.19	134.06

6.7.2 Les pertes de tension différées

Elles ont comme origine :

1) Pertes par retrait :

Au cours de son durcissement, le béton subit une diminution de volume appelé retrait, ce retrait n'est pas terminé lorsque les câbles de précontrainte sont mis en tension

La perte finale de tension due au retrait du béton selon (BPEL) est :

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r \times E_p$$

Avec :

ϵ_r : étant le retrait total du béton, tel que ($\epsilon_r = 3.10^{-4}$: climat sec et tempéré (région de Bejaia) selon le BPEL)

E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontrainte vaut $E_p = 1.9 \times 10^5$ MPa

$$\Rightarrow \Delta\sigma_r = 19 \times 10^5 \times 3 \times 10^{-4} = 57 MPa$$

2) Pertes par relaxation

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

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{1000} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_o \right) \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

μ_o : un coefficient pris égale à :

- 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR) ;
- 0.30 pour les armatures à relation normale (RN) ;
- 0.35 pour les autres armatures.

Dans le cas de notre projet, on utilise des armatures à très basse relaxation (TBR)

$\sigma_{pi}(x)$: la contrainte initiale de l'armature, après les pertes instantanées : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_o - \Delta\sigma_{inst}$

f_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie, (1860 MPa).

$\sigma_o = 1422.8 \text{ MPa}$.

Relaxation de l'acier à 1000 heures exprimée en pourcentage ; $\rho_{1000} = 2.5\%$.

Les pertes par relaxation sont données dans le tableau 6-10 :

Tableau 6-10: perte par relaxation pour chaque câble

Numéro de câble	X (m)	0.00	4.50	9.00	13.50	18.00
1	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1250.74	1271.49	1295.94	1319.94	1331.13
	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	45.48	48.36	51.85	55.36	57.03
2	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1233.89	1257.61	1283.69	1310.58	1314.60
	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	43.19	46.43	50.09	53.98	54.57
3	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1192.48	1226.30	1259.96	1295.63	1282.62
	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	37.76	42.17	46.75	51.80	49.94
4	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1216.96	1242.33	1266.79	1292.61	1288.74
	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	40.94	44.33	47.70	51.37	50.81

3) Pertes dues au fluage :

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise (selon BPEL) égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_{max}) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

σ_b ; σ_{max} : sont respectivement la contrainte finale et la contrainte maximale, supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les actions précédentes, y compris celles dues à la précontraintes ;

$$\sigma_b = \frac{Mg \times e_0}{I_g} + \frac{A_p}{B_n} (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{d(x)}) + \frac{e_0^2}{I_g} \left(A_p (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{d(x)}) \right)$$

J : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

Lorsque $\sigma_{max} \leq 1.5 \sigma_b$ selon le BPEL la relation devient :

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

Les pertes dues au fluage sont données au tableau suivant :

Tableau 6-11: Pertes de fluage pour chaque câble

Numéro de câble	X (m)	0.00	4.50	9.00	13.50	18.00
1	σ_b (MPa)	1.63	3.58	4.26	4.81	4.90
	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	20.59	45.29	53.85	60.80	61.72
2	σ_b (MPa)	1.60	4.04	5.91	7.31	7.79
	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	20.30	51.02	74.69	92.37	98.32
3	σ_b (MPa)	1.52	4.61	7.81	10.33	11.09
	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	19.59	58.27	99.21	130.47	140.06
4	σ_b (MPa)	1.58	5.23	9.31	12.84	13.87
	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	20.01	66.01	117.51	162.07	175.12

Les pertes différées totales sont données par l'expression suivante (BPEL) :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_\rho$$

Elles se résume au tableau suivant :

Tableau 6-12: Pertes différées totales

Numéro de câble	X(m)	0.00	4.50	9.00	13.50	18.00
1	$\Delta\sigma_{dif}$ (MPa)	115.49	142.59	154.05	163.93	166.24
2	$\Delta\sigma_{dif}$ (MPa)	113.29	146.71	173.43	194.35	200.79
3	$\Delta\sigma_{dif}$ (MPa)	108.05	150.41	195.16	230.63	238.67
4	$\Delta\sigma_{dif}$ (MPa)	111.12	159.95	214.26	261.87	274.46

Les pertes totales sont données par l'expression suivante :

$$\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}$$

$$\sigma_{eff} = (n \times \sigma_o) - \Delta\sigma_{totale}$$

Avec :

σ_{eff} : contrainte effective dans chaque section ;

n : nombre de câble (4) ;

σ_o : tension a l'origine vaut 1422.8 MPa ;

$\Delta\sigma_{totale}$: perte totale dans chaque section.

Le pourcentage des pertes se calcule par la formule : $\%_{\Delta\sigma_{totale}} = 100 \times \left(\frac{4 \times \sigma_o - \sigma_{eff}}{4 \times \sigma_o} \right)$

Les pertes totales sont données au tableau suivant :

Tableau 6-13: pertes totales

numéro de câble	X (m)	0.00	4.50	9.00	13.50	18.00
1	$\Delta\sigma_{totale}(\text{MPa})$	287.55	293.9	280.91	265.99	257.91
2	$\Delta\sigma_{totale}(\text{MPa})$	302.20	311.90	312.54	306.57	308.99
3	$\Delta\sigma_{totale}(\text{MPa})$	338.37	346.91	358.00	357.80	378.85
4	$\Delta\sigma_{totale}(\text{MPa})$	316.96	340.42	370.27	392.06	408.52
$\Delta\sigma_{totale}(\text{MPa})$		1245.08	1293.13	1321.72	1322.42	1354.27
$\sigma_{eff}(\text{MPa})$		4446.12	4398.07	4369.48	4368.78	4336.93
%		21.8	22.72	23.22	23.23	23.79

6.8 Conclusion

Dans ce chapitre on a pu calculer le nombre de câbles nécessaires, afin d'assurer la stabilité du pont sous différentes sollicitations. On a constaté que le pourcentage des pertes est maximal à la section de mi travée et a pour valeur **23.79 %**. Ces pertes ne dépassent pas l'estimation initiale qui était de **30%**.

Dans le chapitre suivant on va vérifier les contraintes normales et tangentielles aux états limites, tout en calculant le ferrailage passif de la poutre.

Chapitre 7 : Calcul justificatif des poutres

7.1 Introduction

Dans ce chapitre s'intéresse aux sections les plus sollicitées pour vérifier si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites. Cette vérification se fera conformément aux codes cités plus haut.

7.2 Définition des sections

Dans le calcul des caractéristiques géométriques d'une section (position du centre de gravité, aire, moments d'inertie...), on tient compte des dimensions que présente la section dans la phase considérée les différentes sections sont :

1) Section brute :

On appelle section brute la section de béton en ne tenant compte ni des trous des gaines ni des aciers la traversant (qu'il s'agisse des aciers de précontrainte ou des aciers passifs).

2) Section nette :

On appelle section nette la section brute de béton de laquelle on a déduit les trous des gaines. En pratique, on calcule les caractéristiques suivantes :

- La section et la position de nouveau centre de gravité en enlevant la section des gaines ;
- L'inertie par rapport à ce nouveau centre de gravité.

Ces sections nettes seront utilisées pour calculer, aux états limites de service, les contraintes développées par l'action permanente.

3) Sections homogènes :

On considère les sections homogènes obtenues en ajoutant aux sections nettes précédemment définies la section des armatures longitudinales de précontraintes multipliée par un coefficient d'équivalence, dans la mesure où ces armatures sont adhérentes au béton par l'intermédiaire du coulis d'injection et de la gaine dans le cas de la post-tension.

7.3 Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections

7.3.1 Caractéristiques nettes de la section médiane

Nous utilisons pour le calcul des caractéristiques nettes de la section médiane les expressions suivantes :

$$B_n = B_r - n \times B$$

$$V'_n = \frac{B_r \times V'_r - \sum B \times Y_i}{B_n}$$

$$I_n = (V'_n - V'_r)^2 \times B_r - n \times I - B \sum (V'_n - Y_i)^2 + I_r$$

Avec :

$$I = \frac{\pi \phi^4}{64} \quad B = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Φ : diamètre de la gaine

Y_i : la distance entre les câbles et la fibre inférieure de la poutre

Tableau 7-1: Caractéristique brutes de la section médiane (voir chapitre 3)

	B_r (m ²)	V'_r (m)	V_r (m)	I_r (m ⁴)	B (m ²)	I (m ⁴)	n	H (m)
Poutre seule	0.65	1.10	0.80	0.98	0.0063	0.0000032	4	1.9
Poutre+hourdis	1.006	1.41	0.68	0.50	0.0063	0.0000032	4	2.1

Les résultats finaux sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau 7-2: Caractéristiques nettes de la section médiane (voir chapitre 3)

	$B_n(m^2)$	$I_n(m^4)$	$V'_n(m)$	$V_n(m)$
Poutre seule	0.62	0.82	1.14	0.76
Poutre+hourdis	0.98	0.48	1.44	0.66

7.3.2 Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + hourdis)

Le calcul se fait par les expressions suivantes :

$$B_h = B_n + n \times N \times A_p$$

$$V'_n = \frac{B_n \times V'_n + N \times A_p \sum Y_i}{B_n}$$

$$I_h = I_n + B_n \times (V'_h - V'_n)^2 + N \times A_p \sum (Y_i - Y_h)^2$$

Avec :

N : coefficient d'équivalence acier – béton pris égal à 5

$A_p = 1668 \text{ mm}^2$ (Section d'un câble de précontrainte).

Tableau 7-3: Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + dalle)

$B_h (m^2)$	$I_h (m^4)$	$V'_h (m)$	$V_h (m)$
1.01	0.51	1.43	0,67

7.4 Phases de construction

La vérification se fait selon les cinq phases suivantes :

Phase 1 :

Au 14^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles sont tirés à 50% de P_0 et les pertes sont estimées à 10% de P_0 .

Section résistante : poutre (caractéristiques nettes)

Poids : poutre

K est pris égal à 0.5

Phase 2 :

Au 28^{ème} jour, les câbles sont tirés à 100% de P_0 , les pertes sont estimées à 20% de P_0

Section résistante : poutre (caractéristiques nettes)

Poids : poutre

K est pris égal à 1

Phase 3 :

Au 56^{ème} jour, les câbles sont tirés à 100% de P_0 , les pertes sont estimées à 27% de P_0 .

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont les efforts dus à la deuxième phase et le poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Section résistante : poutre (caractéristiques nettes)

Poids : poutre + hourdis

K est pris égal à 1

Phase 4 :

On considère le tablier à vide. Dans ce cas, la section résistante est constituée par la poutre et la dalle.

Les pertes considérées sont de 27%.

Section résistante : poutre + hourdis (caractéristiques homogènes)

Poids : poutre + superstructure

K est pris égal à 1

Phase 5 :

L'ouvrage est en service (en charge), la mise en tension est déjà faite à 100%.

Les pertes considérées sont de 30%.

Les pertes considérées sont de 30%.

Section résistante : poutre + hourdis (caractéristique homogène)

Poids : poutre + superstructure + charge d'exploitation

K est pris égal à 1

7.5 Vérification des contraintes en service :

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

Détermination des contraintes admissibles

$$\text{Sous combinaison (G + D240)} \begin{cases} \sigma_{cs} = 0.6f_{c28} = 24 \text{ MPa} \\ \sigma_{ti} = 0 \end{cases}$$

$$\text{Sous combinaison permanente (G)} \begin{cases} \sigma_{ci} = 0.5f_{c28} = 20 \text{ MPa} \\ \sigma_{ts} = 0 \end{cases}$$

Contrainte admissible en construction

$$J=14\text{jours} \begin{cases} f_{c14} = 32.22 \text{ MPa} \\ f_{t14} = 2.53 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_c = 0.6f_{c14} = 19.33 \text{ MPa} \\ \sigma_{cs} = -0.7f_{t14} = -1.77 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$J \geq 28\text{jours} \begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 3 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_c = 0.6f_{c28} = 24 \text{ MPa} \\ \sigma_{cs} = -0.7f_{t28} = -2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

7.5.1 Vérification de la contrainte normale

D'après le règlement BPEL la précontrainte est représentée à un instant 't' par deux valeurs caractéristiques :

$$P1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P(x, t)$$

$$P2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P(x, t)$$

Où :

P_0 : représentant la précontrainte à l'origine correspondant à la tension σ_{p0} .

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

Pour les phases 1,2,3 et 4, la force de précontrainte P qui donne l'effet le plus défavorable est P_1 , mais pour la phase d'exploitation (phase 5), c'est la force P_2 .

Il faut vérifier que la contrainte normale σ_{inf} et σ_{sup} est comprise entre les contraintes limites $\overline{\sigma_c}$ et $\overline{\sigma_t}$.

- **Etat à vide :**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V}{I_{gn}} + \frac{P}{B_n} + \frac{M_g \times V}{I_{gn}} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V}{I_{gn}} + \frac{P}{B_n} + \frac{M_g \times V}{I_{gn}} \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

- **Etat en charge :**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V}{I_{gn}} + \frac{P}{B_n} + \frac{M_g \times V}{I_{gn}} \leq \overline{\sigma_{cs}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V}{I_{gn}} + \frac{P}{B_n} + \frac{M_g \times V}{I_{gn}} \geq \overline{\sigma_{ti}}$$

Où :

σ : contrainte supérieure (σ_{sup}) ou contrainte inférieure (σ_{inf}) selon V et V'.

F : force de précontrainte (F=P₀×perte en %×mise en tension %).

M_p : moment dû à la précontrainte (M = F × le nombre de câbles considérés × e).

P : effort de la précontrainte (P=nombre de câbles ×F).

M_g : moment dû au poids propre.

$\overline{\sigma_c}$: contrainte admissible de compression.

$\overline{\sigma_t}$: contrainte admissible de traction.

Phase 1 :

$$P_1 = (1.02\sigma_{po} - 0.8\Delta\sigma)K A_p$$

K : est le pourcentage de mise en tension égale à 0.5.

$$P_1 = (1.02 \times 1422.8 - 0.8 \times 0.1 \times 1422.8) \times 0.5 \times 0.001668$$

$$P_1 = 1.12 \text{ MN}$$

- **Contrainte due à la précontrainte :**

$$\sigma = \frac{4 \times P}{B_n} = \frac{4 \times 1.12}{0.62} = 7.22 \text{ MPa}$$

Contrainte due au moment de précontrainte :

$$M_p = -P \sum(V'_n - Y_i) = -4.54 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = -4.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = 6.31 \text{ MPa}$$

Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_{poutre} = 3.04 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = 2.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = -4.22 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = 5.80 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -1.77 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{inf} = 9.31 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 19.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

N.B : le détail de calcul pour les autres phases est donné dans l'**annexe 2**.

Les résultats de toutes les phases sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau 7-4: Vérification des contraintes normales

Phase	P(MN)	Contraintes totale(MPa)	Contraintes admissibles(MPa)	Vérification
1	P ₁ = 1.12 MN	$\sigma_{sup} = 5.80 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{ts}} = -1.77 \text{ MPa}$	Vérifiée ✓
		$\sigma_{inf} = 9.31 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{ci}} = 19.33 \text{ MPa}$	
2	P ₁ = 2.04 MN	$\sigma_{sup} = 8.38 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{ts}} = -2.1 \text{ MPa}$	Vérifiée ✓
		$\sigma_{inf} = 20.45 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{ci}} = 24 \text{ MPa}$	
3	P ₁ = 1.90 MN	$\sigma_{sup} = 9.13 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{ts}} = -2.1 \text{ MPa}$	Vérifiée ✓
		$\sigma_{inf} = 16.95 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{ci}} = 24 \text{ MPa}$	
4	P ₁ = 1.90 MN	$\sigma_{sup} = 0.25 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{ts}} = 0$	Vérifiée ✓
		$\sigma_{inf} = 23.05 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{ci}} = 24 \text{ MPa}$	
5	P ₂ =1.47	$\sigma_{sup} = 6.09 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{cs}} = 0$	Vérifiée ✓
		$\sigma_{inf} = 5.23 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{tl}} = 24 \text{ MPa}$	

7.5.2 Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux efforts du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \overline{\tau_1^2} \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \overline{\tau_2^2} \end{cases}$$

Avec :

σ_x : contrainte normale longitudinale donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad (P = \sum P_i \cos \alpha_i)$$

τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement ;

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

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

Avec :

V_{red} : effort tranchant réduit ;

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

I_n : moment d'inertie net par rapport à l'axe G_z

b_n : largeur nette de l'âme de la poutre donnée par l'expression suivante :

$$b_n = b_0 - m \times k \times \phi = 0.6 - 0.045 = 0.555 \text{ m}$$

Où :

$$\left\{ \begin{array}{l} m : \text{nombre de gaine par lit ;} \\ K = 0.5, \text{ dans le cas des cables injectés au coulis de ciment ;} \\ \phi = 9\text{cm, diamètre de la gaine.} \end{array} \right.$$

Approximativement :

$$S(y) = \frac{I_n}{0.8 \times h}$$

$$\tau(y) = \frac{V_{red}}{0.8 \times b_n \times h}$$

Tel que :

$$V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$V_{ser} = \frac{g_{poutre} \times L}{2}$$

Tableau 7-5: vérification des contraintes tangentielles

Phases	P (MN)	V_{red} (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	τ^2 (MPa) ²	$\overline{\tau_1^2}$ (MPa)	$\overline{\tau_2^2}$ (MPa)	vérification
1	1.12	0.34	3.62	0.4	0.16	5.52	12.78	Vérifié
2	2.04	0.92	6.59	1.09	1.18	11.08	24.05	Vérifié
3	1.90	0.83	6.13	0.99	0.98	10.62	23.72	Vérifié
4	1.90	0.68	4.82	0.73	0.54	9.39	22.54	Vérifié
5	1.47	0.41	3.73	0.44	0.19	8.38	21.23	Vérifié

7.5.3 Ferrailage passif longitudinal

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

- Les armatures de peau ;
- Les armatures longitudinales dans les zones tendues.

1) Armatures de peau :

Leur rôle est de limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradient thermiques.

$$A_{s-min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3\text{cm}^2 \setminus \text{ml de périmètre de la section droite de l'ouvrage} \\ \%0.1 \text{ de la section de la poutre} \end{array} \right.$$

$$A_{s-min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times (0.6 + 1.9) \times 2 = 15 \text{ cm}^2 \\ \%0.1 \times 0.623 = 6.23\text{cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_{s-min} = 15\text{cm}^2$$

2) Armatures longitudinales dans les zones tendues

On adopte un ferrailage minimal car l'air du béton tendu est nul et les armatures de peau sont suffisantes :

$$A_s = 6.23 \text{ cm}^2$$

7.6 Justifications aux E.L.U

7.6.1 Justification des contraintes normales

La justification consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul sont intérieures à un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes.

Hypothèses fondamentales de calcul :

- Les sections droites reste planes
- Les matériaux ne subissent aucun glissement relatif (béton acier)
- Le béton tendu est négligé
- Le diagramme des déformations doit respecter la règle des 3 pivots

Principe et méthode de justification :

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple (N_u, M_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal / moment fléchissant $(\overline{N}_u, \overline{M}_u)$

La méthode de justification consiste à :

- Fixer \overline{N}_u en le prenant égal à N_u qui est celui développé par la sollicitation de calcul
- Déterminer le moment résistant ultime \overline{M}_u correspondant à N_u ;
- Puis on procède à la justification sur le moment fléchissant M_u correspondant à la sollicitation de calcul qui doit tel que $M_u \leq \overline{M}_u$.

La figure ci-dessous représente l'interaction effort normal / moment fléchissant.

