

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Travaux Publics



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

*Étude d'un tablier de pont à poutres en béton précontraint par post-tension, situé
au PK 41+780 du projet de dédoublement de la RN 127 au niveau de l'évitement
de la ville de Sebt Aziz dans la wilaya de Médéa.*

Présenté par :

M. GUESSAB Anis

Devant le jury composé de :

Mme HELLAL Ourida

M.C.B à l'UMMTO

Présidente.

Mme KHAL Nassima

M.C.A à l'UMMTO

Examinatrice.

Mme BELHOCINE Malika

M.C.B à l'UMMTO

Encadrante.

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Allah le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir de modeste travail.

En second lieu, j'tiens à remercier ma promotrice Madame BELHOCINE Malika, pour sa patience et son aide, leurs précieux conseils durant toute la période du travail.

Je remercie tout le personnel de l'entreprise "COSIDER ouvrage d'art" et spécialement Monsieur MAZOUZI Imad pour leur aide à l'accès à la documentation du projet et je remercie également tout le personnel de l'entreprise "ENGOA" et spécialement Mesdames MECHANI et ACHIR pour leur aide au long de mon stage pratique.

À tous les enseignants de département de travaux publics de l'UMMTO sans exception qui ont contribué à ma formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

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

Enfin, mes remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui m'ont aidé, encourager et m'ont soutenu.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

à ceux que j'aime :

*Mes chers parents qui ont toujours été présent pour me soutenir,
me conseiller, sacrifient pour moi et m'avaient permis d'arriver à ce stade
d'éducation.*

à mon frère et mes sœurs

à toute ma famille et mes proches

à Madame MEZIANE Yamina

*à tous mes amis, en particulier : Mohamed Lamine, Slimane, Mohand,
Malek, Hakim, Mahmoud, Mourad et HACHEMANI Toufik.*

*à tous mes enseignants du cycle primaire à l'université de Mouloud
Mammeri de Tizi-Ouzou.*

*à toute la promotion VOA 2025 : Ahmed, Idir, Koceila, Menad et
Syphax.*

GUESSAB Anis

Résumé

Ce mémoire concerne l'étude d'un tablier de pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension, situé au projet de la réalisation du dédoublement de la RN127 (ex CW 19) entre la RN14 au PK 76+000, commune de Layoune Wilaya de Tissemsilt) et l'autoroute Nord-Sud (Echangeur Ksar El Boukhari Wilaya de Médéa), sur 72,7 Km. L'ouvrage en question se situe au PK 41+780 au niveau de l'évitement de Sebt Aziz à la Wilaya de Médéa sur Oued Bouzarou. L'objectif de cette étude est de dimensionner et analyser le comportement des différents éléments constitutifs du tablier du pont étudié, face à diverses sollicitations, à savoir les charges permanentes, les charges dues à la circulation et à l'équipement. Cette analyse vise à évaluer la capacité de chaque composant à résister à ces sollicitations. Ensuite, on adapte leurs ferraillements adéquats pour garantir une meilleure résistance, sécurité et assurer la performance de l'ouvrage d'art. L'étude numérique est effectuée en utilisant le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 », pour modéliser les éléments de tablier de l'ouvrage d'art étudié. Ces modèles décrivent approximativement le comportement de la structure et ses différents composants sous diverses conditions. Cela permet d'avoir une compréhension plus précise du fonctionnement de l'ouvrage. Toutes les vérifications ont été effectuées pour l'étude de la précontrainte des torons utilisés pour chaque poutre. La force de précontrainte est calculée pour équilibrer les moments de flexion maximaux.

Mots clés

Pont, béton précontraint, post-tension, dimensionnement, charges et surcharges, modélisation.

Abstract

This thesis concerns the study of a bridge deck with multiple beams in prestressed concrete by post-tensioning, located at the project of the realization of the doubling of the National road number 127 (formerly CW 19) between the NR14 at KP 76 + 000, Municipality of Layoune Wilaya of Tissemsilt) and the North-South motorway (Ksar El Boukhari interchange Wilaya of Médéa), over 72,7 km. The structure in question is located at KP 41 + 780 at the Sebt Aziz bypass in the Wilaya of Médéa on Oued (river) Bouzarou. The objective of this study is to dimension and analyze the behavior of the different constituent elements of the deck of the bridge studied, facing various stresses, namely permanent loads, loads due to traffic and equipment. This analysis aims to assess the capacity of each component to withstand these stresses. Then, their appropriate reinforcements are adapted to guarantee better resistance, safety and ensure the performance of the structure. The digital study is carried out using the software « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 », to model the deck elements of the structure studied. These models approximately describe the behavior of the structure and its various components under various conditions. This provides a more precise understanding of how the structure operates. All checks were carried out to study the prestressing of the strands used for each beam. The prestressing force is calculated to balance the maximum bending moments.