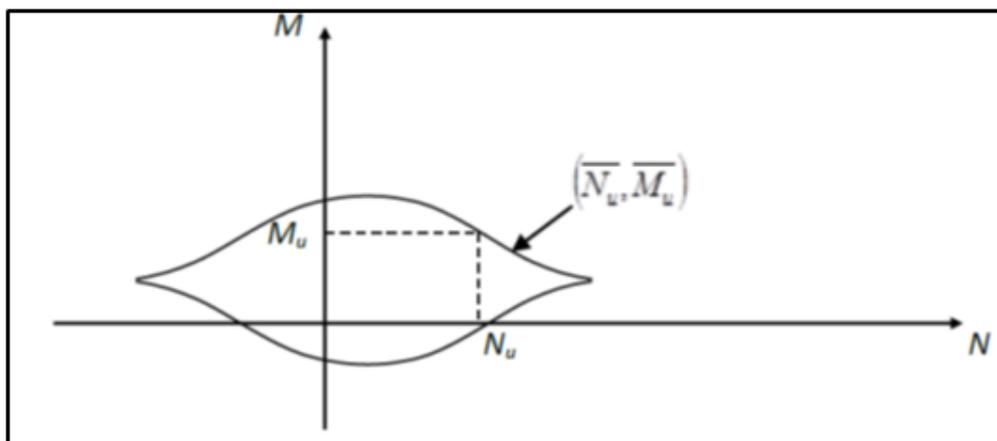


Figure 7-1: Courbe d'interaction effort normal / moment fléchissant

Les équations utilisées :

- Equation d'équilibre :

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

$$\begin{cases} N_u = B_{comp} \times f_{bu} - A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s & (1) \\ \overline{M_{umax}} = B_{comp} \times f_{bu} \times Z - A_s(d_s - d_p) \times \sigma_s & (2) \end{cases}$$

Avec :

N_u : effort normal sollicitant ;

$A_p \times \Delta\sigma_p$: surtension de précontrainte ;

$A_s \times \sigma_s$: tension des armatures passives ;

$B_c \times f_{bu}$: compression du béton ;

$B_{comp} = B(0.8y)$: section du béton comprimé de hauteur $0.8y$;

Z : bras de levier des moments de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

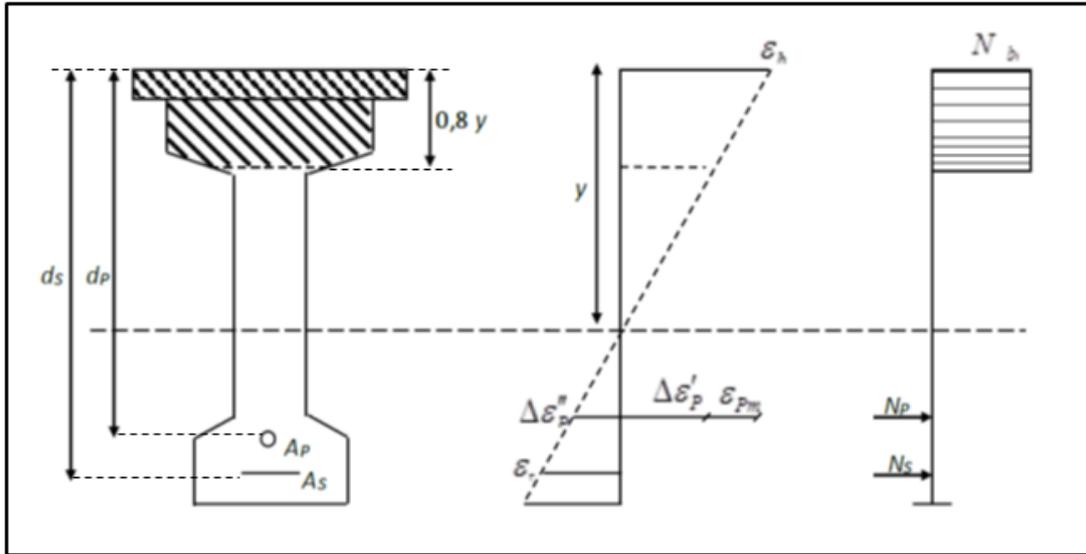


Figure 7-2: Diagramme des déformations et des contraintes à l'E.L.U

- Equation de compatibilité :

$$\frac{\Delta\varepsilon_p''}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_p} = \frac{d_s - y}{y} \quad (4)$$

- Equation traduisant le comportement de l'acier :

$$\text{Armature passives : } \sigma_s = g(\varepsilon_s) \quad (5)$$

$$\text{Armature actives : } \Delta\sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_p' + \Delta\varepsilon_p'') - f(\varepsilon_{pm}) \quad (6)$$

Avec :

ε_{bc} : déformation du béton

ε_{pm} : allongement préalable dû à la précontrainte et les pertes au jour de vérification ;

$\Delta\varepsilon_p'$: accroissement d'allongement du au retour à zéro de la contrainte au niveau du câble moyen ;

$\Delta\varepsilon_p''$: variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de 0 ;

ε_s : déformation des aciers passifs ;

$\Delta\sigma_{pm}$: contrainte préalable, calculée sous les actions permanentes.

- Equation traduisant l'atteinte d'un état ultime :

Il existe deux possibilités suivant que cet état est atteint sur le béton ou sur l'acier ;

$$\begin{cases} \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = (2\% \text{ ou } 3.5\%) \\ \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\% \end{cases} \quad (7)$$

Application à notre projet :

1^{ère} itération :

Le diagramme de déformation choisi est celui passant par les pivots A et B, ce qui impose

$$\rightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\text{‰} \text{ et } \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 3.5\text{‰}$$

On calcul $\overline{N_u}$, et on le compare avec N_u :

- Si $\overline{N_u} = N_u \rightarrow$ on calcul directement M_u ;
- Si $\overline{N_u} > N_u \rightarrow$ cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on devra pivoter le diagramme de déformation autour du pivot A c'est-à-dire faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_b ;
- Si $\overline{N_u} < N_u \rightarrow$ on fait une nouvelle itération mais en pivotant autour du pivot B jusqu'à avoir $\overline{N_u} = N_u$

Nous avons ;

$$A_s = 0.000623 \text{ m}^2$$

$$A_p = 0.001668 \text{ m}^2$$

$$d_s = 2.1 - 0.05 = 2.05 \text{ m.}$$

$$d_p = 2.1 - 0.15 = 1.95 \text{ m.}$$

$$N_u = P_m$$

Avec :

$$P_m = (\sigma_{po} - \Delta\sigma_T) \times n \times A_p$$

$$\Delta\sigma_T = 23.79\% \sigma_{po} \text{ (Voir chapitre 6)}$$

$$P_m = (1422.8 - 338.48) \times 4 \times 0.001668 = 7.23 \text{ MN.}$$

D'autre part :

$$\overline{N_u} = B_{comp} \times f_{bu} - n \times A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s \quad (1)$$

$$\overline{M_{umax}} = B_{comp} \times f_{bu} \times Z - A_s (d_s - d_p) \times \sigma_s \quad (2)$$

L'équation (4) donne :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s} \times d_s \rightarrow y = \frac{3.5\text{‰}}{3.5\text{‰} + 10\text{‰}} \times 2.05 = 0.53 \text{ m.}$$

$$B(y) = 0.8 \times y \times b = 0.742 \text{ m}^2$$

$$N_{bc} = B(y) \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{y_b} = 0.55 \times \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 12.46 \text{ MN}$$

$$\varepsilon_{p m} = \frac{P_m}{n \times A_p \times E_p} \rightarrow \varepsilon_{p m} = \frac{7.23}{4 \times 0.001668 \times 190000} = 5.70 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{b p m}}{E_p}$$

Avec :

σ_{bpm} : contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \left(\frac{P_m \times e_0 + M_{min}}{I_n} \right) \times e_0 ; e_0 = -(V'_h - d' - e_m) = -(1.43 - 0.19 - 0.15)$$

$$e_0 = -1.09 \text{ m}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{7.23}{0.98} + \left(\frac{7.23 \times (-1.09) + 4.37}{0.48} \right) \times (-1.09)$$

$$\sigma_{bpm} = 15.34 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon'_p = 5 \times \frac{15.34}{190000} = 0.40\text{‰}$$

L'équation (3) donne :

$$\Delta \varepsilon''_p = \varepsilon_b \times \frac{d_p - y}{y} = 3.5\% \times \frac{1.95 - 0.53}{0.53} = 9.37\text{‰}$$

La déformation totale :

$$\varepsilon_{totale} = \varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p = 5.7 + 0.40 + 9.37 = 15.47\text{‰}$$

La déformation du béton ε_p est égale à :

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5$$

L'équation (6) donne :

$$\Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p) - f(\varepsilon_{pm})$$

$$\Delta \sigma_p = f(15.47) - f(5.73)$$

$$\varepsilon_{totale} = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \dots (8)$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \dots (9)$$

Les résultats des équations (8) et (9) sont donnée par le logiciel MATLAB :

$$15.47 = \frac{\sigma_{p1}}{190000} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p1}}{1860} - 0.9 \right)^5 \rightarrow \sigma_{p1} = 2954.48 \text{ MPa}$$

$$5.73 = \frac{\sigma_{p2}}{190000} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p2}}{1860} - 0.9 \right)^5 \rightarrow \sigma_{p2} = 2723.55 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\Delta \sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 2954.48 - 2723.55 = 230.93 \text{ MPa}$$

D'après l'équation (1) on trouve :

$$\overline{N_u} = B_{comp} \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{y_b} - n \times A_p \times \sigma_p - A_s \times \sigma_s$$

$$\overline{N_u} = 0.74 \times \frac{0.85 \times 40}{1.5} - 4 \times 0.001668 \times 230.93 - 0.000623 \times \frac{500}{1.15} = 14.96 \text{ MN}$$

$$\overline{N_u} = 14.96 \text{ MN} > N_u = 7.23 \text{ MN}$$

La section du béton comprimé est trop grande. Nous devons pivoter le diagramme de déformation autour du pivot A ($\varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$), on fixe $\overline{N_u} = N_u$ et on cherche B(y).

2^{ème} itération :

ϵ_{pm} et $\Delta\epsilon'_p$ gardent les mêmes valeurs

A partir de l'équation (1), il vient :

$$7.23 = B(y) \times \frac{0.85 \times 40}{1.5} - 4 \times 0.001668 \times 230.93 - 0.000623 \times \frac{500}{1.15}$$
$$\Rightarrow B(y) = 0.398 \text{ m}^2 \rightarrow y = 0.28 \text{ m}$$

Les équations (3) et (4) donnent :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow \epsilon_{bc} = \frac{\epsilon_s \times y}{d_s - y} = \frac{10\% \times 0.28}{2.05 - 0.28} = 1.58 \text{ ‰}$$

$$\Delta\epsilon''_p = \epsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = 1.58\% \times \frac{1.95 - 0.28}{0.28} = 9.42\%$$

La déformation totale est :

$$\epsilon_{\text{totale}} = \epsilon_{pm} + \Delta\epsilon'_p + \Delta\epsilon''_p = 5.73 + 0.40 + 9.42 = 15.55\%$$

De L'équation (8) on tire :

$$15.55 = \frac{\sigma_{p1}}{190000} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p1}}{1860} - 0.9 \right)^5 \rightarrow \sigma_{p1} = 2955.80 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 2955.8 - 2723.55 = 232.25 \text{ MPa}$$

De l'équation (1) on trouve :

$$\overline{N_u} = B_{comp} \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{y_b} - n \times A_p \times \sigma_p - A_s \times \sigma_s$$

$$\overline{N_u} = 0.398 \times \frac{0.85 \times 40}{1.5} - 4 \times 0.001668 \times 232.25 - 0.000623 \times \frac{500}{1.15}$$

$$\overline{N_u} = 7.22 \text{ MN} \approx N_u = 7.23 \text{ MN} \quad \text{vérifié}$$

L'équation (2) donne :

$$\overline{M_u} = B_{comp} \times f_{bu} \times Z - A_s (d_s - d_p) \times \sigma_s$$

Avec :

$$Z = d_p - 0.4y = 1.95 - 0.4(0.28) = 1.84 \text{ m}$$

$$\overline{M_u} = 0.398 \times \frac{0.85 \times 40}{1.5} \times 1.84 - 0.000623 \times \frac{500}{1.15} (2.05 - 1.95) = 16.32 \text{ MN.m}$$

$$\overline{M_u} = 16.32 \text{ MN.m} > M_u = 10.64 \text{ MN.m} \quad (\text{moment maximum sous la combinaison la plus défavorable D240})$$

A partir de ces résultats, on peut conclure que la résistance est assurée et le couple (M_u , N_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction. Aussi, les contraintes normales à l'E.L.U sont vérifiées.

7.6.2 Justification des contraintes tangentielles

Les justifications de poutre dans le cadre E.L.U. sont formulées à partir de l'hypothèse de la formation d'un treillis après fissuration de béton.

Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- Le non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles en béton.

Armatures transversales de peau

Les armatures disposées aux sections droites servent à maintenir les armatures longitudinales de peau (armatures passives). La section de ces armatures doit être elle qu'il ait au moins 2 cm² d'aciers par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ trois armatures HA10 ou 2 HA12 par parement.

Minimum d'armatures transversales

Les armatures passives sont caractérisées pour un cours d'armatures par leur section A_t (incluant les armatures de peau) et leur espacement S_t qui est tel que :

$$S_t \leq \text{Min} [1\text{m} ; 0.8h ; 3b_0]$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

b_0 : largeur brute de l'âme

$$S_t \leq \text{Min} [1\text{m} ; 0.8 \times 1.9 ; 3 \times 0.6] = \text{Min} [1\text{m} ; 1.52\text{m} ; 1.8\text{m}] = 1\text{ m}$$

Par ailleurs, il faut un minimum d'armatures transversales dans l'âme de poutre à l'about car c'est là où l'effort tranchant est le plus important. Ce minimum est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \times \frac{f_e}{1.15} \geq 0.4$$

On choisit ;

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadres de HA12)}$$

Donc ; $S_t \leq 0.43 \text{ m} \Rightarrow S_t = 35 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 15$ à l'about.

7.6.3 Justification des armatures transversales

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitué par les bielles de béton et les armatures.

$$\tau_{red.u} \leq \bar{\tau}_u = \frac{A_t f_e}{1.15 S_t b_n} \times \cot g(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

Avec :

$$\tau_{red.u} = \frac{V_{red.u} \times S}{I_h \times B_h} = \frac{0.52 \times 0.35}{0.62 \times 0.82} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$V_{red.u} = V_{max} - P_m \sum \sin \alpha_i = 1.61 - (1.73(\sin(6) + \sin(8) + \sin(13) + \sin(10)))$$

$$V_{red.u} = 0.52 \text{ MN.}$$

β est l'angle d'inclinaison des bielles de béton ;

$$\text{tg}(2\beta) = \frac{2 \times \tau_{red.u}}{\sigma_{xu}} = \frac{2 \times 0.35}{4.18} = 0.16 \rightarrow \beta = 4.8^\circ < 30^\circ \text{ donc on prend } \beta = 30^\circ$$

$$\sigma_{xu} = \frac{\sum P_i \cos(\alpha_i)}{B_n} = \frac{1.73 \times (\cos(6) + \cos(8) + \cos(13) + \cos(10))}{1.63} = 4.18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{A_{tfe}}{1.15s_t b_n} \times \cotg(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3} = \frac{2.26 \times 10^{-4} \times 500}{0.35 \times 0.62 \times 1.15} \times \cotg(30) + \frac{3.5}{3} = 1.42 \text{ MPa}$$

→ $\tau_{red.u} = 0.35 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1.42 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

7.6.4 Justification des bielles de béton

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_{red.u} \leq \frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b}$$

$$\tau_{red.u} = 0.35 \leq \frac{40}{4 \times 1.5} = 6.67 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

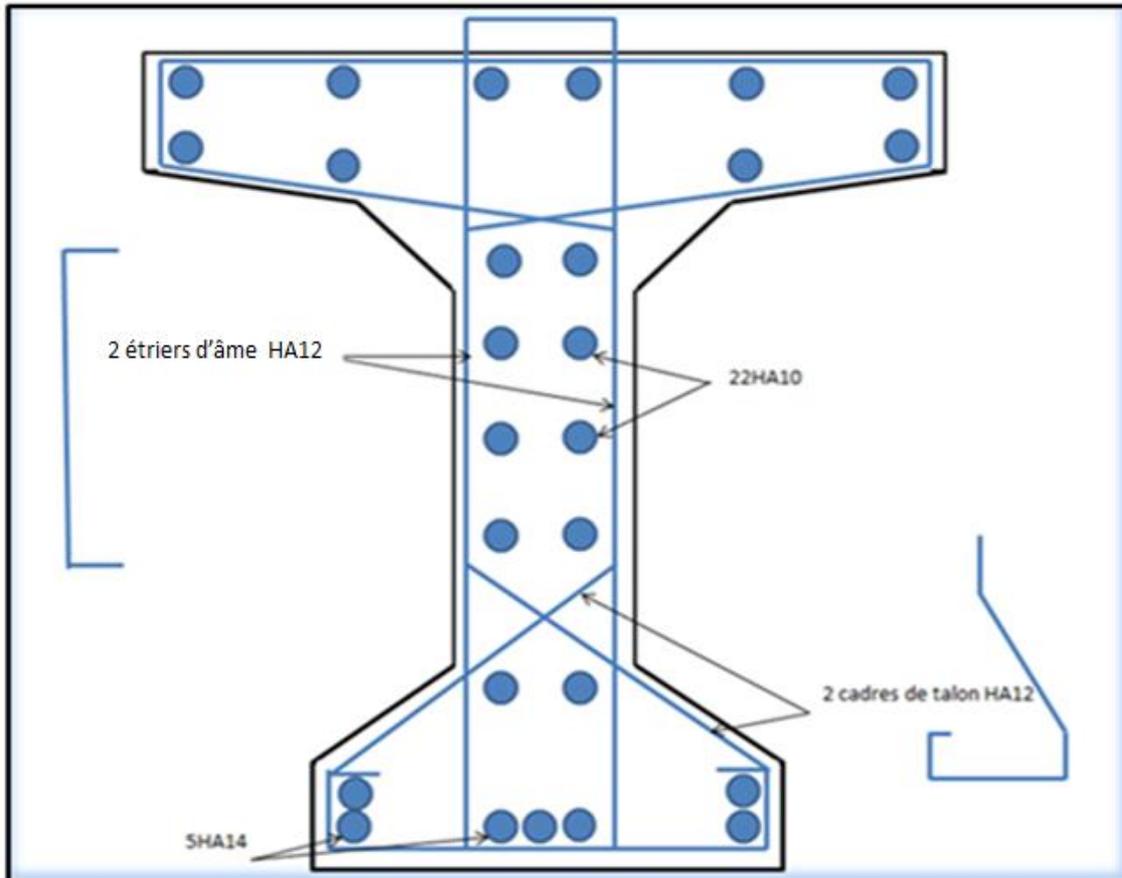


Figure 7-3: Ferrailage passif de la poutre à mi- travée

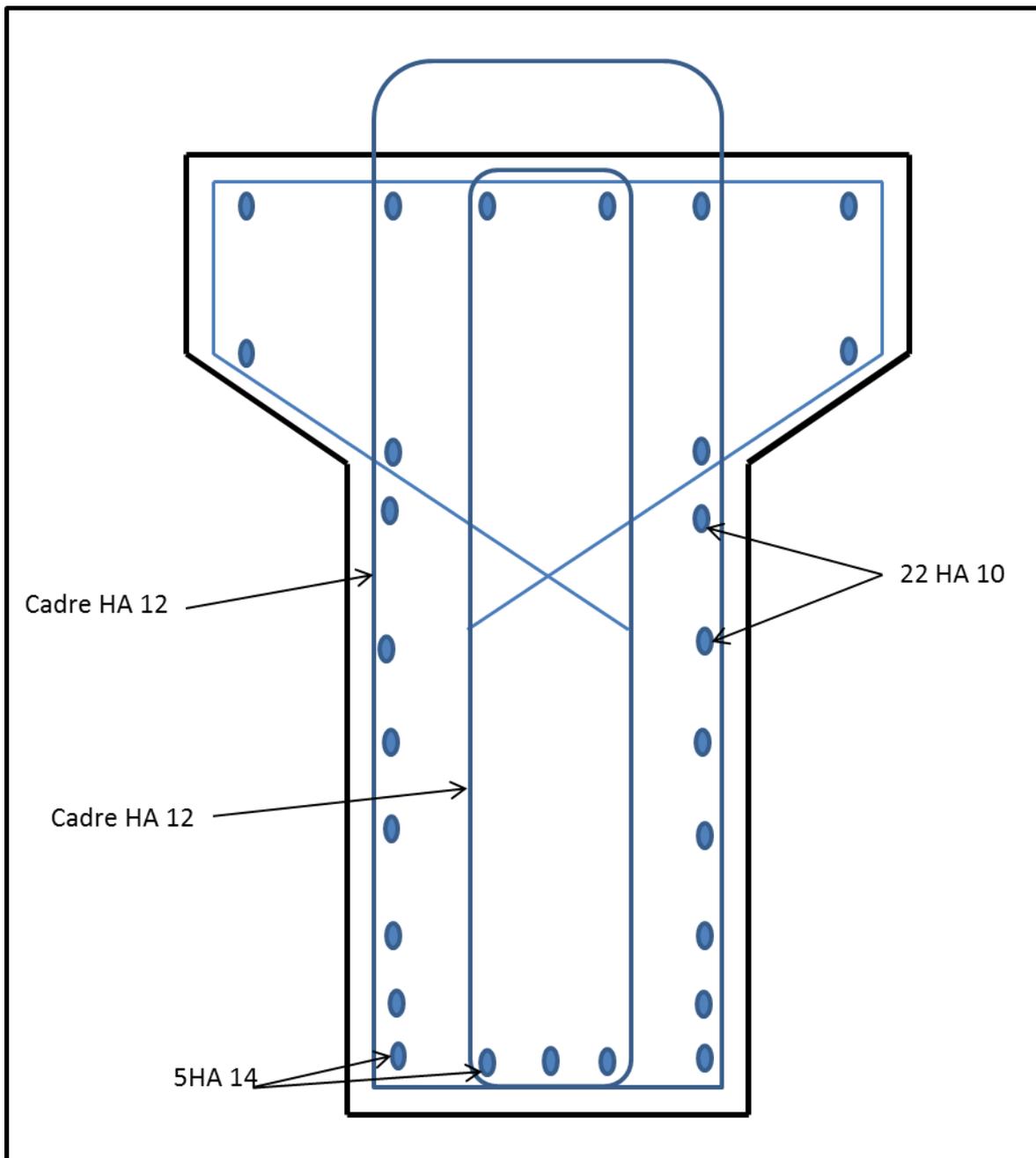


Figure 7-4: Ferrailage passif de la poutre à l'about

7.7 Conclusion

Après vérification, le ferrailage passif est de : 5HA14 pour les armatures inférieures longitudinales, 22HA10 pour les armatures supérieures longitudinales, et pour les armatures transversales on a opté des cadres de HA12 espacés de 35 cm en travée et 15 cm à l'about.

Chapitre 8 : Etude des déformations

8.1 Introduction

Lorsque les structures reçoivent des charges, elles se déforment. Il est donc indispensable de limiter leurs déformations pour des raisons d'exploitation des ouvrages. En effet, un changement très important peut engendrer des contrepenes, des fissurations dans certains éléments, et des vibrations sous les charges variables.

Le présent chapitre a donc pour but le calcul des flèches, des rotations, et des déplacements horizontaux.

8.2 Calcul des flèches

La flèche est comptée positivement vers le bas et négativement vers le haut, elle est calculée par l'intégral de Maxwell-Mohr :

$$f = \frac{\int M_f \bar{M}}{E_v I} dX$$

8.2.1 Flèche due au poids propre

La flèche à mi travée (figure 8-1) est donnée par l'expression suivante :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_{eq}}$$

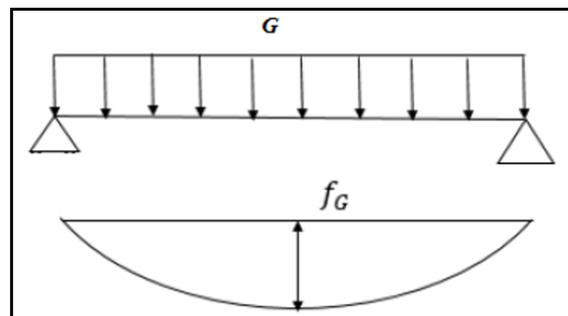


Figure 8-1: flèche due au poids propre

Ici :

M_G : moment dû au poids propre (dalle + poutres) = 4.37 MN.m

L : portée = 36 m

E_v : module de déformation longitudinale à long terme = $3700 f_{cj}^{\frac{1}{3}} = 12653.82$ MPa

I_{eq} : moment d'inertie (dalle + poutres) = 0.51 m⁴

D'où :

$$f_G = \frac{5 \times 4.37 \times 36^2}{48 \times 12653.82 \times 0.51} \rightarrow f_G = 0.091 \text{ m}$$

$$f_G = \mathbf{0.091 \text{ m}}$$

8.2.2 Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties. Le moment dû aux surcharges est donné par l'expression suivante :

$$M_s = M_t - M_G$$

M_t : moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS = 3.51 MN

La flèche due aux surcharges est donnée par l'expression suivante :

$$f_s = \frac{5 \times M_s \times L^2}{48 \times E_v \times I_{eq}} = \frac{5 \times 3.51 \times 36^2}{48 \times 12653.82 \times 0.51} \rightarrow f_s = 0.073 \text{ m}$$

$$f_s = \mathbf{0.073 \text{ m}}$$

8.2.3 flèche due à la précontrainte

Pour calculer la flèche due à la précontrainte, on utilise la formule de Maxwell–Mohr :

$$f_p = \frac{1}{E_{vleq}} \int_0^1 M_{p(x)} \bar{M} dX$$

Avec :

\bar{M} : moment unitaire à mi- travée

$M_{p(x)}$: moment dû à la précontrainte, donné par l'expression suivante :

$$M_{p(x)} = \sum N_i e_{pi}$$

Où :

$$N_i = \sum P_i \cos \alpha_i$$

$$e_{pi} = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_T) A_p$$

e : excentricité des câbles

$$\text{- A l'about : } e_{p(1)(2)} = -(V_{ab}' - e_i)$$

$$e_{p(3)(4)} = -(e_i - V_{ab}')$$

$$\text{- A mi- travée : } e_{pi} = -(e_i - V_{mi-tr'})$$

Ce qui nous donne :

1) Section d'about

$$P_1 = (1422.8 - 284.56) 1668 \times 10^{-6} \cos 6^\circ = 1.88 \text{ MN}$$

$$P_2 = (1422.8 - 284.56) 1668 \times 10^{-6} \cos 8^\circ = 1.87 \text{ MN}$$

$$P_3 = (1422.8 - 284.56) 1668 \times 10^{-6} \cos 13^\circ = 1.84 \text{ MN}$$

$$P_4 = (1422.8 - 284.56) 1668 \times 10^{-6} \cos 10^\circ = 1,86 \text{ MN}$$

$$e_{p1} = -0.46 \text{ m}$$

$$e_{p2} = -0.06 \text{ m}$$

$$e_{p3} = 0.99 \text{ m}$$

$$e_{p4} = 0.59 \text{ m}$$

D'où :

$$M_{P0} = \sum N_i e_{pi} = P_1(e_{p1}) + P_2(e_{p2}) + P_3(e_{p3}) + P_4(e_{p4})$$

$$M_{P0} = -0.86 - 0.11 + 1.82 + 1.09$$

$$M_{P0} = 1.94 \text{ MN.m}$$

2) Section médiane

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = (1422.8 - 327.24) 1668 \times 10^{-6} \cos 0^\circ = 1.82 \text{ MN}$$

$$e_{p1} = -0.91 \text{ m}$$

$$e_{p2} = -0.91 \text{ m}$$

$$e_{p3} = 0.91 \text{ m}$$

$$e_{p4} = 0.81 \text{ m}$$

$$M_{P(\frac{L}{2})} = \sum N_i e_{pi} = P_1(e_{p1}) + P_2(e_{p2}) + P_3(e_{p3}) + P_4(e_{p4})$$

$$M_{P(\frac{L}{2})} = 1.82(-91 - 091 + 0.91 + 0.81)$$

$$M_{P(\frac{L}{2})} = -5.36 \text{ MN.m}$$

Le diagramme du moment dû à la précontrainte est représenté dans la figure 8-2, et le moment unitaire à mi- travée dans la figure 8-3.

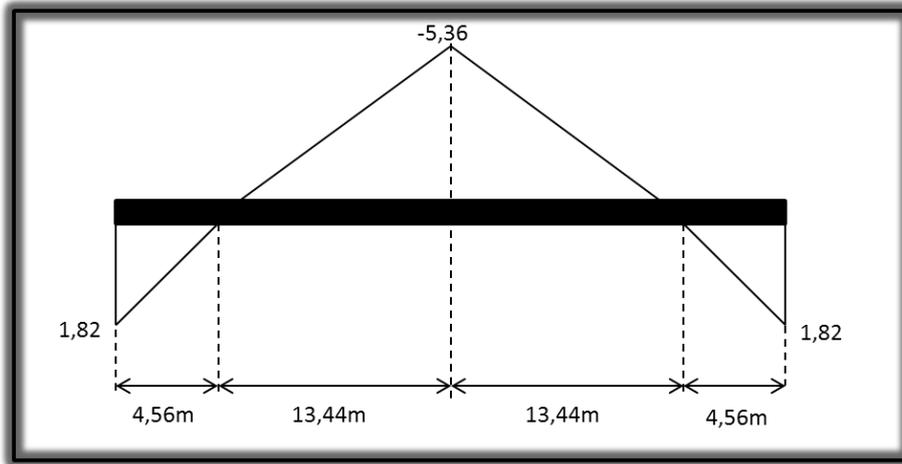


Figure 8-2: diagramme de M_p

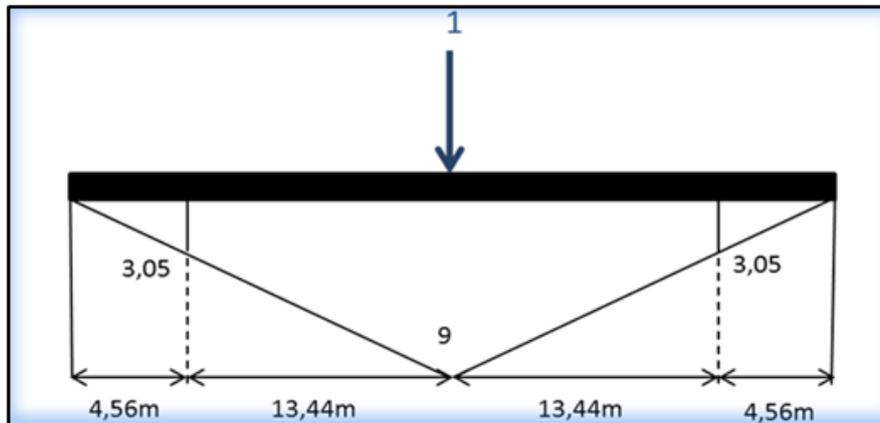


Figure 8-3: diagramme de \bar{M}

$$\int_0^1 M_{p(x)} \bar{M} dx = 2 \left(\frac{4,57 \times 1,82}{2} \times 0,76 - \frac{5,36 \times 13,44}{6} (3,05 + 2 \times 9) \right) = -499,15 \text{ MN} \cdot \text{m}^3$$

$$f_p = \frac{1}{E_v I_{eq}} (-499,15) = \frac{-499,15}{12653,82 \times 0,51} = -0,020$$

$$f_p = -0,020$$

N.B : les surfaces des moments sont donnée dans l'annexe 3.

8.2.4 Flèche totale

La flèche totale est donnée par l'expression suivante :

- À vide : $f = f_G + f_p = 0,091 - 0,02 = 0,071 \text{ m} \rightarrow f = 0,071 \text{ m}$
- En charge : $f = f_G + f_p + f_s = 0,071 + 0,064 = 0,135 \text{ m} \rightarrow f = 0,135 \text{ m}$

8.3 Calcul des rotations

8.3.1 Rotation due au poids propre

La rotation à mi-travée due au poids propre est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_G = f'_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I_{eq}} = \frac{4,37 \times 36}{3 \times 12653,83 \times 0,51} = 8,125 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta_G = 8,125 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

8.3.2 Rotation due aux surcharges

$$\theta_S = f'_S = \frac{M_S \times L}{3 \times E_V \times I_{eq}} = \frac{3.51 \times 36}{3 \times 12653.83 \times 0.51} = 6.68 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta_S = 6.68 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

8.3.3 Rotation due à la précontrainte

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_p = \frac{1}{E_V I_{eq}} \int_0^1 M_{p(x)} \bar{M} dx$$

Où :

$M_{p(x)}$: moment due à la précontrainte

\bar{M} : moment unitaire sur appui gauche

Le diagramme du moment de la précontrainte est indiqué sur la figure 8-4. Quant au diagramme du moment unitaire sur appui gauche, il représenté dans la figure 8-5.

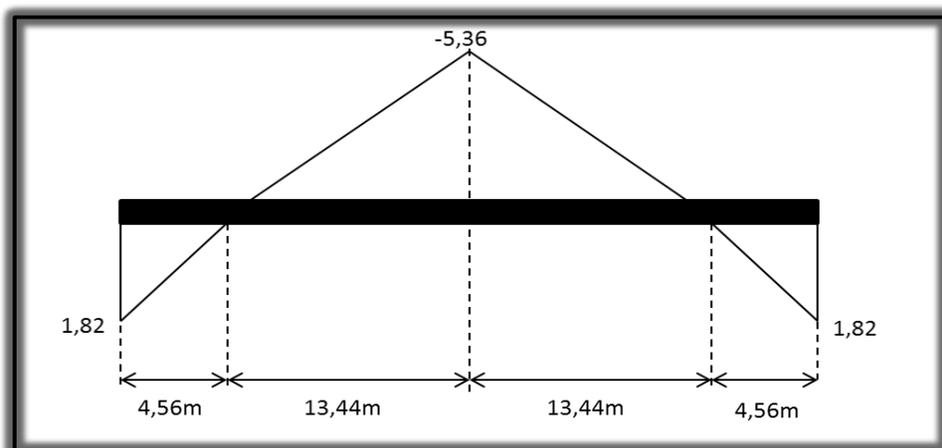


Figure 8-4: diagramme de M_p

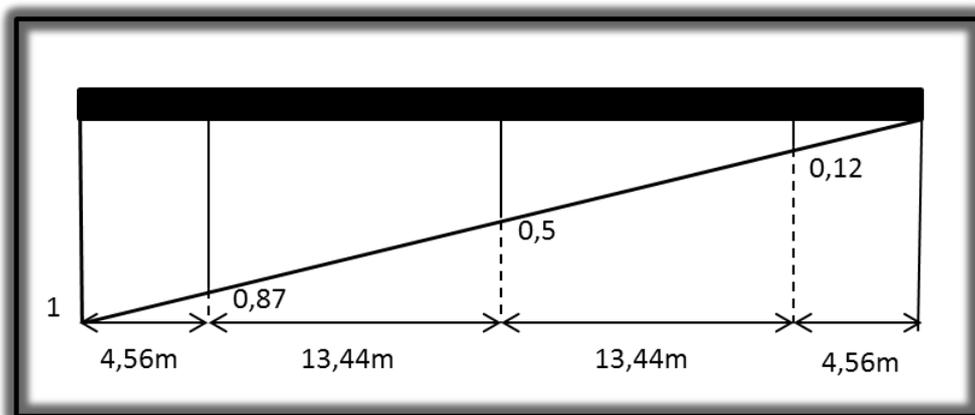


Figure 8-5: diagramme de \bar{M}

$$\int_0^1 M_{p(x)} \bar{M} dx = \frac{1}{6} [(0.81 \times 4.56)(0.87 + 2 \times 1) + (-5.36 \times 13.44)(0.5 + 2 \times 0.87) + (-5.36 \times 0.81)(0.126 + 2 \times 0.5) + (0.81 \times 0.126 \times 4.56)] = -25.86$$

$$\theta_p = \frac{1}{E_v I_{eq}} (-25.86) = \frac{-25.86}{12653.83 \times 0.51} = -4.007 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta_p = -4.007 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

8.3.4 Rotation totale

La rotation totale est donnée par la formule suivante :

$$\text{- A vide : } \theta = \theta_G + \theta_p = (8,125 - 4,007) \times 10^{-3} \rightarrow \theta = 4.118 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{- En charge : } \theta = \theta_G + \theta_p + \theta_s = (4.118 + 6.68) \times 10^{-3} \rightarrow \theta = 10.80 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

8.4 Calcul des déplacements horizontaux d'appuis

8.4.1 Déplacement dû à la rotation

Le déplacement dû à la rotation est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{rot} = \theta \times \frac{h_t}{2}$$

Ici :

h_t : hauteur totale (poutre + hourdis) = 2.1 m

$$\Delta_{rot} = 10.80 \times 10^{-3} \times \frac{2.1}{2} = 1.33 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta_{rot} = 11.33 \times 10^{-3} \text{ m}$$

8.4.2 Déplacement dû à la température

Le déplacement dû à la température est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{temp} = E_{temp} \times \frac{L}{2}$$

$$E_{temp} = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta_{temp} = 5.4 \times 10^{-3} \text{ m} \quad (\text{Action de courte durée})$$

$$E_{temp} = 2 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta_{temp} = 3.6 \times 10^{-3} \text{ m} \quad (\text{Action de longue durée})$$

8.4.3 Déplacement dû au retrait

Le déplacement dû au retrait est donné par la formule suivante :

$$\Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2}$$

$$E_r = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta_r = 5.4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

8.4.4 Déplacement du au fluage

Le déplacement dû au fluage est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{fl} = \varepsilon_{fl} \times \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{fl} = \frac{\Delta\sigma_{fl}}{E_i}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 61.72 \text{ MPa}$$

$$E_i = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{fl} = \frac{61.72}{210^5} = 3.086 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{fl} = 5.55 \times 10^{-3} \text{ m}$$

8.4.5 Déplacement maximal

Le déplacement maximal est donné par la formule suivante :

$$\Delta_{\max} = \Delta_{\text{rot}} + \Delta_{\text{temp}} + \frac{2}{3}(\Delta_r + \Delta_{fl}) = \left[11.33 + 5.40 + \frac{2}{3}(5.40 + 5.55) \right] \times 10^{-3}$$

$$\Delta_{\max} = 24.03 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Tableau 8-1: récapitulatif des déplacements horizontaux

Déplacement horizontal	Valeur (m)
Déplacement dû à la rotation	11.33×10^{-3}
Déplacement dû à la température	5.4×10^{-3}
Déplacement dû au retrait	5.4×10^{-3}
Déplacement du au fluage	5.55×10^{-3}
Déplacement maximal	24.03×10^{-3}

8.5 Conclusion

La flèche totale :

- À vide : **$f = 0.071 \text{ m}$**
- En charge : **$f = 0.135 \text{ m}$**

La rotation totale :

- A vide : **$\theta = 4.118 \times 10^{-3} \text{ rad}$**
- En charge : **$\theta = 10.80 \times 10^{-3} \text{ rad}$**

Le déplacement maximal :

$$\Delta_{\max} = 24.03 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Après le calcul des déformations et des déplacements, on procédera au calcul de l'hourdis

Chapitre 9 : Etude de l'hourdis

9.1 Introduction

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

La liaison par le hourdis peut être réaliser de deux façons :

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

Remarque :

En ce qui concerne le pont qui fait l'objet de cette étude, la liaison est réalisée par un hourdis général coulé par-dessus les poutres.

9.2 Hourdis général

L'hourdis général est réalisé par-dessus les poutres sur toute la largeur du tablier. Il est plus facile à coffrer puisque les coffrages peuvent être simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression.

La figure ci-après donne un aperçu sur une coupe transversale du tablier.

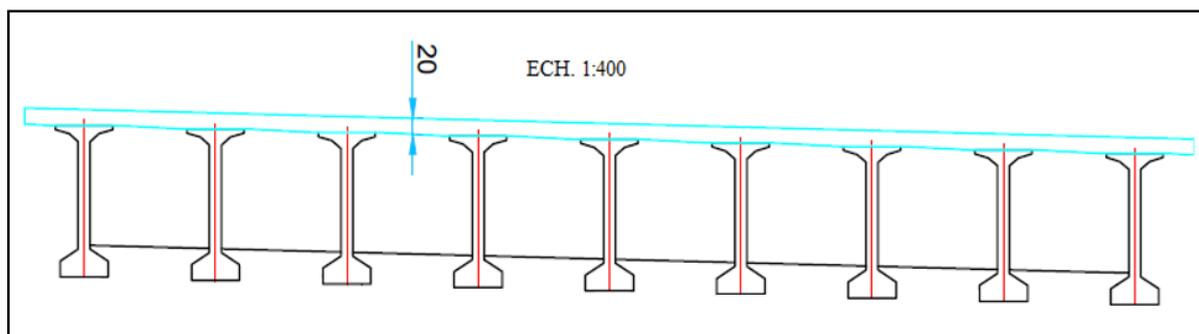


Figure 9-1: coupe transversale du tablier

9.3 Etude de la répartition des différentes charges et surcharges

9.3.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sont :

- Poids propre : $P_{dalle} = 7.89 \text{ t/ml}$
- Poids du revêtement : $P_r = 2.44 \frac{\text{t}}{\text{ml}}$
- Poids des trottoirs : $P_t = 0.625 \text{ t/ml}$
- Poids des corniches : $P_c = 1.30 \text{ t/ml}$
- Poids des glissières de sécurité : $P_{gb} = 0.6 \text{ t/ml}$
- Poids des gardes corps : $P_g = 0.3 \text{ t/ml}$

9.3.2 Surcharges variables

Les principales surcharges variables sont :

- Système de charge A
- Système de charge B_c
- Système de charge Mc120
- Convoi exceptionnel D240
- Surcharge du trottoir St

9.4 Modélisation et calcul des efforts sur l'hourdis

La modélisation se fait par logiciel ROBOT 2014 sur une poutre en béton armé de section (1 x 0.2) m².

On considère deux sections : une à l'endroit de l'appui (S1) où l'effort tranchant est maximum et la deuxième (S2) entre axe des poutres où le moment fléchissant est le plus important. Le calcul se fait suivant le règlement BAEL.

La figure 9-2 donne un aperçu d'une partie du tablier.

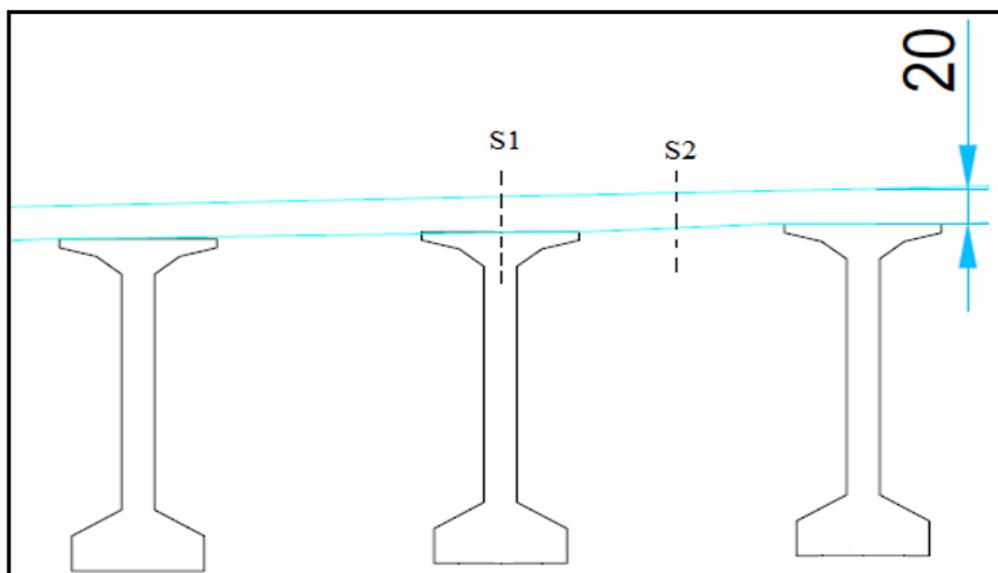


Figure 9-2: partie du tablier

La modélisation se fait en tenant compte des combinaisons figurant dans le tableau suivant :

Tableau 9-1: combinaisons de charges

Combinaison	ELU	ELS
G + A(L)	1.35G + 1.6A(L)	G + 1.2 A(L)
G + B _c	1.35G + 1.6B _c	G + 1.2 B _c
G + Mc120	1.35G + 1.35Mc120	G + Mc120
G + D240	1.35G + 1.35D240	G + D240

Les résultats obtenus de la modélisation montrent que les moments et les efforts maximaux sont tous dus à la combinaison (G + B_c)

➤ **Moment fléchissant**

Il est donné dans les figures suivantes :

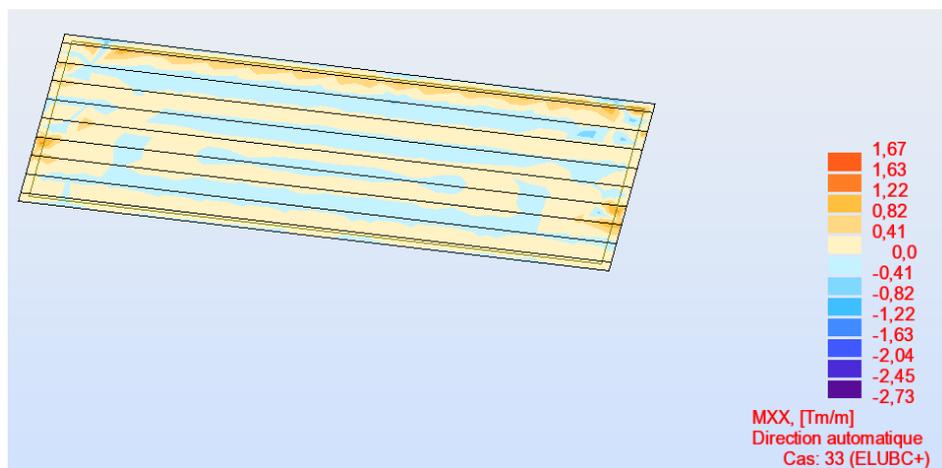


Figure 9-3: moment dû à B_c à l'ELU dans la direction X-X'