Keywords

Bridge, prestressed concrete, post-tensioning, design, loads and overloads, modeling.

Tables des matières

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Liste des abréviations

Introduction générale 1

Chapitre I : Généralités sur les ponts

I.1. Introduction	3
I.2. Définition d'un pont	3
I.3. Composition de la structure des ponts	3
I.3.1. Composantes de l'infrastructure	4
I.3.2. Composantes de la superstructure	5
I.4. Classification des ponts	5
I.4.1. Classification selon la voie considérée	5
I.4.2. Classification selon la voie portée	5
I.4.3. Classification selon la structure	6
I.4.4. Classification suivant le fonctionnement mécanique	7
I.4.5. Classification selon la nature	8
I.4.6. Classification suivant les matériaux de construction	9
I.5. Ponts en béton précontraint	10
I.5.1. Précontrainte	10
I.5.2. Méthodes de précontrainte	10
I.5.2.1. Méthode de pré-tension	10
I.5.2.2. Méthode de post-tension	10
I.6. Avantages et inconvénients du béton précontraint	11
I.7. Types de pont en béton précontraint	11
I.7.1. Les ponts à poutre en béton précontraint	11
I.7.2. Les ponts dalle en précontrainte	11
I.8. Conclusion	12

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction	13
II.2. Présentation du projet	13
II.2.1. Situation de l'ouvrage	13
II.2.2. Description de l'ouvrage	14
II.3. Structure du pont	15
II.3.1. Superstructure	15
II.3.2. Infrastructure	15
II.3.3. Equipements	15
II.4. Données relatives de notre ouvrage	17
II.4.1. Données fonctionnelles	17
II.4.2. Données naturelles	19
II.4.2.1. Données topographiques	19
II.4.2.2. Données géotechniques	19
II.4.2.3. Données hydrauliques	20
II.4.2.4. Des données climatiques	20
II.4.2.5. Données sismiques	21
II.5. Conclusion	23

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

III.1. Introduction.....	24
III.2. Béton	24
III.2.1. Caractéristiques mécaniques du béton	24
III.2.1.1. Résistance à la compression	24
III.2.1.2. Résistance à la traction	25
III.2.1.3. Contraintes admissibles de compression du béton	25
III.2.1.4. Module de déformation longitudinale « E »	26
III.2.1.5. Module de déformation transversale « G »	27
III.3. Armatures	28
III.3.1. Aciers passifs	29
III.3.1.1. Contrainte limite de l'acier	29
III.3.2. Aciers de précontrainte (actifs)	30
III.4. Conclusion	31

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments du tablier

IV.1. Introduction	32
IV.2. Pré-dimensionnement de la poutre	32
IV.2.1. Hauteur de la poutre « H_p »	32
IV.2.2. Entre axes des poutres « λ »	33
IV.2.3. Nombre de poutre « N »	33
IV.2.4. L'épaisseur de l'âme « b_0 »	33
IV.2.5. Table de compression	34
IV.2.6. Talon	35
IV.2.7. Gousset	36
IV.3. Pré-dimensionnement de l'hourdis (dalle)	36
IV.4. Caractéristiques géométriques de la poutre	38
IV.4.1. Définitions	38
IV.4.1.1. Section brute	38
IV.4.1.2. Section nette	38
IV.4.1.3. Notions utilisées	38
IV.5. Caractéristiques géométriques des sections des poutres	39
IV.5.1. Poutres sans hourdis	39
IV.5.2. Poutres avec hourdis (dalle de 25cm)	43
IV.6. Sections géométriques des sections nettes	44
IV.6.1. Poutre + Hourdis	45
IV.7. Conclusion	45