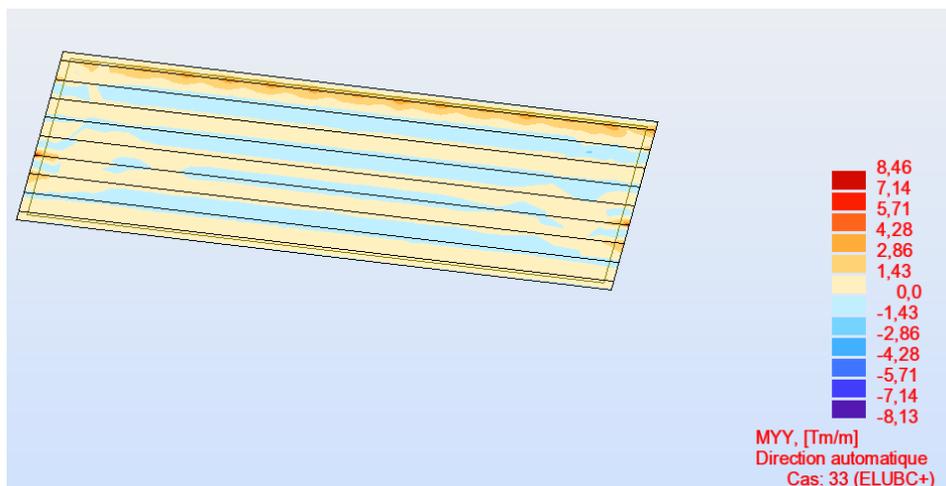


Figure 9-4: moment dû à B_c à l'ELU dans la direction Y-Y'

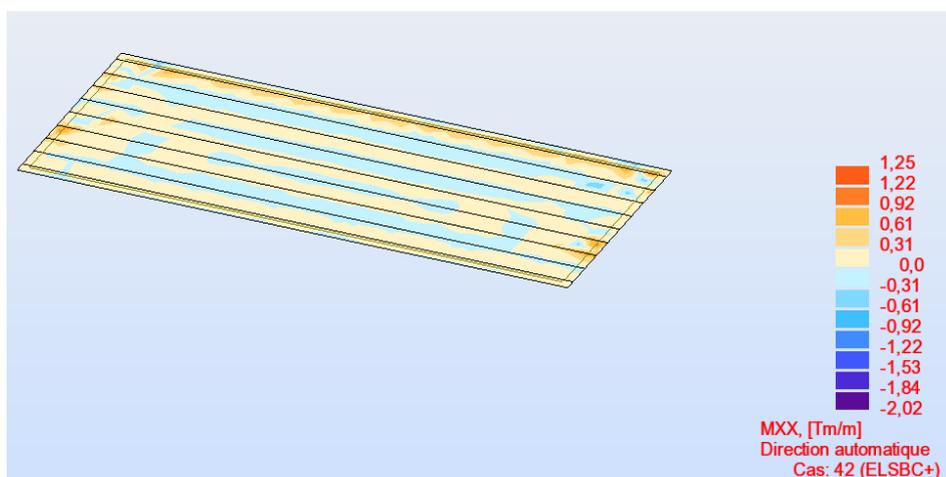


Figure 9-5: moment dû à B_c à l'ELS dans la direction X-X'

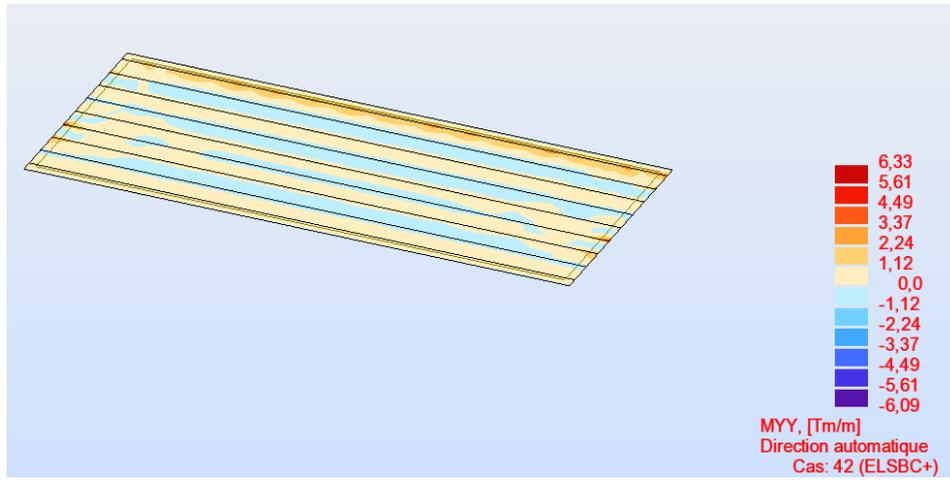


Figure 9-6: moment dû à B_c à l'ELS dans la direction Y-Y'

N.B : les résultats des autres combinaisons sont donnés dans l'annexe 4.

Dans le tableau 9-2 figurent les valeurs des moments maximaux obtenus.

Tableau 9-2: Valeurs des moments maximaux

		Suivant X-X'		Suivant Y-Y'	
		Sur appui	A mi- travée	Sur appui	A mi- travée
ELU	1.35G + 1.6Bc	-2.73	1.67	-8.13	8.46
	1.35G + 1.35Mc120	-1.28	1.34	-2.35	4.15
	1.35G + 1.35D240	-1.19	1.34	-2.83	4.11
ELS	G + 1.2 Bc	-2.02	1.25	-6.09	6.33
	G + Mc120	-0.895	1.00	-2.12	3.05
	G + D240	-0.89	1.00	-1.76	3.05

➤ **Effort tranchant**

Il est donné dans les figures suivantes :

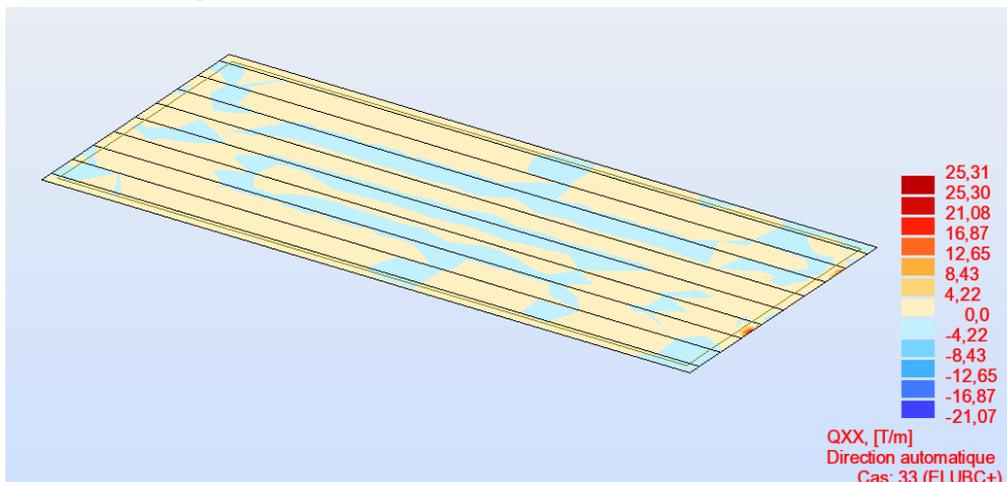


Figure 9-7: effort tranchant dû à B_c suivant X-X' à l'ELU

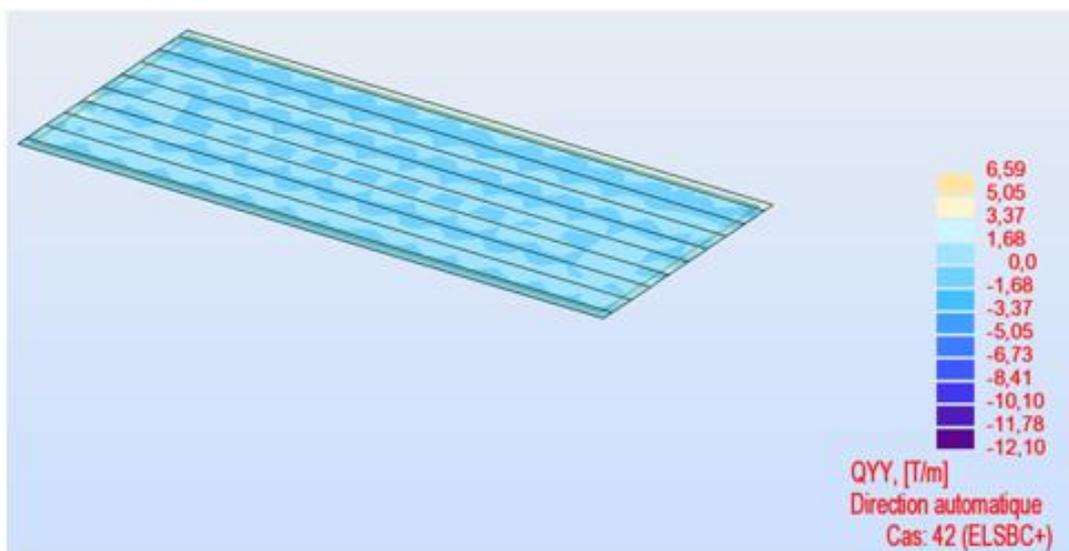


Figure 9-8: effort tranchant dû à B_c suivant Y-Y' à l'ELU

Tableau 9-3: valeurs d'effort tranchant maximum dû à B_c

ELU	Suivant X-X'	Suivant Y-Y'
	25.31	-12.10

9.5 Ferrailage de l'hourdis

1) Données sur matériaux

Béton : $f_{c28} = 40$ MPa

Acier : FeE500

Fissuration : préjudiciable

L'hourdis est soumis à la flexion simple. Le calcul se fait à l'aide de logiciel robot expert.

2) Description du logiciel

Le robot expert est outil pour l'ingénieur qui permet de calculer le ferrailage d'une section en béton armé, ou de vérifier cette dernière suivant différents états de sollicitations.

Le ferrailage se calcule à l'ELU et se vérifie à l'ELS.

Sur logiciel on peut personnaliser la note de calcul, les unités, la condition de fissuration, et les différentes formes utilisées (différents types de sections : section rectangulaire, section T...).

Après introduction données, le robot expert s'occupe des calculs nécessaires à l'ELU, et de la vérification à l'ELS. Les résultats obtenus figurent dans un rapport sur Microsoft Word.

Les calculs sont basés sur les règles B.A.E.L 91 révisées 99.

N.B : la note de calcul des sections d'armatures est donnée dans l'annexe 5.

9.5.1 Suivant X-X'

A l'état limite ultime

Moment sur nappe inférieure : $M_{u-inf} = 1.67 \text{ t.m}$

Moment sur nappe supérieure : $M_{u-sup} = -2.73 \text{ t.m}$

A l'état limite de service

Moment sur nappe inférieure : $M_{ser-inf} = 1.25 \text{ t.m}$

Moment sur nappe supérieure : $M_{ser-sup} = -2.02 \text{ t.m}$

Section d'armature

La section d'armature dans la nappe inférieure est :

$$A_{s1} = 3.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 4 HA 14}$$

La section d'armature dans la nappe supérieure est :

$$A_{s2} = 5.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 4 HA 14}$$

9.5.2 Suivant Y-Y'

A l'état limite ultime

Moment sur nappe inférieure : $M_{u-inf} = 8.46 \text{ t.m}$

Moment sur nappe supérieure : $M_{u-sup} = -8.13 \text{ t.m}$

A l'état limite de service

Moment sur nappe inférieure : $M_{ser-inf} = 6.33 \text{ t.m}$

Moment sur nappe supérieure : $M_{ser-sup} = -6.09 \text{ t.m}$

Section d'armature

La section d'armature dans la nappe inférieure est :

$$A_{s1} = 20.1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 4 HA 25}$$

La section d'armature dans la nappe supérieure est :

$$A_{s2} = 19.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 4 HA 25}$$

9.6 Résistance à l'effort tranchant

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

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$ sachant que :

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

9.6.1 Suivant X-X'

$$T_u = 25.31 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.2531}{1 \times 0.17} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$1.48 \leq 4 \quad \rightarrow \quad \tau_u \leq \tau_{adm} \text{ (Vérifiée)}$$

9.6.2 Suivant Y-Y'

$$T_u = 12.1 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.121}{1 \times 0.17} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$0.71 \leq 4 \quad \rightarrow \quad \tau_u \leq \tau_{adm} \text{ (Vérifier)}$$

Donc la section qu'on a adoptée est bonne et puisque τ_u est trop faible donc il n'y a pas d'armature transversale.

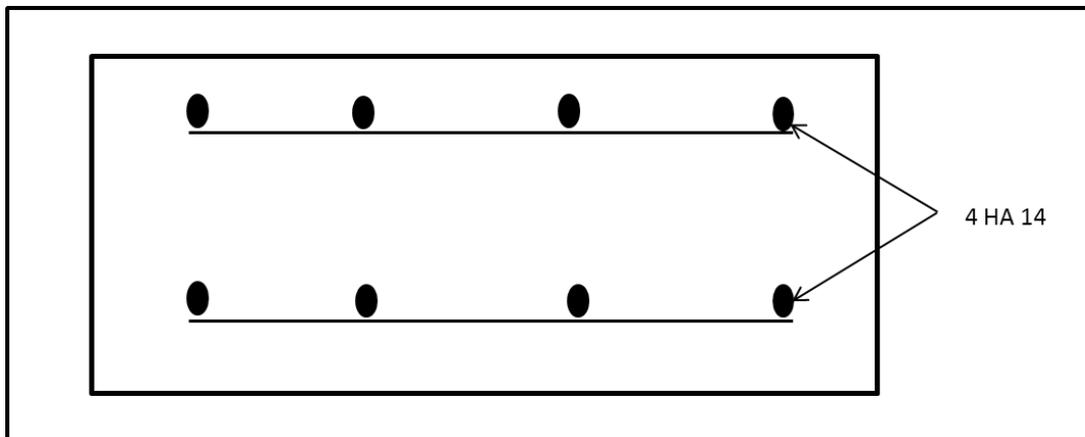


Figure 9-9: ferrailage de l'hourdis suivant X-X'

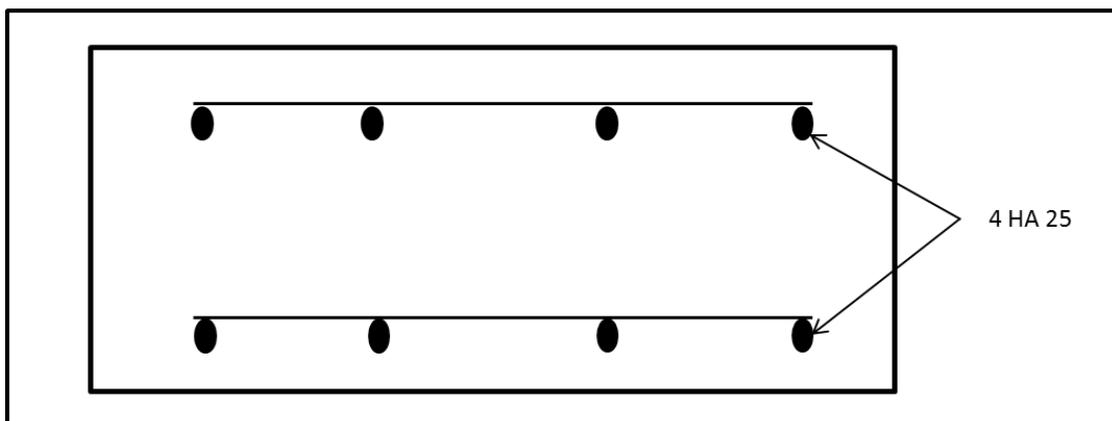


Figure 9-10: ferrailage de l'hourdis suivant Y-Y'

9.7 Conclusion

Le ferrailage de l'hourdis est comme suit : suivant le sens x-x on a **4 HA14** pour les deux nappes ; par contre suivant le sens y-y on note un ferrailage de **4 HA25**.

Après que on a assuré que notre hourdis va bien résister dans les deux directions on passera à l'étude de l'appareil d'appui.

Chapitre 10 : Etude des appareils d'appuis

10.1 Introduction

Chaque poutre repose sur des appuis par l'intermédiaire d'un appareil d'appui. Compte tenu de l'intensité relativement faible des réactions transmises par les poutres et du grand nombre de ces appareils, on utilise habituellement des appareils d'appuis fixes en caoutchouc fretté.

Les déplacements du tablier sont donc absorbés par les distorsions du caoutchouc, et l'on évite ainsi d'avoir recours à des appareils d'appui glissants, bien plus coûteux, qui de plus sont bien plus sensibles à un défaut de pose ou d'entretien.

La figure ci-après schématise la disposition des appuis.

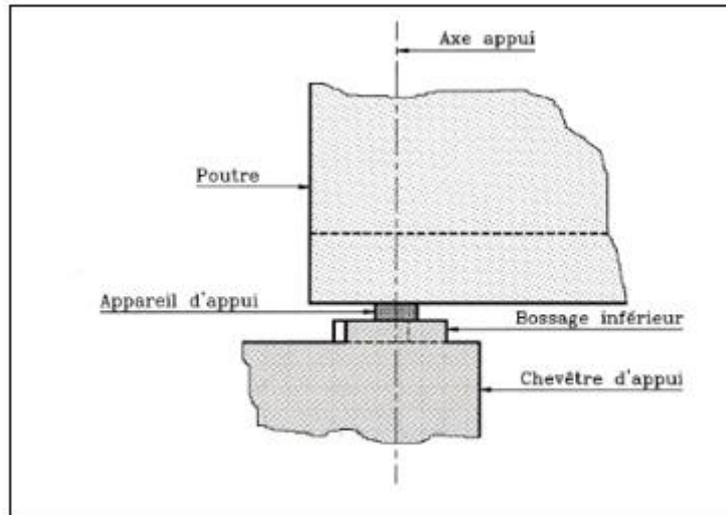


Figure 10-1: disposition des appareils d'appuis (document du S.E.T.R.A 1996)

10.2 Description et fonctionnement

Les appareils d'appui sont généralement rectangulaires, les grands côtés étant perpendiculaires à l'axe longitudinal des poutres.

Le fonctionnement correct des appareils d'appui (répartition des contraintes) est étroitement lié à la bonne réalisation de la surface d'appui. Les deux surfaces de contact de l'appareil d'appui avec la poutre d'une part, et avec le sommier d'appui d'autre part, doivent donc être parfaitement horizontales et planes, aux tolérances de réalisation près.

10.3 Types des appareils d'appuis

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

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Remarque

Le pont faisant l'objet de cette étude est doté d'appareils d'appuis en élastomère fretté de type B (norme NF EN 1337-3).

10.4 Les appareils d'appuis en élastomère fretté de type B

Ils sont constitués de feuillettes d'élastomère (en général du néoprène) normalisés (épaisseur = 6, 8, 10, ou 12 mm) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent, à savoir :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Aucun entretien n'est exigé.
- Coût est relativement modéré.

Par ailleurs, ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

La figure 10-2 représente un appareil d'appui en élastomère fretté de type B comme celui qui sera, éventuellement utilisé pour le pont étudié.



Figure 10-2: appareil d'appuis en élastomère fretté de type B

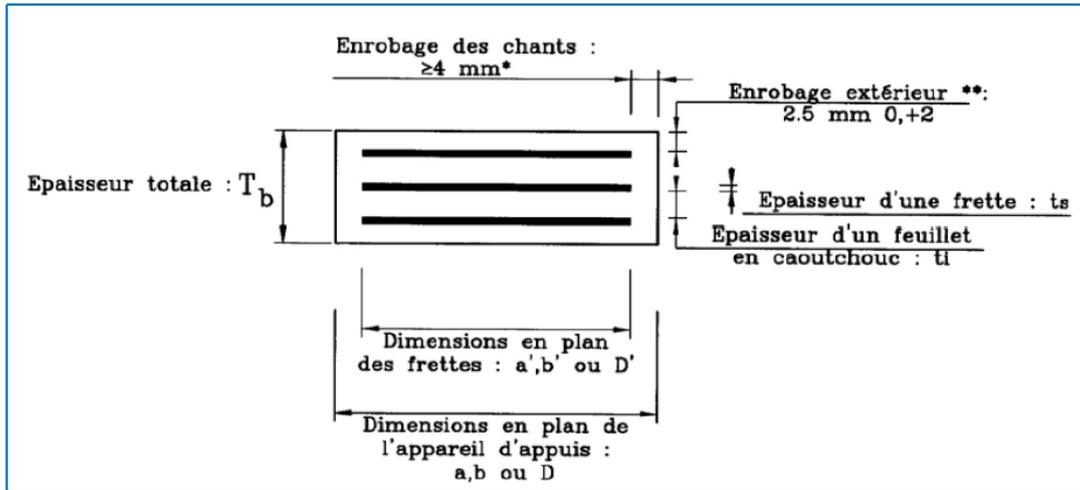
10.5 Réaction maximum

D'après les calculs effectués au chapitre 5, l'effort maximum en service par appareil d'appui est : $R_{\max} = R_G + R_{D240} = 236.94 \text{ t}$

10.6 Dimensionnement des appareils d'appui

Le dimensionnement des appareils d'appui relève du bulletin technique n°4 du SETRA. Ce dernier est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage. Ces contraintes sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

La constitution type d'un appareil d'appui de type B conformément à la norme NF EN 1337-3 est indiquée dans la figure 10-3.



**Figure 10-3: constitution type d'un appareil d'appui de type B
Selon la norme NF EN 1337-3**

10.7 Prédimensionnement en plan de l'appareil

Le calcul des appareils d'appui à l'état limite ultime se fait en respectant les prescriptions de la norme NF EN 1337-3 et en effectuant les vérifications suivantes :

- Résistance au cisaillement.
- Stabilité à la rotation, au flambement et au glissement.

10.7.1 L'aire des appareils d'appuis (axb)

L'aire des appareils d'appui est tirée de la relation suivante :

$$\frac{N_{\max}}{a \times b} \leq \bar{\sigma}_m$$

Sachant que :

N_{\max} : effort normal agissant sur l'appareil d'appui (réaction d'appui).

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

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

$\bar{\sigma}_m = 15 \text{ MPa}$: Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

a' et b' : caractéristiques géométriques des frettes ($a \geq a' + 4 \text{ mm}$ et $b \geq b' + 4 \text{ mm}$)

D'où

$$\frac{2.3694}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow a \times b \geq 1579 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$b \geq 394.75 \text{ mm} \rightarrow b = 400 \text{ mm}$$

La surface totale en plan de l'appareil d'appui est :

$$A = a \times b = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2 = 1600 \text{ cm}^2$$

La surface réduite en plan de l'appareil d'appui :

$$A_r = a' \times b'$$

Où,

$$a \geq a' + 4 \text{ mm} \rightarrow a - 4 \times 2 \geq a' \rightarrow 392 \geq a'$$

Ce qui donne :

$$a' = 390 \text{ mm}$$

$$b' = 390 \text{ mm}$$

Et, on obtient :

$$A_r = 390 \times 390 = 152100 \text{ mm}^2 = 1521 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1521 \text{ cm}^2$$

10.7.2 Prédimensionnement d'épaisseur nominale total d'élastomère T_e

L'épaisseur nominale totale d'élastomère T_e est fixée par la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5} \rightarrow \frac{400}{10} \leq T_e \leq \frac{400}{5} \rightarrow 40 \leq T_e \leq 80$$

Soit :

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

10.7.3 Epaisseur des frettes

Pour résister aux contraintes de traction induites sous charge, l'épaisseur minimale des frettes en acier d'un appareil d'appui fretté doit satisfaire l'expression suivante :

$$t_s = \frac{k_p \cdot F_z \cdot (t_1 + t_2) k_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}$$

Où :

k_p : Coefficient de correction de contrainte = 1.3

F_z : Effort vertical = 236.94 t

t_1 et t_2 : Epaisseurs normalisées de la frette : $t_1 = t_2 = 1.2 \text{ mm}$ (d'après la norme).

k_h : Coefficient pour les contraintes de traction induites dans la frette = 1

γ_m : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur recommandée = 1

A_r : Surface réduite en plan = 1521 cm²

f_y : Limite d'élasticité de l'acier (pour ce pont, on a un acier S235 dont la limite élastique vaut 235 MPa).

Soit :

$$t_s = \frac{2.3694 \times 1.3 \times 2(0.012) \times 1 \times 1}{0.1521 \times 235} = 2.06 \times 10^{-3} \text{ m} = 2.06 \text{ mm}$$

$$t_s = 2.06 \text{ mm}$$

Selon la norme NF EN 1337-3, les frettes retenues sont de 3 mm pour des appareils d'appuis normalisés. On prend donc un appareil d'appui de : 400 × 400 × 5 (12 + 3)

Cela veut dire :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 12 \text{ mm}$
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $\frac{t_i}{2} = 6 \text{ mm}$
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$

10.8 Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions

10.8.1 Action statique (Efforts dus aux déformations)

On a trois types de déformations :

- Déformation due au retrait dans l'appareil d'appui Δ_r .
- Déformation due à la variation de la température Δ_T .
- Déformation due au fluage Δ_{fl} .

Pour le calcul des efforts, on utilise l'équation suivante :

$$S_x = \frac{G_0 a b \Delta x}{T_e} \quad (*)$$

Tel que :

S_x : effort correspondant.

G_0 : module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté = 0,9 MPa

Δx : déplacement horizontal.

$T_e = 0.06$ m

$a = 0.4$ m

$b = 0.4$ m

En remplaçant les grandeurs par leurs valeurs numériques dans l'équation (*), on obtient :

1) Effort dû au retrait dans l'appareil d'appui

$$\Delta_r = 5.4 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow S_r = 1.30 \text{ t}$$

2) Effort dû à la variation de la température

$$\Delta_{Temp} = 5.4 \times 10^{-3} \rightarrow S_{Temp} = 1.30 \text{ t (cas de courte durée).}$$

$$\Delta_{Temp} = 3.6 \times 10^{-3} \rightarrow S_{Temp} = 0.86 \text{ t (cas de longue durée)}$$

3) Effort dû au fluage

$$\Delta_{fl} = 5.55 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow S_{fl} = 1.33 \text{ t}$$

10.8.2 Action dynamique

➤ Effort de freinage

Les efforts de freinage dus aux systèmes chargements A (L) et B_c présentent un chargement horizontal dynamique d'une importance élevée.

1) Charge A (l)

$$S_A = \frac{F_A}{n}$$

Avec :

F_A : force de freinage due à la charge A (L) = 17.067 t (voir chapitre 4)

n : nombre d'appuis dans une travée = $9 \times 2 = 18$

$$S_A = \frac{17.067}{18} = 0.948 \text{ t}$$

$$S_A = \mathbf{0.948 \text{ t}}$$

2) Système de charge B_c

On suppose qu'un seul camion va freiner parmi tous les camions, et sachant que chaque essieu va développer un effort de freinage égal à son poids, cela veut dire : $F_{bc} = 30$ t. D'où,

$$S_{bc} = b_c \times \frac{F_{bc}}{n} = 1.2 \times \frac{30}{18}$$

$$S_{bc} = 2 \text{ t}$$

➤ Effort dû au vent

L'effort du au vent s'exprime par :

$$S_v = A_{lt} \times \frac{P}{n}$$

Avec :

P : pression exercée par le vent sur la surface latérale = 2 KPa

A_{lt} : surface du tablier qui s'oppose au vent tel que : $A_{lt} = L \times H$

Où :

L : portée totale = 323.82 m

H : hauteur totale du tablier = 2.1 m

$$A_{lt} = 323.82 \times 2.1 = 680.02 \text{ m}^2$$

$$A_{lt} = \mathbf{680.02 \text{ m}^2}$$

$$S_v = 680.02 \times \frac{2}{18} = 75.55 \text{ kN}$$

$$S_v = \mathbf{7.55 \text{ t}}$$

10.9 Critères de stabilité

Les critères de stabilité doivent être évalués en tenant compte des points suivants :

- La stabilité à la rotation.
- La stabilité au flambement.
- La stabilité au glissement.

10.9.1 Condition limite en rotation

Pour les appareils d'appui frettés, la limite en rotation doit être satisfaite lorsque la déformation verticale totale ΣV_z est conforme à :

$$\Sigma V_z - \frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{k_r} \geq 0$$

Où :

$$V_z = \Sigma \frac{F_z \times t_i}{A_r} \left(\frac{1}{5G_0 S^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Avec :

G_0 : module de cisaillement conventionnel = 0.9 MPa

t_i : épaisseur d'un feuillet individuel d'élastomère dans un appareil d'appui fretté.

E_b : module d'élasticité volumique = 2000 MPa

S : coefficient de forme de chaque feuillet d'élastomère.

Dans le cas du pont étudié, on a deux types de feuillets, donc :

- Pour feuillet un intermédiaire

$$S_{int} = \frac{a' \times b'}{2 \times t_i (a' + b')} = \frac{0.39 \times 0.39}{2 \times 0.012 (0.39 + 0.39)} = 8.125$$

$$S_{int} = 8.125$$

- Pour un feuillet externe :

$$S_{\text{ext}} = \frac{2}{1.4} S_{\text{int}} = 11.60$$

$$S_{\text{ext}} = 11.60$$

Soit :

$$V_z = \frac{2.3694 \times (4 \times 0.012)}{0.39 \times 0.39} \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 8.125^2} + \frac{1}{2000} \right) + \frac{2.3694 \times (2 \times 0.006)}{0.39 \times 0.39} \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 11.60^2} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$V_z = 2.89 \times 10^{-3} + 0.40 \times 10^{-3} = 3.29 \times 10^{-3}$$

k_r : Coefficient de rotation = 3

a_a et a_b : rotations angulaires de l'appareil d'appui dont les valeurs théoriques valent :

$$a_a = 0.006 \text{ rad}$$

$$a_b = 0.009 \text{ rad}$$

Ce qui donne :

$$\frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{k_r} = \frac{0.39 \times 0.006 + 0.39 \times 0.009}{3} = 2.315 \times 10^{-3}$$

$$\Sigma V_z - \frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{k_r} = 0.975 > 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

10.9.2 Stabilité au flambement

Pour les appareils d'appui frettés, la pression $\frac{F_z}{A_r}$ doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times a' \times G \times S}{3 \times T_e}$$

$$\frac{F_z}{A_r} = \frac{2.3694}{0.39 \times 0.39} = 14.054 \text{ MPa}$$

$$\frac{2 \times a' \times G \times S}{3 \times T_e} = \frac{2 \times 0.39 \times 0.9 \times 11.6}{3 \times 0.06} = 45.24 \text{ MPa}$$

$$14.054 < 45.24 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

10.9.3 Condition de non-glissement

Pour satisfaire la condition de non glissement, les conditions suivantes doivent être respectées :-

$$- F_{xy} = \frac{V_x \times G \times a' \times b'}{T_e} \leq \mu_e \times F_z$$

$$- \frac{F_{z,\text{min}}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa (sous l'effet des charges permanentes)}$$

Où :

$F_{z,\text{min}}$: Effort dû au charges permanentes = 0.65 MN (chapitre 5)

$$\frac{F_{z,\text{min}}}{A_r} = \frac{0.65}{0.39 \times 0.39} = 4.27 > 3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

F_{yx} : résultante de tous les efforts horizontaux

V_x : déplacement horizontal donné par l'expression suivante :

$$V_x = V' + V''$$

V' : déplacement dû au retrait et à la température :

$$V' = \Delta_r + \Delta_T = 5.4 \times 10^{-3} + 5.4 \times 10^{-3} = 0.0108 \text{ m}$$

V'' : déplacement dû au freinage :

$$V'' = \frac{H_x \times T_e}{8 \times G \times a' \times b'}$$

$$H_x : \text{effort de freinage} = F_A + F_{Bc} = 17.067 + 24 = 41.067 \text{ t} = 0.41067 \text{ MN}$$

D'où :

$$V'' = \frac{0.41067 \times 0.06}{8 \times 0.9 \times 0.39 \times 0.39} = 0.0179 \text{ m}$$

$$V_x = 0.0108 + 0.0179 = 0.0287 \text{ m}$$

$$F_{xy} = \frac{0.0287 \times 0.9 \times 0.39 \times 0.39}{0.06} = 0.0822 \text{ MN}$$

$$F_z : \text{Réaction verticale totale} = 2.369 \text{ MN}$$

μ_e : Coefficient de frottement donné par l'expression ci-après :

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5k_f}{\sigma_m}$$

Avec :

$$K_f = 0.6 \text{ (Cas du béton)}$$

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{2.3694}{0.39 \times 0.39} = 14.05 \text{ MPa}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{14.05} = 0.164$$

$$\mu_e \times F_z = 2.3694 \times 0.164 = 0.440 \text{ MN}$$

0.0822 < 0.440 → $F_{xy} < \mu_e \times F_z$ → Condition vérifiée.

10.10 Etudes des d s d'appuis

Un dé d'appui, usuellement appelé bossage, est une partie saillante d'une pile ou d'un tablier de pont sur laquelle vient s'appuyer l'appareil d'appui. Sa fonction est d'offrir une surface parfaitement horizontale et la bonne altimétrie à l'appareil pour qu'il puisse fonctionner normalement.

➤ Dimensionnement des d s d'appuis

D'après le document SETRA, la hauteur du dé d'appui supérieur doit être ≥ 2 cm et celle du d  inférieur doit être ≥ 6 cm et leur dimensionnement présentent un débordement de 5 cm par rapport à l'appareil d'appui.

- 1) **D  inférieur**
 - Dimension d'un côté :
 $a_{dû} = 40 + 10 = 50$ cm
 - Hauteur :
 $H_{d } = 20$ cm

- 2) **D  supérieur**
 - Dimension d'un côté :
 $a_{dû} = 40 + 10 = 50$ cm
 - Hauteur :
 $H_{d } = 10$ cm

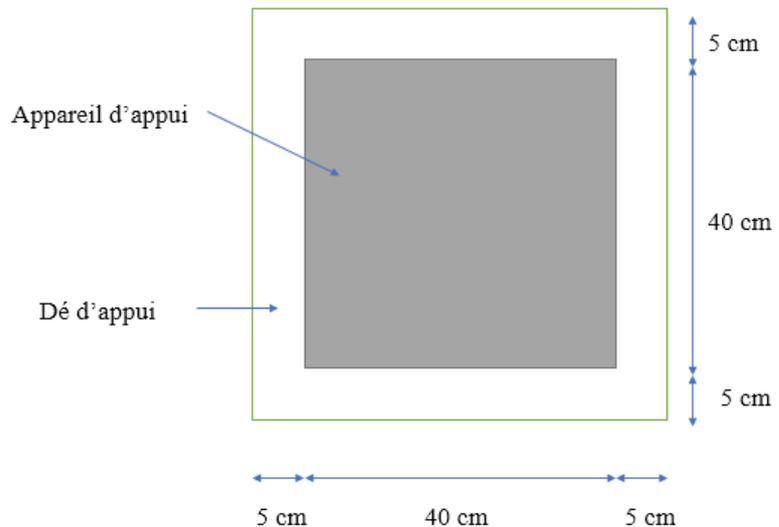


Figure 10-4: dimensions du dé d'appui

➤ Ferrailage des d s d'appuis

Selon le document SETRA, Les armatures doivent être capables de reprendre 4% de N_{max} :

$$A_s = \frac{0.04 N_{max}}{\sigma_s} \text{ Avec :}$$

$$N_{max} = 2.3649 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{2 \times f_e}{3} = \frac{2 \times 500}{3} = 333.34 \text{ MPa}$$

La section d'armature $\rightarrow A_s = \frac{0.04 \times 2.3694}{333.34} = 2.84 \text{ cm}^2$, Soit deux nappes de 4 **HA8** dans les deux sens (figure 10-5).

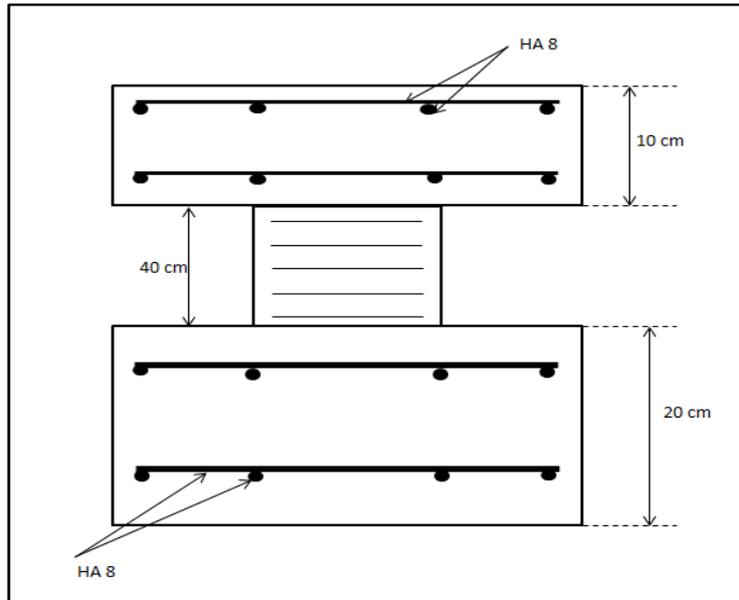


Figure 10-5: ferrailage du d s d'appui

10.11 Conclusion

Les calculs effectués précédemment nous ont permis de déterminer les caractéristiques De l'appareil d'appui qui est de dimensions (400x400x60)
Le suivant chapitre va traiter les piles.

Chapitre 11 : Etude de la pile

11.1 Introduction

Les piles sont des éléments essentiels dans la construction d'un pont. Elles permettent la transition des efforts dus au tablier jusqu'au sol. Elles sont constituées d'un ou de plusieurs fûts, dont la forme relève de nombreux critères, à la fois d'ordre mécanique et esthétique.

Les poutres reposent sur un chevêtre ou un sommier d'appui par l'intermédiaire d'un appareil d'appui. L'ensemble repose sur la semelle de la pile.

11.2 Types de piles

Il existe quatre (04) principaux types de piles :

- Les piles pleines ou piles voiles.
- Les piles à fûts jumeaux.
- Les piles à colonnes et chevêtre.
- Les piles-marteaux.
- Piles de grande hauteur.

Remarque

Des piles à colonnes et chevêtre sont utilisées dans la construction du pont en question.

11.3 Les piles à colonnes et chevêtre

Ce type de piles est surtout utilisé lorsqu'on est en présence de pont à poutres sous chaussées très larges. Le fût de la pile est allégé pour constituer des colonnes réunies en tête par un chevêtre ou une poutre chevêtre en béton armé ou en métal sur lequel vient s'appuyer les poutres.

Très souvent, à la base des colonnes une nervure est prévue permettant un bon encastrement de chaque colonne dans la semelle de fondation.

11.4 Etude de la pile P1

11.4.1 Prédimensionnement des éléments de la pile

1) Chevêtre

Le chevêtre est un élément qui permet la transmission des charges et des surcharges depuis le tablier jusqu'aux fûts.

Les dimensions du chevêtre sont mentionnées dans le tableau 11-1.

Tableau 11-1: dimensions du chevêtre

Hauteur: h_c (cm)	150
Longueur: L_c (cm)	1559
Largeur: l_c (cm)	210

2) Fût :

Le fût est assimilé à un poteau bi-encasté dans le chevêtre et la semelle. Il possède une section est circulaire.

Les dimensions du fût figurent dans le tableau 11-2.

Tableau 11-2: dimensions du fût

Diamètre: \varnothing (cm)	150
Longueur: $L_{Fût}$ (cm)	950

3) Semelle :

La semelle est un élément permettant la transmission des charges de la superstructure et des appuis jusqu'au sol de fondation.

Les dimensions de la semelle se trouvent dans le tableau 11-3.

Tableau 11-3: dimensions de la semelle

Longueur : $L_{semelle}$ (cm)	1500
Largeur : $l_{semelle}$ (cm)	580
Epaisseur : $E_{semelle}$ (cm)	150
Diamètre des pieux : \varnothing_{pieux} (cm)	120

La figure 11-1 schématise une coupe sur la pile P1. Quant à la figure 11-2, elle représente une coupe à travers la pile P1.

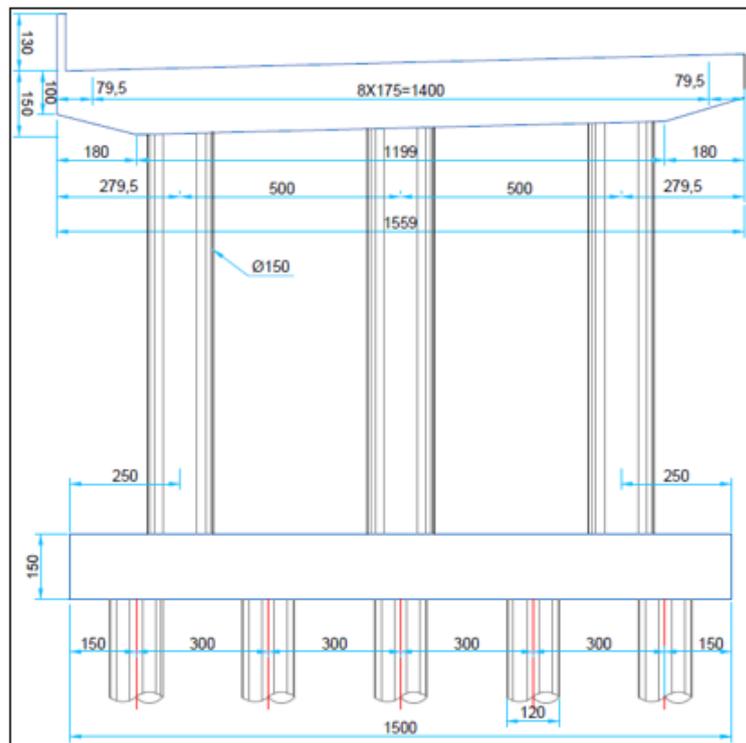


Figure 11-1: coupe sur la pile P1

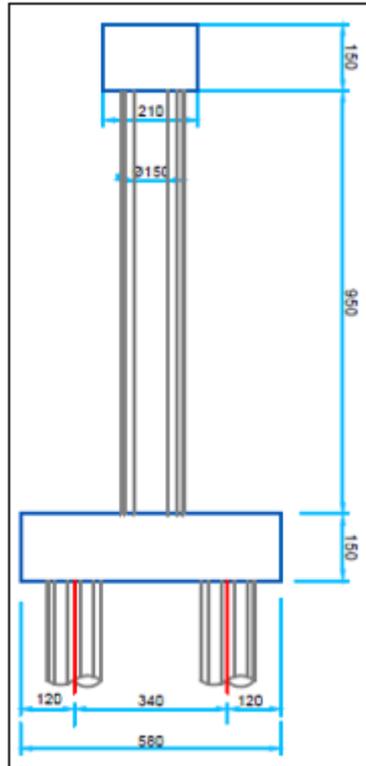


Figure 11-2: coupe en travers la pile P1

11.5 Etude de la répartition des charges et des surcharges sur la pile

11.5.1 Charges verticales

11.5.1.1 Charges permanentes

Les différentes charges permanentes sont :

- Poids propre du tablier

$P_t = 1160 \text{ t} \rightarrow$ Chaque pile reprend 1160 t

- Poids propre des d's d'appuis

$P_{dé} = S_{dé} \times h_{dé} \times \rho_{béton} \times n_{dés} \rightarrow P_{dé} = 0.5 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.5 \times 18 = 3.375 \text{ t}$

- Poids propre du chevêtre

$P_{ch} = \rho_{béton} \times V_{ch} = 2.5 \times 1.5 \times 15.59 \times 2.1 = 122.77 \text{ t}$

- Poids propre des fûts

$P_{fût} = \rho_{béton} \times V_{fût} = 2.5 \times \frac{3 \times 1.5^2 \times \pi}{4} \times 9.5 = 125.84 \text{ t}$

- Poids propre de la semelle

$P_{semelle} = \rho_{béton} \times V_{semelle} = 2.5 \times 15 \times 5.8 \times 1.5 = 326.25 \text{ t}$

11.5.1.2 Surcharges variables

Les figures 11-3, 11-4, 11-5, et 11-6 schématisent la répartition des charges verticales pour différents systèmes.