Chapitre V : Calcul des charges et surcharges

V.1. Introduction	46
V.2. Calcul de la charge permanente (CP).....	46
V.2.1. Poids de la poutre.....	46
V.2.1.1. Sections des poutres	46
V.2.1.2. Section équivalente de la poutre « $S_{\text{éq}}$ »	47
V.2.1.3. Le poids propre de la poutre« P_{poutre} »	48
V.2.1.4. Le poids de toutes les poutres « P_{poutres} »	48
V.2.2. Poids de la dalle « P_{dalle} »	48
V.3. Calcul du complément des charges permanente (CCP)	49
V.3.1. Trottoir.....	49
V.3.2. Garde-corps.....	49
V.3.3. Corniche	50
V.3.4. Glissière de sécurité métallique	50
V.3.5. Revêtement	50
V.4. Calcul des surcharges routières	51
V.4.1. Système de charges A	53
V.4.2. Système de charge B	55
V.4.2.1. Système de charges B_c	55
V.4.2.2. Surcharge B_t	58
V.4.2.3. Surcharge B_r	59
V.4.3. Convoie M_c 120.....	59
V.4.4. Charge exceptionnelle D240.....	61
V.5. Autres charges	61
V.5.1. Surcharge sur trottoir.....	61
V.5.2. Charge sur le garde-corps.....	62
V.5.3. Charge du vent	62
V.6. Conclusion.....	62

Chapitre VI : Modélisation du tablier

VI.1. Introduction	64
VI.2. Présentation du logiciel.....	64
VI.3. Modélisation du tablier	65
VI.3.1. Définitions des éléments et étapes de la modélisation.....	65

VI.3.2. Définition des différentes charges (permanentes et d'exploitations)	74
VI.3.3. Lancement du calcul	85
VI.3.4. Efforts internes dans les poutres.....	85
VI.4. Conclusion	88

Chapitre VII : Étude de l'hourdis

VII.1. Introduction.....	89
VII.2. Étude de l'hourdis	89
VII.2.1. Flexion dans le sens transversal de la dalle (Y-Y).....	89
VII.2.2. Flexion dans le sens longitudinal de la dalle (X-X).....	91
VII.3. Ferrailage de la dalle	92
VII.3.1. Ferrailage de la dalle dans le sens transversal de la dalle (Y-Y)	92
VII.3.1.1. Ferrailage de la dalle aux appuis	92
VII.3.1.2. Ferrailage de la dalle en travée	95
VII.3.2. Ferrailage de la dalle dans le sens longitudinal (X-X)	97
VII.3.2.1. Ferrailage de la dalle aux appuis	97
VII.3.2.2. Ferrailage de la dalle en travée	99
VII.3.3. Ferrailage général de la dalle	101
VII.3.3.1. Armatures transversales de la dalle	101
VII.3.3.2. Armatures longitudinales de la dalle	102
VII.4. Conclusion	102

Chapitre VIII : Étude de la précontrainte

VIII.1. Introduction	103
VIII.2. Historique de la précontrainte.....	103
VIII.3. Principales méthodes de précontrainte	103
VIII.4. Définition des classes de précontrainte	103
VIII.5. Calcul de la précontrainte	104
VIII.6. Détermination de l'effort la précontrainte.....	104
VIII.7. Détermination du nombre de câbles.....	107
VIII.8. Détermination du nombre de câbles à mettre en tension à l'about.....	108
VIII.9. Tracé des câbles	111
VIII.9.1. Disposition constructive des câbles	111
VIII.9.2. Détermination de l'angle de relevage :	113
VIII.9.3. Tracé individuel des câbles et détermination de « xk » et « xd »	114

VIII.9.4. Position et analyse de chaque câble en différentes positions	117
VIII.9.5. Calcul des caractéristiques géométriques nettes	117
VIII.10. Calcul des pertes	118
VIII.10.1. Pertes instantanées	119
VIII.10.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine	119
VIII.10.1.2. Perte par recul d'ancrage.....	120
VIII.10.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton	125
VIII.10.1.4. Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_{inst}(x)$ »	130
VIII.10.1.5. Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}(x)$ »	131
VIII.10.2. Pertes différées.....	131
VIII.10.2.1. Perte due au retrait du béton.....	131
VIII.10.2.2. Perte due à la relaxation des aciers « BPEL 91 Art3.3.23 »	133
VIII.10.2.3. Perte dues au fluage « BPEL 91 Art 3.3.22 »	134
VIII.11. Représentations des résultats finaux	142
VIII.11.1. Tension finale probable	142
VIII.11.2. Pertes totales	143
VIII.12. Conclusion	144

Chapitre IX : Étude des appareils d'appuis

IX.1. Introduction	145
IX.2. Description et fonctionnement	145
IX.3. Types des appareils d'appuis	145
IX.4. Appareils d'appuis en élastomère fretté de type B.....	145
IX.5. Réactions maximums.....	146
IX.6. Dimensionnement des appareils d'appui	146
IX.7. Pré-dimensionnement en plan de l'appareil.....	147
IX.7.1. L'aire des appareils d'appuis (a×b)	148
IX.7.2. Pré-dimensionnement d'épaisseur nominale total d'élastomère « T_e »	148
IX.7.3. Epaisseur des frettes.....	148
IX.8. Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions.....	150
IX.8.1. Efforts dus aux déformations.....	150
IX.8.2. Action dynamique.....	151
IX.9. Critères de stabilité	153
IX.9.1. Condition limite en rotation	153
IX.9.2. Stabilité au flambement.....	154