1) Surcharges verticales :

Le calcul des réactions de la pile dues aux différents systèmes de charges donne :

- Surcharge A (L) :

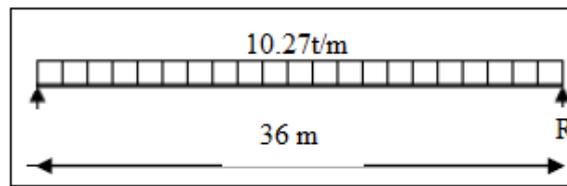


Figure 11-3: répartition de la surcharge A(L)

$$R_{A(L)} = \frac{10.27 \times 36}{2} \times 2 = 369.72 \text{ t}$$

$$R_{A(L)} = 369.72$$

- Surcharge B_c :

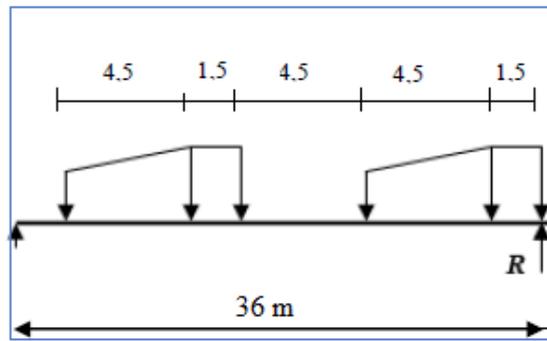


Figure 11-4: répartition de la surcharge B_c

$$R = \frac{4(12 \times 36 + 12 \times 34.5 + 6 \times 30 + 12 \times 25.5 + 12 \times 24 + 6 \times 19.5)}{36} = 193 \text{ t} \rightarrow R_{Bc} = R \times b_c \times \delta_{Bc}$$

$$R_{Bc} = R \times b_c \times \delta_{Bc} = 193 \times 0.8 \times 1.073 = 165.67 \text{ t}$$

$$R_{Bc} = 165.67 \text{ t}$$

- Surcharge M_{c120}

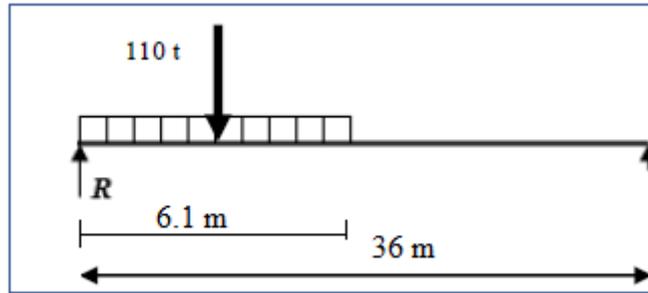


Figure 11-5: répartition de la Surcharge M_{c120}

$$R = 110 \times \frac{29.9 + 3.05}{36} = 100.68$$

$$R_{M_{c120}} = R \times \delta_{M_{c120}}$$

$$R_{M_{c120}} = 100.68 \times 1.063$$

$$\mathbf{R_{M_{c120}} = 107.02 \text{ t}}$$

- Chargement $D240$:

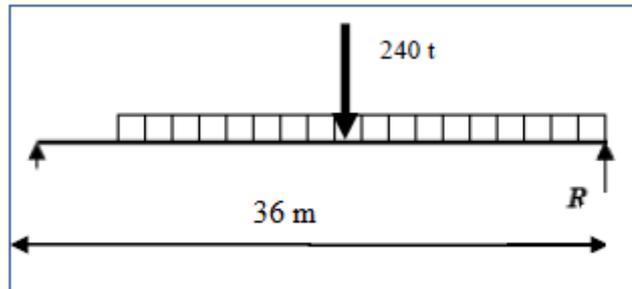


Figure 11-6: répartition du chargement $D240$

$$R_{D240} = 240 \times \frac{17.4 + 9.3}{36}$$

$$\mathbf{R_{D240} = 178 \text{ t}}$$

2) Charges horizontales :

- Effort de freinage dû à A(L)

Effort de freinage dû à A(L) sur le tablier : $F_A = 17.067 \text{ t}$ (chapitre 4)

Effort de freinage dû à A(l) par pile : $F_{A/pile} = F_A = 17.067 \text{ t}$

Effort de freinage dû à A(l) par fût : $F_{A/fût} = \frac{F_{A/pile}}{3} = 5.89 \text{ t}$

- Effort de freinage dû à B_c

Effort de freinage dû à B_c sur le tablier : $F_{Bc} = 24 \text{ t}$ (chapitre 4)

Effort de freinage dû à B_c par pile : $F_{Bc/pile} = F_{Bc} = 24 \text{ t}$

Effort de freinage dû à B_c par le fût : $F_{Bc/fût} = \frac{F_{A/pile}}{3} = 8 \text{ t}$

- Effort dû au vent

Le vent agit sur la surface latérale du pont avec une pression de 0.2 t/m^2 . On a :

Surface latérale du tablier : $A_{l-t} = 2.1 \times 36 = 75.6 \text{ m}^2$

Surface latérale du chevêtre : $A_{l-ch} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ m}^2$

Surface latérale du fût : $A_{l-fût} = 9.5 \times 1.5 \times 3 = 42.75 \text{ m}^2$

Les efforts dus au vent sont :

Effort du vent par pile : $S_{v-pile} = 0.2 \times (75.6 + 3.15 + 42.75) = 24.3 \text{ t}$

Effort du vent par fût : $S_{v-fût} = \frac{24.3}{3} = 8.1 \text{ t}$

11.6 Etude Ferrailage des éléments de la pile

11.6.1 Etude du chevêtre

11.6.1.1 Charges appliquées sur le chevêtre

Le chevêtre est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du tablier.
- Poids propre du chevêtre.
- Surcharges routières.
- Force de freinage du système A(L) ou B_c.

Les charges revenant au chevêtre sont indiquées dans le tableau 11-4.

Tableau 11-4: charges appliquées sur le chevêtre

charge	Effort normal (t)	Effort horizontal (t)
Poids propre du tablier	1160	/
Système A(L)	184.84	/
Système Bc	165.67	/
Convoi Mc120	107.02	/
Convoi D240	178	/
Poids propre du chevêtre	122.77	/
Poids des dés d'appuis	3.375	/
Force de freinage dû à A(L)	/	17.067
Force de freinage dû à Bc	/	24
Effort du vent	/	24.3

11.6.1.2 Combinaison des charges

1) A l'état limite ultime

Dans le tableau 11-5 figure les combinaisons des charges à l'état limite ultime.

Tableau 11-5: Combinaison des charges à l'ELU

Combinaisons à l'ELU	N(t)
1,35G + 1,6A(l)	2032.03
1,35G + 1,6B _c	2001.36
1,35G + 1,35M _{c120}	1880.76
1,35G + 1,35D240	1976.58
Max	2032.03

2) A l'état limite de service

Le tableau suivant regroupe les combinaisons à l'état limite de service.

Tableau 11-6: Combinaison des charges à l'ELS

Combinaisons à l'ELS	N(t)
G+1,2 (A(l) + S _t)	1507.94
G+1,2 (B _c + S _t)	1499.74
G+ M _{c120} + 1.2 S _t	1393.16
G+ D240+1.2 S _t	1464.14
Max	1507.94

On constate que la combinaison la plus défavorable appliquée sur le chevêtre est celle de la charge A(l). Ce qui donne :

1) À l'ELU

$$N_{A(L)} = 2032.03 \text{ t} \rightarrow Q_{A(L)} = \frac{2032.03}{15.59} = 130.34 \text{ t/m}$$

$$Q_{A(L)} * \mathbf{130.34 \text{ t/m}}$$

2) À l'ELS

$$N_{A(L)} = 1507.94 \text{ t} \rightarrow Q_{A(L)} = \frac{1507.94}{15.59} = 96.73 \text{ t/m}$$

$$N_{A(L)} = \mathbf{96.73 \text{ t/m}}$$

11.6.1.3 Moment fléchissant et effort tranchant

Le calcul se fait à l'aide de logiciel robot :

1) APELU :

Les figures ci-dessous représentent respectivement le schéma statique du chevêtre, le diagramme du moment fléchissant et le diagramme de l'effort tranchant à l'état limite ultime

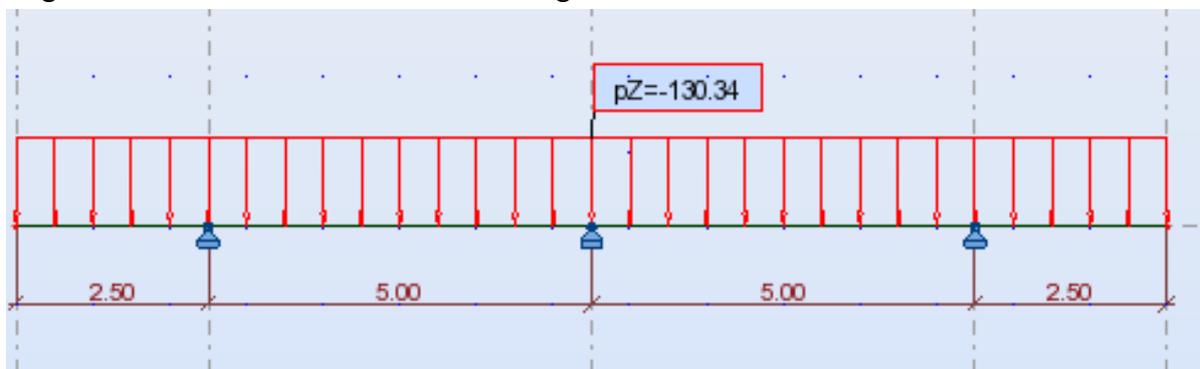


Figure 11-7: Schéma statique du chevêtre à l'ELU par robot

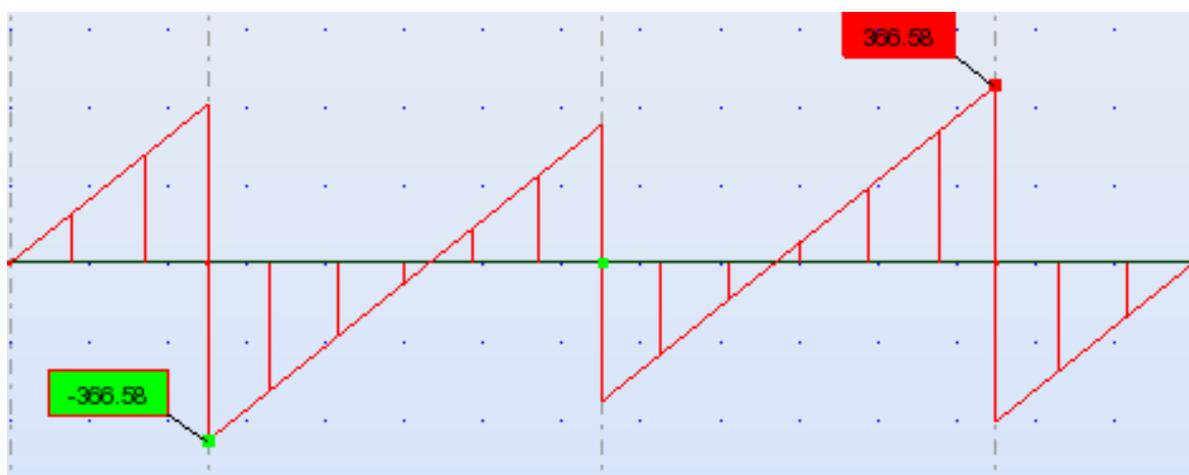


Figure 11-8: diagramme d'effort tranchant (t) à l'ELU

$$T_{u,max} = 366.58 \text{ t}$$

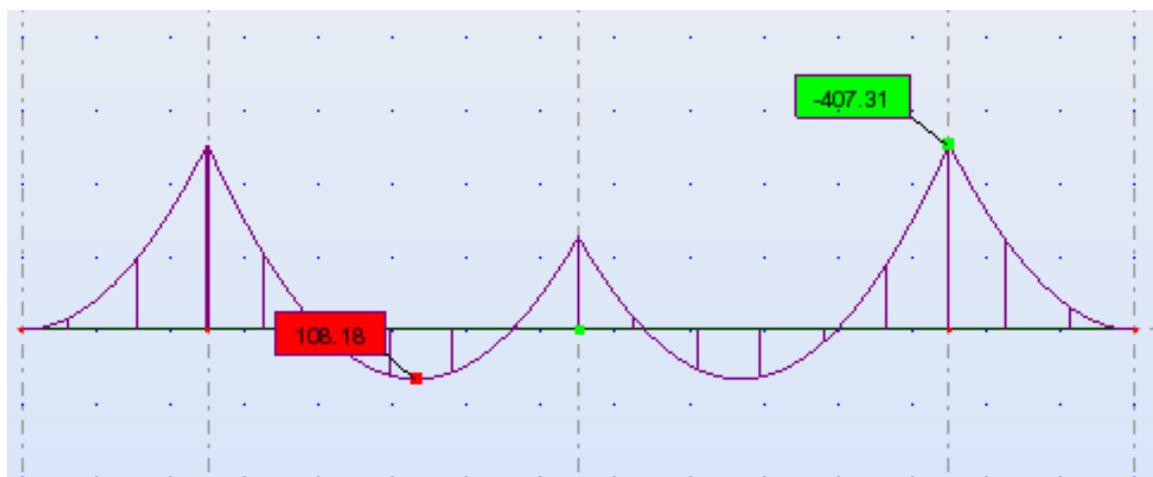


Figure 11-9: diagramme du moment fléchissant (t.m) à l'ELU

$$M_{u,inf} = 108.18 \text{ t.m}$$

$$M_{u,sup} = -407.31 \text{ t.m}$$

2) A'ELS :

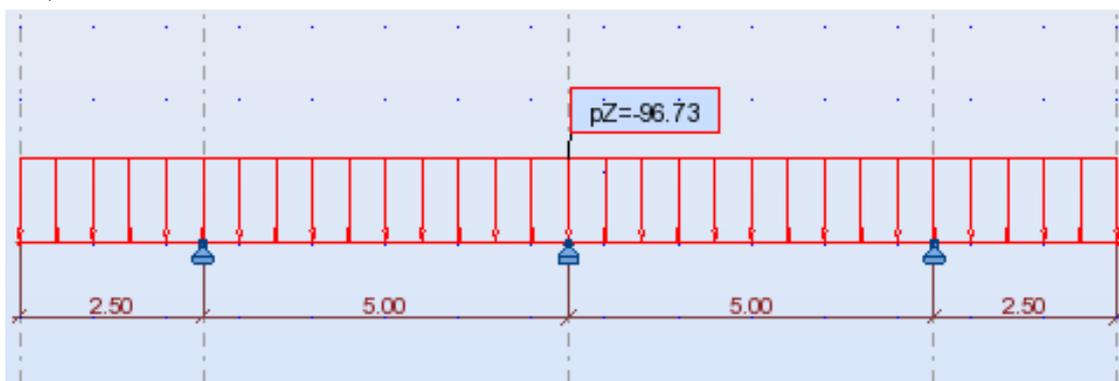


Figure 11-10: Schéma statique du chevêtre à l'ELS par robot

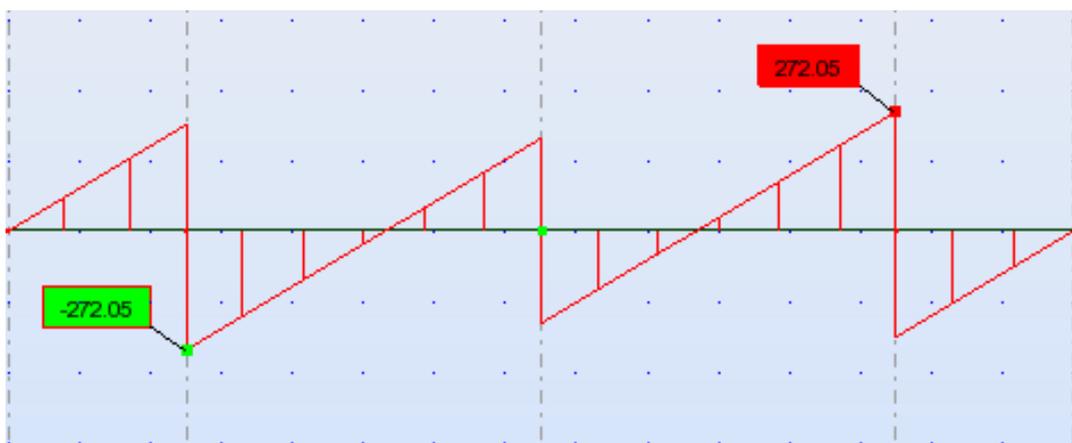


Figure 11-11: diagramme d'effort tranchant (t) à l'ELS

$$T_{\text{ser,max}} = 272.05 \text{ t}$$



Figure 11-12: diagramme du moment fléchissant (t.m) à l'ELS

$$M_{\text{ser,inf}} = 80.29 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser,sup}} = -302.28 \text{ t.m}$$

11.6.1.4 Ferrailage du chevêtre :

1) Données sur matériaux

Pour cette étude, nous avons utilisé les données suivantes :

Béton : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Acier : FeE500

Fissuration : préjudiciable

L'hourdis est soumis à la flexion simple, le calcul se fait à l'aide de logiciel robot expert.

2) Armatures longitudinales

A l'ELU :

Moment sur nappe inférieure : $M_{u-inf} = 108.18 \text{ t.m}$

Moment sur nappe supérieure : $M_{u-sup} = -407.31 \text{ t.m}$

A l'ELS :

Moment sur nappe inférieure : $M_{ser-inf} = 80.29 \text{ t.m}$

Moment sur nappe supérieure : $M_{ser-sup} = -302.28 \text{ t.m}$

N.B : Les détails de calcul sont donnés dans l'annexe 6.

La section d'armature dans la nappe inférieure est :

$$A_{s1} = 30.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } 10 \text{ HA } 20 \text{ espacées de } 20 \text{ cm}$$

La section d'armature dans la nappe supérieure est :

$$A_{s2} = 88.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } 12 \text{ HA } 32 \text{ espacées de } 17 \text{ cm}$$

3) Armatures transversales

Les efforts pour le calcul des armatures transversales sont :

- Effort tranchant :

$$V_{ELU} = 366.85 \text{ t}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_{ELU}}{b \times d} = \frac{366.85}{2.1 \times 1.45} = 120.47 \text{ t/m}^2 = 1,205 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.205 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau \leq \left[0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

Où :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation durable)}$$

$$\tau \leq \text{Min} (2,7 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul de la section minimale

Elle est déterminée au moyen de l'expression suivante :

$$A_{\min} \geq \frac{0,4b \times S_t}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,4 \times 2,1 \times 0,4}{500}$$

$$A_{\min} \geq 6,72 \text{ cm}^2$$

Soit :

$A_{\min} = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Choix : 1 cadre **HA10** espacées de 40 cm.

Les sections d'armature du chevêtre figurent dans le tableau 11-7.

Tableau 11-7: Ferrailage du chevêtre

Armatures	Ferrailage	
	Type d'armatures	Espacement (cm)
Inférieures	HA 20	20
Supérieures	HA 32	17
Transversales	HA 10	40

Le schéma du ferrailage est donné dans la figure ci-dessous

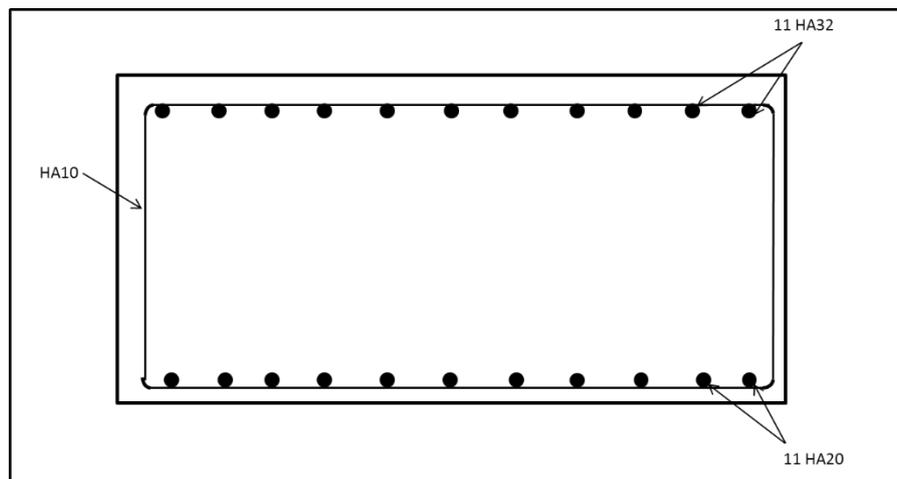


Figure 11-13: schéma de ferrailage du chevêtre

11.6.2 Etude du fût

11.6.2.1 Vérification de flambement du fût :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\lambda < \bar{\lambda}$$

Avec :

$\bar{\lambda}$: Elancement admissible = 50

λ : L'élancement du fût : $\lambda = \frac{L_c}{i}$

L_c : Longueur du flambement : $L_c = 0.5 \times L = 0.5 \times 9.5 = 4.75$ m

$$i = \frac{D}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375$$

D'où :

$$\lambda = \frac{4.75}{0.375} = 12.66 \rightarrow \lambda < \bar{\lambda} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

11.6.2.2 Charges appliquées sur le fût :

Le fût est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du tablier et les surcharges routières.
- Poids du chevêtre.
- Poids propre du fût.
- Effort de freinage du système A(L) ou B_c.
- Vent

Le tableau 11-8 contient les charges appliquées au fût

Tableau 11-8: charges appliquées sur le fût

Charge	Effort normal (t)	Effort horizontal (t)	Bras de levier
Poids propre du tablier	386.67	/	/
Système A(L)	61.61	/	/
Système B _c	55.22	/	/
Convoi Mc120	35.67	/	/
Convoi D240	59.34	/	/
Poids propre du chevêtre	40.92	/	/
Poids des dés d'appuis	1.125	/	/
Poids propre du fût	41.94	/	/
Force de freinage dû à A(L)	/	5.89	13.3
Force de freinage dû à B _c	/	8	13.3
Effort du vent	/	8.1	11.4

11.6.2.3 Combinaison de charges :

1) A l'ELU

Le tableau ci-dessous regroupe la combinaison des charges à état limite ultime.

Tableau 11-9: Combinaison des charges à l'ELU

Combinaisons à l'ELU	N (t)	M (t.m)
1,35G + 1,6A(l)	732.53	217.67
1,35G + 1,6Bc	722.31	262.58
1,35G + 1,35Mc120	682.11	/
1,35G + 1,35D240	714.50	/
Max	732.53	262.58

2) A l'ELS

Le tableau ci-dessous regroupe la combinaison des charges à état limite de service.

Tableau 11-10: Combinaison des charges à l'ELS

Combinaisons à l'ELS	N(t)	M(t.m)
G + 1,2 A(L)	543.53	186.34
G + 1,2Bc	541.12	220.02
G + Mc120	505.27	/
G + D240	529.26	/
Max	543.53	220.02

11.6.2.4 Ferrailage du fût

Le fût travail en flexion composée car il soit soumis à la fois à un moment fléchissant et un effort normal.

1) Armatures longitudinales

- A l'ELU :

Moment ultime : $M_u = 262.58 \text{ t.m}$

Effort normal ultime : $N_u = 732.53 \text{ t.m}$

- A l'ELS :

Moment de service : $M_{ser} = 220.02 \text{ t.m}$

Effort normal de service : $N_{ser} = 543.53 \text{ t.m}$

Les détails de calcul figurent dans l'annexe 6.

La section d'armature est :

$$A_s \geq 35.3 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

La section d'armature A_s doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_s}{\pi D^2} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_s \geq 72.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 16 HA 25 espacées de 30 cm}$$

2) Armatures transversales

La détermination des armatures transversales se fait comme ce qui suit :

$$\frac{\phi_L}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \rightarrow \phi_T \geq 8.33 \rightarrow \text{Choix : HA 10}$$

Selon le RPOA 2008, l'espacement maximum des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

Min (12 ϕ_l ; D ; 200 mm)

Avec :

D : diamètre de la section

ϕ_l : plus gros diamètre des armatures longitudinales

Min (12 \times 20 ; 150 ; 20 cm) = 20 cm \rightarrow Choix : $e_t = 15 \text{ cm}$

Le ferrailage du fût figure dans le tableau suivant.

Tableau 11-11: Ferrailage du fût

Elément	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal (cadres)	
	Type d'armatures	Espacement (cm)	Type d'armatures	Espacement (cm)
Fût	16 HA 25	30	HA 10	15

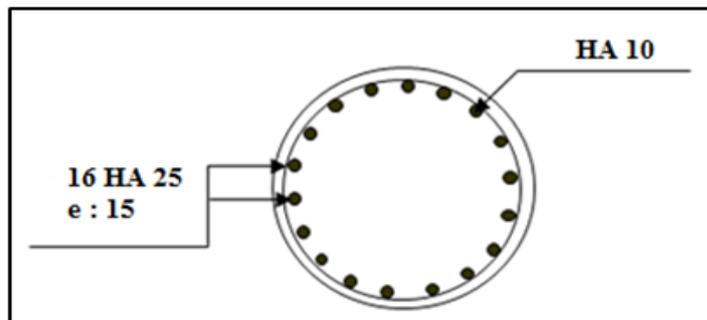


Figure 11-14: ferrailage du fût

11.6.3 Etude de la semelle

11.6.3.1 Charges appliquées sur la semelle

La semelle est soumise aux efforts suivants :

- Poids propre du tablier.
- Sollicitations dues aux surcharges routières.
- Poids propre du chevêtre.
- Poids propre des fûts.
- Poids propre de la semelle.
- Vent.

Le tableau suivant donne les différentes charges sur la semelle.

Tableau 11-12: charges sur la semelle

Charge	Effort normal (t)	Effort horizontal (t)	Bras de levier
Poids propre du tablier	1160	/	/
Système A(L)	184.84	/	/
Système B _c	165.67	/	/
Convoi Mc120	107.02	/	/
Convoi D240	178	/	/
Poids propre du chevêtre	122.77	/	/
Poids des dés d'appuis	3.375	/	/
Poids propre des fûts	125.84	/	/
Poids propre de la semelle	326.25	/	/
Le vent	24.3	/	/
Force de freinage dû à A(l)	/	17.67	14.8
Force de freinage dû à B _c	/	24	14.8
Effort du vent	/	24.3	12.9

11.6.3.2 Combinaison de charges :

1) A l'ELU

Dans le tableau suivant figurent les combinaisons des charges à l'état limite ultime.

Tableau 11-13: Combinaison des charges à l'ELU

Combinaisons à l'ELU	N(t)	M(t.m)
1,35G + 1,6A (L)	2642.35	731.89
1,35G + 1,6B _c	2611.68	881.79
1,35G + 1,35Mc120	2491.09	/
1,35G + 1,35D240	2586.91	/
Max	2642.35	881.79

2) A l'ELS

Dans le tableau suivant figurent les combinaisons des charges à l'état limite de service.

Tableau 11-14: Combinaison des charges à l'ELS

Combinaisons à l'ELS	N(t)	M(t.m)
G + 1,2 A (L)	1960.03	627.29
G + 1,2B _c	1951.83	739.71
G + Mc120	1845.25	/
G + D240	1916.23	/
Max	1960.03	739.71

11.6.3.3 Effort revenant à chaque pieu

Chaque pieu est soumis à la fois à un effort normal et un moment fléchissant.

L'effort normal revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times w}{\sum w^2}$$

Avec :

N : effort normal

n : nombre des pieux = 10

w : excentricité : $w = \frac{3.4}{2} = 1.4 \text{ m}$

1) ELU

$$N_u = 2642.35 \text{ t}$$

$$M_u = 881.79 \text{ t.m}$$

$$N_1 = \frac{2642.35}{10} + \frac{881.79 \times 1.4}{10 \times 1.4^2} = 327.22 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2642.35}{10} - \frac{881.79 \times 1.4}{10 \times 1.4^2} = 201.25 \text{ t}$$

2) ELS

$$N_{\text{ser}} = 1960.03 \text{ t}$$

$$M_{\text{ser}} = 739.71 \text{ t.m}$$

$$N_1 = 248.83 \text{ t}$$

$$N_2 = 143.16 \text{ t}$$

11.6.3.4 Ferrailage de la semelle à l'aide de la méthode des bielles

1) Condition de l'application de la méthode des bielles

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les conditions suivantes :

- Angle d'inclinaison des bielles par rapport à l'horizontale au moins égal à 45° .
- Epaisseur de la semelle $h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$ (l et b étant respectivement l'entraxe entre les pieux et le diamètre du fût).

Soit :

$$\tan \alpha = \frac{h}{l/2 - b/4} = \frac{1,5}{1,7 - 0,3} = 1.07 \rightarrow \alpha = 46.97 > 45^\circ \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$1,5 \geq 1,7 - 0,3 = 1.4 \rightarrow h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Armatures transversales inférieures

- Calcul de la section d'acier à l'ELU :

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma_e}{1,15} = \frac{500}{1,15}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_{\text{adm}}} \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$$A_s = \frac{327.22 \times 10^{-2}}{434,78} \times \frac{1,4}{1,5}$$

$$A_s = 70.24 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section d'acier à l'ELS :

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{2}{3} \times f_e = 500 \times \frac{2}{3} = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_{adm}} \times \frac{\frac{1}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$$A_s = \frac{248.83 \times 10^{-2}}{333.33} \times \frac{1,4}{1,5}$$

$$A_s = \mathbf{69.67 \text{ cm}^2}$$

A partir de ces résultats, on en déduit que la semelle sera ferrillée à ELU, soit :

$$A_s = 70.24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 9 HA 32}$$

Espacement S_t :

$$S_t = \frac{\emptyset + h - d}{n - 1} = \frac{3.2 + 150 - 10}{10} = 15 \text{ cm}$$

Choix : 9 HA 32/ $S_t = 15 \text{ cm}$

3) Armatures de répartition inférieure

La section minimale des aciers de répartition est fixée à $\frac{A_s}{3}$ (recommandation du service SETRA, piles et culées PP73).

$$A_{tr-inf} = \frac{A_s}{3} = \frac{70.24}{3}$$

$$A_{tr-inf} = 23.41 \text{ cm}^2$$

Choix : 9 HA20 espacées de 15 cm.

4) Armatures principales supérieures dans la semelle

Les armatures longitudinales sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle, leur pourcentage par mètre de longueur est égal au moins au tiers de la section des armatures transversales (A_s).

Les armatures longitudinales sont disposées afin de répartir les efforts entre les colonnes et les pieux de fondation. Par ailleurs, si les pieux les plus éloignés du centre de l'appui sont situés au-delà des nus du fût dans le sens de la longueur de l'appui, la présence de ces armatures est importante quant à la justification de la méthode des bielles.

$$A_{sl} = \frac{A_s}{2} = \frac{70.24}{2} = 35.12 \text{ cm}^2$$

Choix : 9 HA25 espacées de 15 cm

5) Armatures de répartition supérieures

Leur pourcentage est fixé à 1/3 de la section d'acier (A_s).

$$A_{tr-sup} = \frac{A_t}{3} = \frac{70.24}{3}$$

$$A_{tr-sup} = 23.41 \text{ cm}^2$$

Choix : 9 HA20 espacées de 15 cm.

Le tableau ci-après donne les sections de ferrailage de la semelle.

Tableau 11-15: Ferrailage de la semelle

Élément	Armatures	Type d'armatures	Espacement (cm)
Nappe inférieure	Principales	HA 32	15
	De répartition	HA 20	15
Nappe supérieure	Principales	HA 25	15
	De répartition	HA 20	15

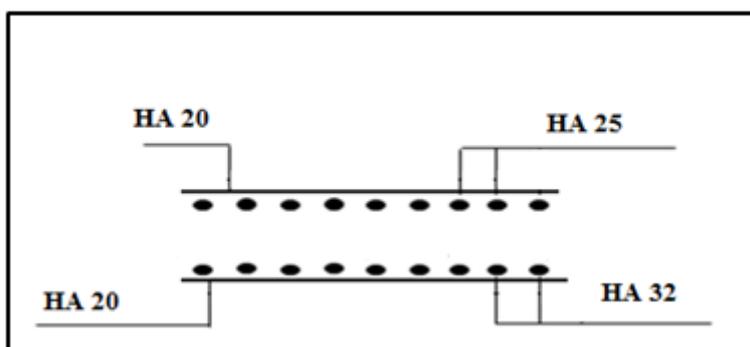


Figure 11-15: ferrailage de la semelle

11.7 Conclusion

Le ferrailage de la pile est pris comme suit :

- Chevêtre : - nappe inférieure : 11 HA20
- nappe supérieure : 11 HA32
- Fût : 16 HA25
- Semelle (armature principale) : - nappe inférieure : HA32
- nappe supérieure : HA25

Conclusion générale

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur. Ce travail nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Dans le cadre de ce projet, nous avons essayé de respecter la marche à suivre pour mener à bien une étude d'un pont à poutres en respectant scrupuleusement les normes vigueur concernant la conception et le calcul des ponts.

Pour cette étude, nous avons utilisé les caractéristiques des matériaux suivantes :

- Béton

$f_{C28} = 27$ MPa pour le béton des appuis

$f_{C28} = 40$ MPa pour le béton des poutres et de la dalle

- Acier

Aciers passifs : FeE500

Aciers actifs : câbles de classe 1886 TBR

Pour le prédimensionnement des éléments constructifs du tablier, nous avons utilisé le document du S.E.T.R.A. Ce dernier nous a permis d'aboutir aux dimensions suivantes :

- Epaisseur de dalle = 20 cm.
- Hauteur totale de la poutre = 1.90 m.
- Epaisseur de l'âme = 60 cm à l'about,
= 20 cm pour la section médiane.

Les efforts maximaux obtenus sont dus aux chargements suivants :

- Surcharge A(L) pour un chargement à 4 voies : $M_{\max} = 174.81$ t.m
- Surcharge B_C pour un chargement de 4 files : $T_{\max} = 15.69$ t

La détermination des éléments de réduction ainsi que la modélisation du pont étudié à l'aide du logiciel Autodesk ROBOT, nous permis de constater que le moment maximum est fourni par la combinaison (poutre la plus sollicitée) : G + D240 (ELS)

Les efforts correspondants sont :

$M_{\max} = 788.22$ tm

$T_{\max} = 119.96$ t

Le calcul du ferrailage actif de la poutre nécessite 4 câbles de 12T15 avec une tension à l'origine égale à 1422.8 MPa.

Le pourcentage des pertes maximal est enregistré dans la section à mi-travée pour une valeur égale à 23.79 %. Ce pourcentage vérifie la perte initiale estimée.

La vérification de la résistance des sections est assurée conformément aux prescriptions du règlement BPEL 91 à l'état limite ultime ou à l'état limite de service.

Le ferrailage passif longitudinal de la poutre est de :

- 5 HA14 pour les armatures inférieures longitudinales,
- 22HA10 pour les armatures supérieures longitudinales.

Quant au ferrailage transversal, les calculs aboutissent à :

- Cadres HA12 espacés de 35 cm en travée.
- Cadres HA12 espacés de 15cm à l'about.

Pour le ferrailage de l'hourdis, les sections sont :

- Suivant le sens x-x : 4 HA14 pour les deux nappes.
- Suivant le sens y-y : 4 HA25.

Les dimensions de l'appareil d'appui sont :

400 x 400 x 5 (12 + 3) avec 5 frettes d'épaisseur 3 mm.

L'étude de pile a donné les résultats suivants :

1) Ferrailage du chevêtre :

11 HA20 pour la nappe inférieure.

11 HA32 pour la nappe supérieure.

2) Ferrailage du fût : 16 HA25

3) Ferrailage de la semelle

HA32 pour la nappe principale inférieure.

HA25 pour la nappe principale supérieure

HA20 pour les armatures de répartition dans les deux sens.

Cette étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire dans le domaine du génie civil à l'Ecole Nationale Polytechnique, et plus particulièrement dans les Ouvrage d'Art et en Béton Précontraint.

Par ailleurs, ce travail nous a permis de nous familiariser avec certains logiciels de calcul, notamment le logiciel de calcul de structure Autodesk ROBOT.

Références bibliographiques

Ouvrage :

Aurelio Muttoni «*Conception et dimensionnement de la précontrainte*» Ecole Polytechnique FEDERALE de LAUSANNE, 1994.

Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY « Conception des ponts », technique d'ingénieur .C 4500-12

Jean -Armand CALGARO, Michel virlogeux, Projet et construction des ponts, « Analyse structurale des tabliers de ponts ». Ecole Nationale des ponts et chaussées, 1994, 349p.

MICHEL PRAT « Calcul des ouvrages généraux de construction ». Hemés-lavoisier, 1997, 768 p.

Robert CHAUSSIN, « Béton précontraint », Technique de l'ingénieur, C 2360, 1990.

Yves GUYON « Annales des Ponts et Chaussées de France », 1946, 553p.

Règlement :

Fascicule n° 61 titre II, conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art (programmes de charges et épreuves des ponts routes).

Fascicule n°62 titre I, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.

Fascicule n° 62 titre V, règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie-civil.

Norme NF EN 1337-3, appareils d'appui en élastomère.

R.C.P.R, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

R.P.O.A 2008, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

S.E.T.R.A 1996. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).

S.E.T.R.A 1990. Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté.

Cours :

Béton Armé, Béton Précontraint, 4^{ème} année Génie Civil.Mr.BOUTEMEUR.

Cours Pont, 5^{ème} année Génie Civil. Mme. D. CHERID.

Projets de fin d'études :

Etude et calcul d'un pont à poutres en béton précontraint réalisées par post-tension, juin 2016,
Mr. GASMI Rabah, Mr. KACIMI Amar

Etude du tablier d'un pont à poutres multiples sur la pénétrante de TIZI-OUZOU, juin 2017,
Mr. Yacine LAMALI

Annexes

Annexe 1 :

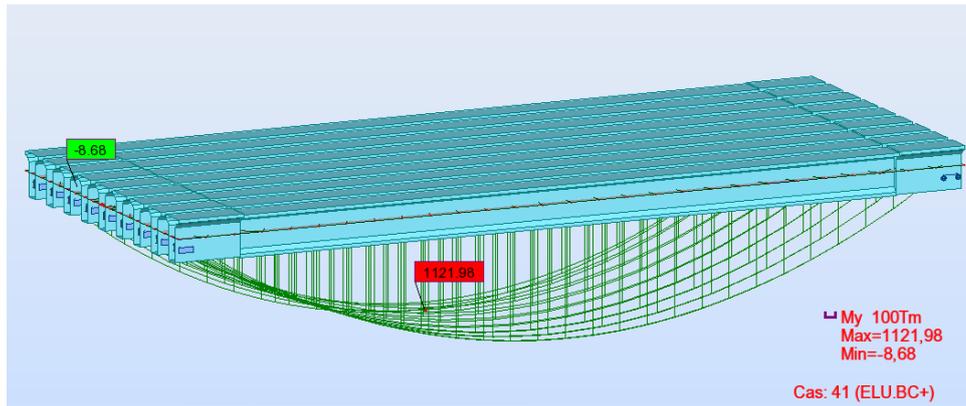


Diagramme des moments fléchissants sous combinaison Bc à l'ELU

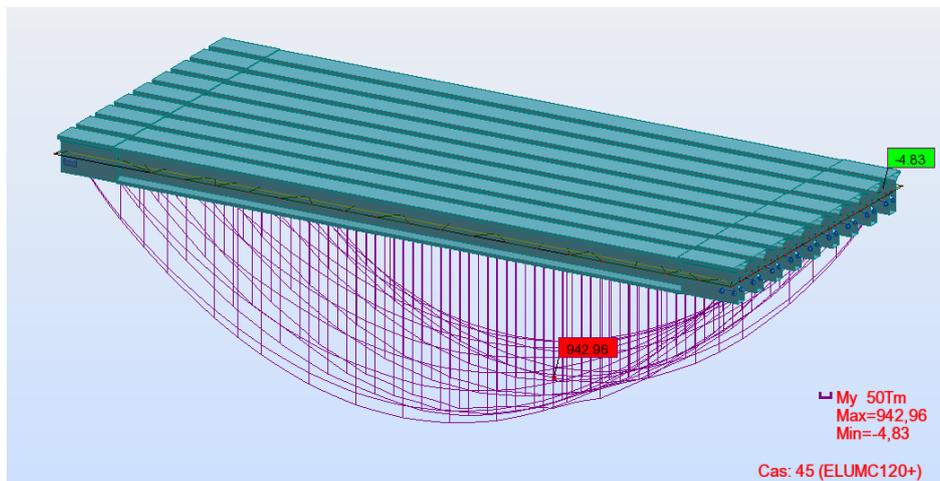


Diagramme des moments fléchissants sous combinaison Mc120 à l'ELU

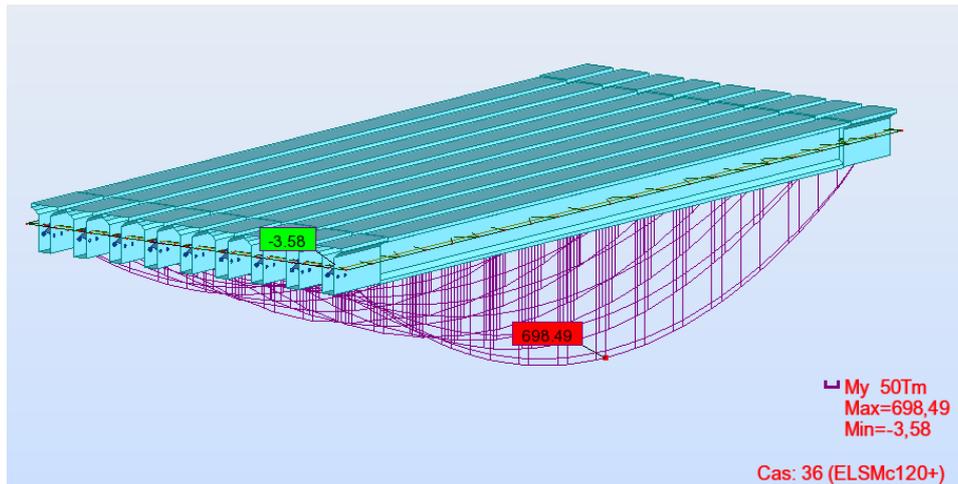


Diagramme des moments fléchissants sous combinaison Mc120 à l'ELS

Annexe 2 :