IX.9.3. Condition de non-glissement.....	155
IX.10. Etude de dés d'appuis	156
IX.11. Conclusion	158
Conclusion générale.....	159
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les ponts

Figure I.1: Composantes d'un pont.....	4
Figure I.2: Pont à poutre.	7
Figure I.3: Pont en arc.....	8
Figure I.4: Pont à câble.....	8
Figure I.6: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension.	10
Figure I.7: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post-tension.....	11

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Figure II.1: Situation du projet sur Google Earth.....	13
Figure II.2: Vue en plan de l'ouvrage.	14
Figure II.3: Appareils d'appuis d'un pont.	16
Figure II.4: Pose d'un joint de chaussée d'un pont.....	16
Figure II.5: Tracé en plan du pont.....	18
Figure II.6: Profil en long du pont.	18
Figure II.7: Profil en travers de la culée.	19
Figure II.8: Situation du projet sur la carte de zonage sismique de territoire national.	22

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

Figure III.1: Évolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.	25
Figure III.2: Diagramme de contraintes-déformations du béton en compression.	26
Figure III.3: Module de déformation longitudinale du béton.....	27
Figure III.4: Diagramme des contraintes-déformations en traction simple.	30
Figure III.5: Diagramme contraintes déformations pour les aciers actifs.....	31

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments du tablier

Figure IV.1: Coupe transversale d'une poutre.....	32
Figure IV.2 : Table de compression et hourdis (SETRA).	34
Figure IV.3: Hourdis intermédiaire.....	37
Figure IV.4: Hourdis général.	37
Figure IV.5: Notation utilisées.....	39
Figure IV.6: Section d'about de la poutre d'about sans hourdis.	40

Figure IV.7: Section intermédiaire de la poutre intermédiaire sans hourdis.	41
Figure IV.8: Section médiane de la poutre médiane sans hourdis.	42

Chapitre V : Calcul des charges et surcharges

Figure V.1: Coupe longitudinale de la demi poutre.	47
Figure V.2: Partie de la dalle supportée par la poutre intermédiaire et la poutre de rive.	48
Figure V.3: Détail trottoir.	49
Figure V.4: Vue perspective et détail corniche.	50
Figure V.5: Système de charge B_c	56
Figure V.6: Système B_t	58
Figure V.7: Système B_r	59
Figure V.8: Convoie M_c 120.	60
Figure V.9: Système D240.	61
Figure V.10: Charge sur le garde-corps.	62

Chapitre VI : Modélisation du tablier

Figure VI.1: Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016.	65
Figure VI.2: Choix de la structure.	65
Figure VI.3: Réglage des dimensions.	66
Figure VI.4: Réglage de force.	66
Figure VI.5: Réglage des différentes normes de conception.	67
Figure VI.6: Réglage des charges.	67
Figure VI.7: Réglage de matériaux.	68
Figure VI.8: Définition des lignes de construction.	68
Figure VI.9: Affichage des lignes de construction.	69
Figure VI.10: Les sections de la poutre.	69
Figure VI.11: Importation de la section d'about de la poutre.	70
Figure VI.12: Importation de la section intermédiaire de la poutre.	70
Figure VI.13: Importation de la section médiane de la poutre.	71
Figure VI.14: Aperçu des poutres.	71
Figure VI.15: Définition d'appui double.	72
Figure VI.16: Définition d'appui simple.	72
Figure VI.17: Introduction des appareils d'appuis.	73
Figure VI.18: Définition du contour de la dalle.	73
Figure VI.19: Définition de la dalle.	74

Figure VI.20: Aperçu de la dalle.....	74
Figure VI.21: Introduction des différentes charges.....	75
Figure VI.22: Définition de G_{trottoir}	76
Figure VI.23: Définition de G_{corniche}	77
Figure VI.24: Définition de $G_{\text{garde-corps}}$	78
Figure VI.25: Définition de $G_{\text{glissière}}$	79
Figure VI.26: Définition de $G_{\text{revêtement}}$	80
Figure VI.27: Définition de Q_{trottoir}	81
Figure VI.28: Définition de Q_{Al}	82
Figure VI.29: Définition de la charge B_c deux voies chargées.....	83
Figure VI.30: Définition de la charge M_c120	83
Figure VI.31: Définition de la charge D240.....	84
Figure VI.32: Les différentes combinaisons de charges.....	85
Figure VI.33: Lancement du calcul.....	85
Figure VI.34: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	86
Figure VI.35: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	86
Figure VI.36: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	87
Figure VI.37: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	87