➤ Phase 2 :

$$k=1 ; P_1=2.04 \text{ MN}$$

- Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma = \frac{4 \times P}{B_n} = \frac{4 \times 2.04}{0.62} = 13.16 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au moment de précontrainte :

$$M_p = -P \sum (V'_n - Y_i) = -8.28 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = -7.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = 11.51 \text{ MPa}$$

- Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = 8.38 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -2.1 \text{ vérifié}$$

$$\sigma_{inf} = 20.45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 24 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

➤ Phase 3 :

$$P_1 = (1.02 \times 1422.8 - 0.8 \times 0.27 \times 1422.8) \times 1 \times 0.001668$$

$$P_1 = 1.90 \text{ MN}$$

- Contrainte due à la précontrainte

$$\sigma = \frac{4 \times P}{B_n} = \frac{4 \times 1.90}{0.62} = 12.31 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au moment de précontrainte

$$M_p = -P \sum (V'_n - Y_i) = -7.71 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = -7.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = 10.71 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_{poutre} = 4.37 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = 4.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = -6.07 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = 9.13 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -2.1 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

$$\sigma_{inf} = 16.95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 24 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

➤ Phase 4 :

$$P_1 = (1.02 \times 1422.8 - 0.8 \times 0.27 \times 1422.8) \times 1 \times 0.001668$$

$$P_1 = 1.90 \text{ MN}$$

- Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma = \frac{4 \times P}{B_h} = \frac{4 \times 1.90}{1.01} = 7.52 \text{ MPa}$$

- **Contrainte due au moment de précontrainte :**

$$M_p = -P \sum (V'_n - Y_i) = -9.91 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_h}{I_h} = -13.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_h}{I_h} = 27.78 \text{ MPa}$$

- **Contrainte due au poids propre de la poutre :**

$$M_{poutre} = 4.37 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_h}{I_h} = 5.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_h}{I_h} = -12.25 \text{ MPa}$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{sup} = 0.25 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = 0 \text{ vérifié}$$

$$\sigma_{inf} = 23.05 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 24 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

➤ **Phase 5 :**

Vérification des contraintes en service : (sous la combinaison D240) :

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P(x, t)$$

$$P_2 = (0.98 \times 1422.8 - 1.2 \times 0.3 \times 1422.8) \times 1 \times 0.001668$$

$$P_2 = 1.47$$

- **Contrainte due à la précontrainte :**

$$\sigma = \frac{4 \times P}{B_h} = \frac{4 \times 1.47}{1.01} = 5.82 \text{ MPa}$$

- **Contrainte due au moment de précontrainte :**

$$M_p = -P \sum (V'_n - Y_i) = -7.67 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_h}{I_h} = -10.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_h}{I_h} = 21.50 \text{ MPa}$$

- **Contrainte due au chargement le plus défavorable :**

$$M_{poutre} = 7.88 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_h}{I_h} = 10.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_h}{I_h} = -22.09 \text{ MPa}$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{sup} = 6.09 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{cs}} = 0 \text{ vérifié}$$

$$\sigma_{inf} = 5.23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ti}} = 24 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

Annexe 3 :

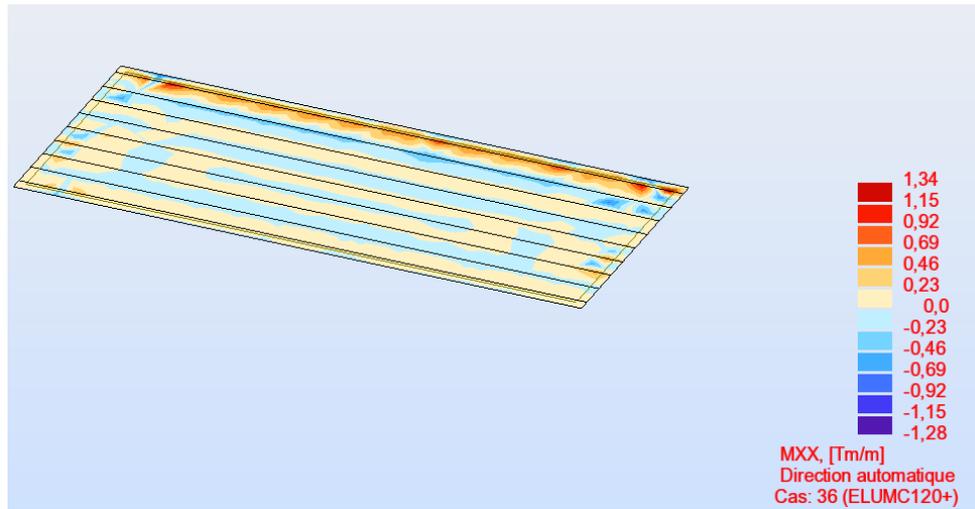
Tabulka C.100. Spojení jedničkových momentových ploch
(výpočet integrálu $\int M_i M_k dx$)

$M_i \backslash M_k$								
	acl	$\frac{1}{2}acl$	$\frac{1}{2}al(c+d)$	$\frac{1}{2}al(c-d)$	$\frac{1}{2}adl$	$\frac{1}{2}acl$	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{3}adl$
	$\frac{1}{2}acl$	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{6}al(2c+d)$	$\frac{1}{6}al(2c-d)$	$\frac{1}{6}adl$	$\frac{1}{6}ac(l+f)$	$\frac{1}{4}acl$	$\frac{1}{12}adl$
	$\frac{1}{2}bcl$	$\frac{1}{6}bcl$	$\frac{1}{6}bl(c+2d)$	$\frac{1}{6}bl(c-2d)$	$\frac{1}{3}bdl$	$\frac{1}{6}bc(l+d)$	$\frac{1}{12}bcl$	$\frac{1}{4}bdl$
	$\frac{1}{2}(a+b)cl$	$\frac{1}{6}(2a+b)cl$	$\frac{l}{6}[a(2c+d)+b(c+2d)]$	$\frac{l}{6}[a(2c-d)+b(c-2d)]$	$\frac{1}{6}dl(a+2b)$	$\frac{c}{6}[a(l+f)+b(l+d)]$	$\frac{1}{12}cl(3a+b)$	$\frac{1}{12}dl(a+3b)$
	$\frac{2}{3}acl$	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{3}al(c+d)$	$\frac{1}{3}al(c-d)$	$\frac{1}{3}adl$	$\frac{1}{3l}ac(l^2+df)$	$\frac{1}{5}acl$	$\frac{1}{5}adl$
	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{4}acl$	$\frac{1}{12}al(3c+d)$	$\frac{1}{12}al(3c-d)$	$\frac{1}{12}adl$	$\frac{1}{12l}ac(d^2+3fl)$	$\frac{1}{5}acl$	$\frac{1}{30}adl$
	$\frac{1}{3}bcl$	$\frac{1}{12}bcl$	$\frac{1}{12}bl(c+3d)$	$\frac{1}{12}bl(c-3d)$	$\frac{1}{4}bdl$	$\frac{1}{12l}bc(3ld+f^2)$	$\frac{1}{30}bcl$	$\frac{1}{5}bdl$
	$\frac{2}{3}acl$	$\frac{5}{12}acl$	$\frac{1}{12}al(5c+3d)$	$\frac{1}{12}al(5c-3d)$	$\frac{1}{4}adl$	$\frac{1}{12l}ac(5l^2-dl-d^2)$	$\frac{3}{10}acl$	$\frac{2}{15}adl$
	$\frac{2}{3}bcl$	$\frac{1}{4}bcl$	$\frac{1}{12}bl(3c+5d)$	$\frac{1}{12}bl(3c-5d)$	$\frac{5}{12}bdl$	$\frac{1}{12l}bc(5l^2-fl-f^2)$	$\frac{2}{15}bcl$	$\frac{3}{10}bdl$

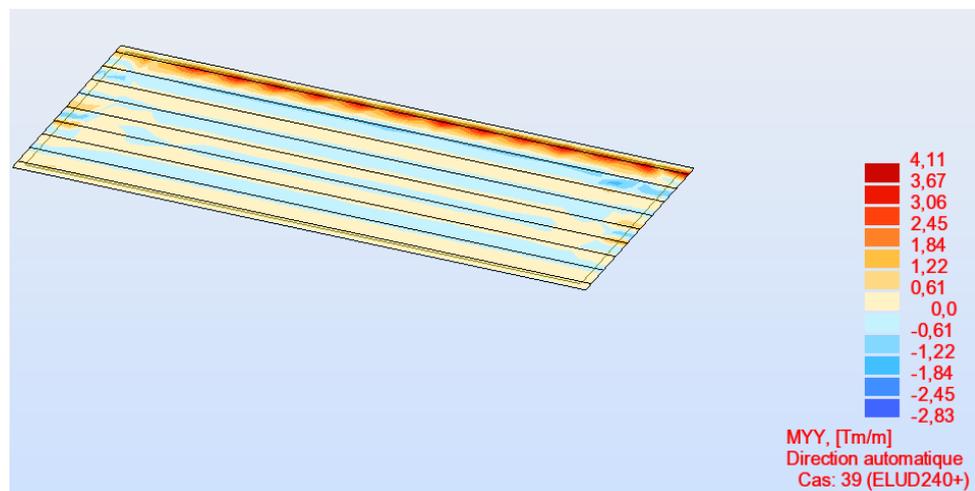
o značí vrchol kvadratické paraboly

Surfaces des diagrammes des moments

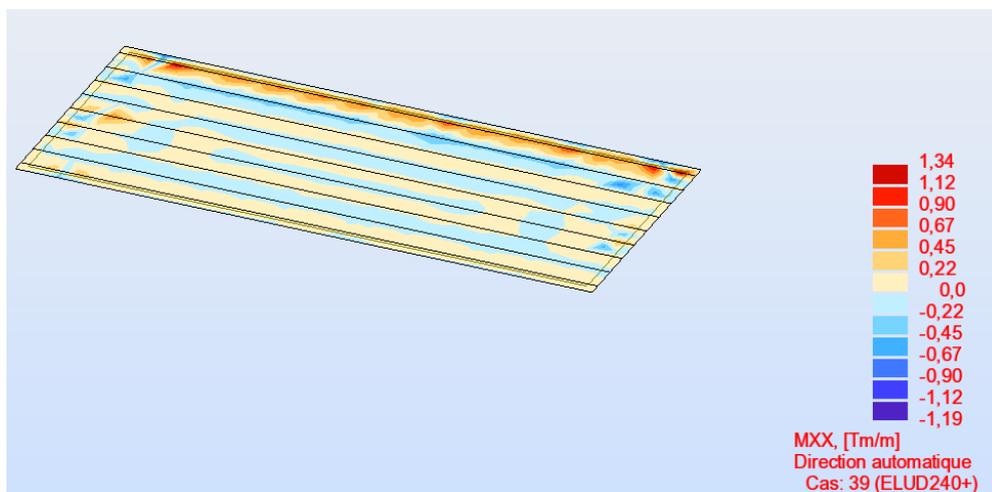
Annexe 4 :



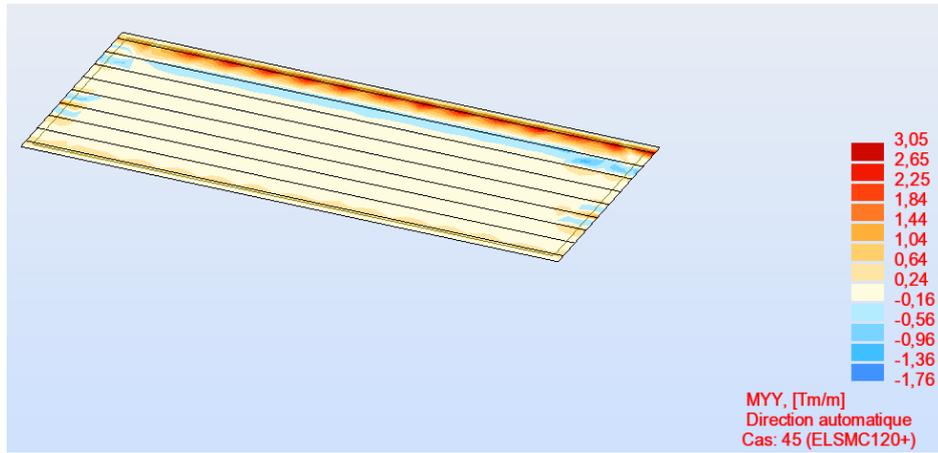
Moment dû à Mc120 à l'ELU dans la direction X-X'



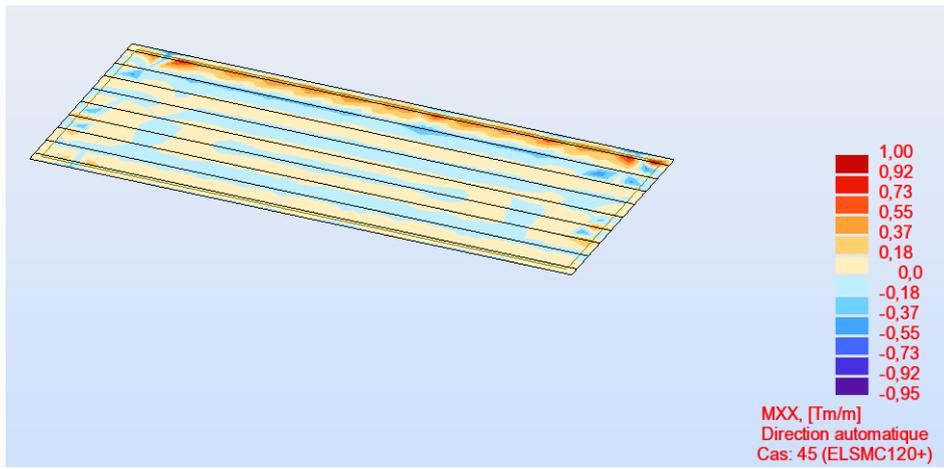
Moment dû à D240 à l'ELU dans la direction Y-Y'



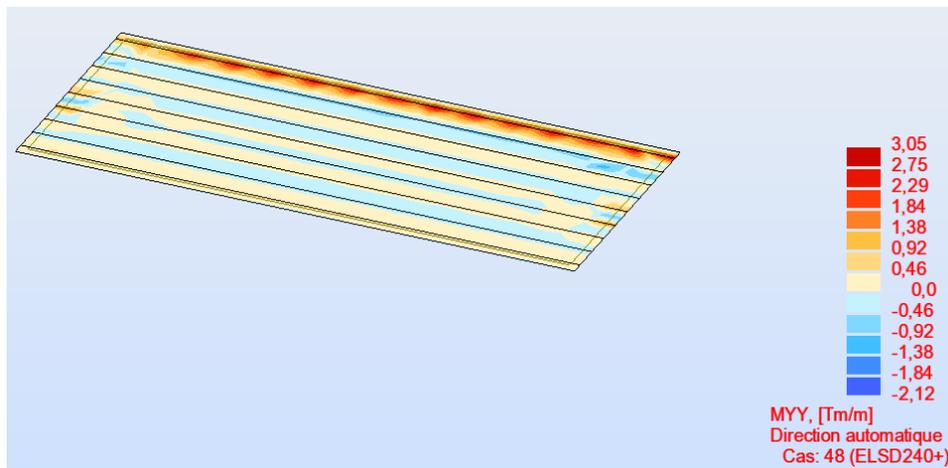
Moment dû à D240 à l'ELU dans la direction X-X'



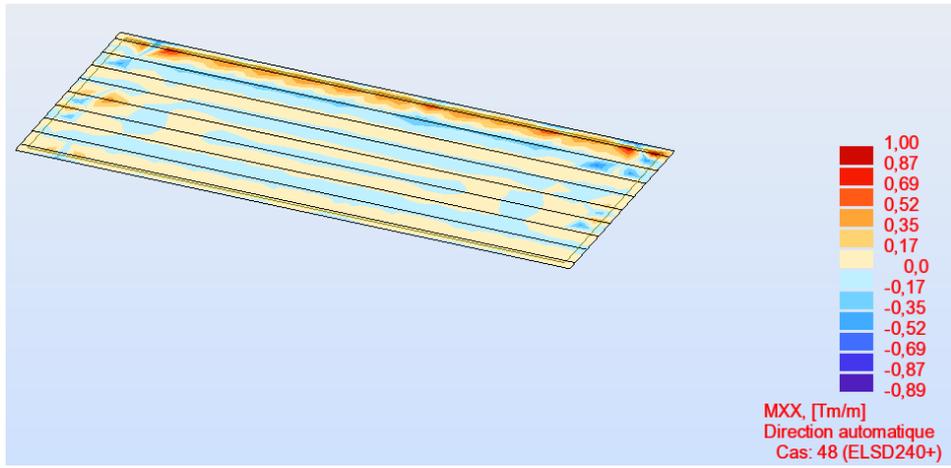
Moment dû à Mc120 à l'ELS dans la direction Y-Y'



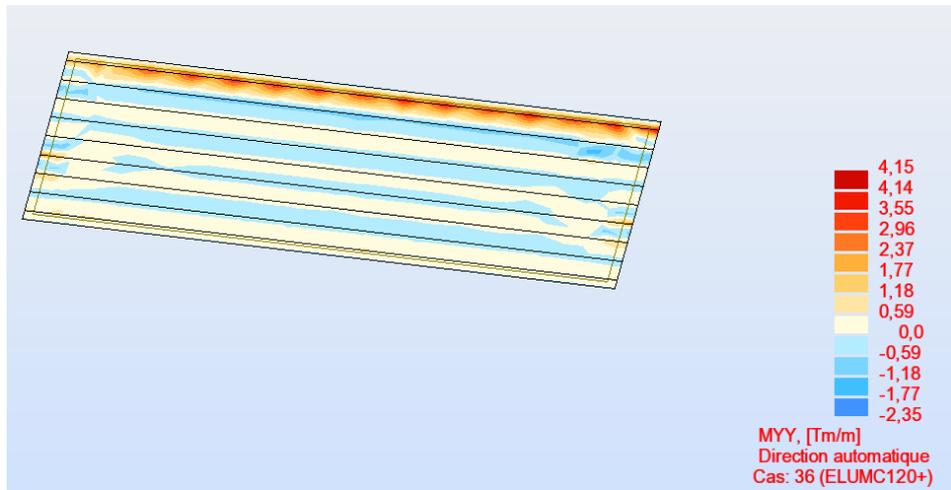
Moment dû à Mc120 à l'ELS dans la direction X-X'



Moment dû à D240 à l'ELS dans la direction Y-Y'



Moment dû à D240 à l'ELS dans la direction X-X'



Moment dû à Mc120 à l'ELU dans la direction Y-Y'

Annexe 5 :

Ferrailage de l'hourdis :

1) Suivant X-X' :

Calcul de Section en Flexion Simple

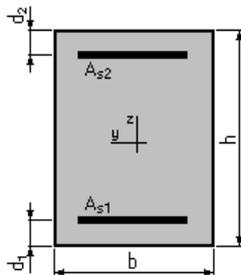
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 20.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1.67	-2.73
Etat Limite de Service	1.25	-2.02
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 5.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 2.7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.62$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.18$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1.67 \text{ (T*m)}$ $M_{\min} = -2.73 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.53 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2.5 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 14.0 \text{ (cm)}$ Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.98 \text{ (‰)}$ Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$ **Cas ELS** $M_{\max} = 1.25 \text{ (T*m)}$ $M_{\min} = -2.02 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 4.4 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 13.5 \text{ (cm)}$ Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6.9 \text{ (MPa)}$ Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

2) Suivant Y-Y' :

Calcul de Section en Flexion Simple

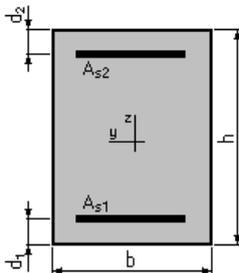
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	8.46	-8.13
Etat Limite de Service	6.33	-6.09
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 20.1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 19.3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 2.7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 2.63 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.18 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 8.46$ (T*m) $M_{\min} = -8.13$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 5.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 12.9$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 6.78$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 14.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 6.33$ (T*m) $M_{\min} = -6.09$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 6.5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 12.8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12.5$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 41.3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Annexe 6 :

Ferrailage longitudinal du chevêtre :

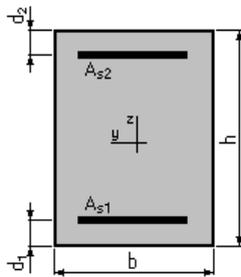
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 210.0$ (cm)
 $h = 150.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	108.18	-407.31
Etat Limite de Service	80.29	-302.28
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 30.4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 88.6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 30.4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.39$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 108.18$ (T*m) $M_{\min} = -407.31$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 13.5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 139.6$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.02$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 128.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 80.29$ (T*m) $M_{\min} = -302.28$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 35.4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 133.2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.4$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 69.4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Ferrailage longitudinal du fût :

Calcul de Section en Flexion Composée

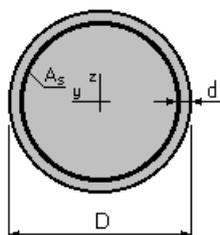
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 150.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (T)	M _y (T*m)
1.	ELU	732.53	262.58
2.	ELS	543.53	220.02

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 35.3$ (cm²)

Section minimum théorique $A_{s_{min}} = 35.3$ (cm²)

$\rho = 0.20$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Section maximum $A_{s_{max}} = 883.6$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 732.53 (T)** **M_y = 262.58 (T*m)** **M_z = 0.00 (T*m)**

Coefficient de sécurité: 1.77 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 92.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 101.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 1.98$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 395.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 543.53 (T)** **M_y = 220.02 (T*m)** **M_z = 0.00 (T*m)**

Coefficient de sécurité: 1.47

Position de l'axe neutre: $y = 90.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 107.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 99.3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 155.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)