Chapitre VII : Étude de l'hourdis

Figure VII.1: Moment max transversal (M_{yy}) à l'ELU.....	89
Figure VII.2: Moment max transversal (M_{yy}) à l'ELS.....	90
Figure VII.3: Effort tranchant max (Q_{yy}) transversal à l'ELU.....	90
Figure VII.4: Moment max longitudinal (M_{xx}) à l'ELU.....	91
Figure VII.5: Moment max longitudinal (M_{xx}) à l'ELS.....	91
Figure VII.6: Effort tranchant max longitudinal (Q_{xx}) à l'ELU.....	92
Figure VII.7: Ferrailage transversal de la dalle.....	101
Figure VII.8: Ferrailage longitudinal de la dalle.....	102

Chapitre VIII : Étude de la précontrainte

Figure VIII.1: Disposition des câbles (section d'about).....	112
Figure VIII.2: Disposition des câbles (section médiane).....	112
Figure VIII.3: Tracé des câbles.	115
Figure VIII.4: Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°1.....	12
Figure VIII.5: Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°2.....	122
Figure VIII.6: Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°3.....	124

Chapitre IX : Étude des appareils d'appuis

Figure IX.1: Appareil d'appui en élastomère fretté de type B.	146
Figure IX.2: Constitution type d'un appareil d'appui de type B.	147
Figure IX.3: Épaisseurs des frettes de l'appareil d'appui.....	149
Figure IX.4: Dimensions de dé d'appuis.	157
Figure IX.5: Ferrailage du dé d'appui.	158

Listes des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les ponts

Tableau I.1: Avantages et inconvénients du béton précontraint.	11
--	----

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Tableau II.1: Classification des ponts (RPOA 2008).	22
Tableau II.2: Coefficients d'accélération selon la zone.	22

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

Tableau III.1: Tableau des formules de calcul des déformations instantanées et différées.	27
---	----

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments du tablier

Tableau IV.1: Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.	40
Tableau IV.2: Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.	41
Tableau IV.3: Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.	42
Tableau IV.4: Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis. ...	43
Tableau IV.5: Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis.	44
Tableau IV.6: Sections géométriques nettes.	45

Chapitre V : Calcul des charges et surcharges

Tableau V.1: Poids total du tablier en (t/ml).	51
Tableau V.2: Classe de pont.	53
Tableau V.3: Valeurs de coefficient a_l de dégressivité transversale de la charge.	54
Tableau V.4: Valeurs de L_{v0}	54
Tableau V.5: Valeur de la charge A en fonction du nombre de voies chargées.	54
Tableau V.6: Système de charge B_c	55
Tableau V.7: Valeurs de coefficient b_c	57
Tableau V.8: Résultat de système de charge B_c par essieu.	57
Tableau V.9: Valeurs de coefficient b_t	58
Tableau V.10: Résultat de système de charge B_t par essieu.	59

Chapitre VI : Modélisation du tablier

Tableau VI.1: Différentes combinaisons de charges.	84
Tableau VI.2: Efforts internes maximum dans les poutres.....	88

Chapitre VII : Étude de l'hourdis

Tableau VII.1: Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle.	101
---	-----

Chapitre VIII : Étude de la précontrainte

Tableau VIII.1: Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (Poutre +hourdis).....	105
Tableau VIII.2: Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (poutre seule).	109
Tableau VIII.3: Tableau récapitulatif des résultats obtenus.....	116
Tableau VIII.4: Positions et angles de chaque câble dans les différentes positions.	117
Tableau VIII.5: Caractéristiques géométriques nettes de poutre+hourdis et poutre seule.	118
Tableau VIII.6: Récapitulatif des pertes par frottement « $\Delta\sigma_f(x)$ » (MPa).	119
Tableau VIII.7: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage « $\Delta\sigma_g(x)$ » (MPa).	125
Tableau VIII.8: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1 ^{ère} famille).	128
Tableau VIII.9: Pertes subies par la 1 ^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2 ^{ème} famille.	130
Tableau VIII.10: Pertes instantanées totales à différentes sections « $\Delta\sigma_{inst}(x)$ » (MPa)...	130
Tableau VIII.11: Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}(x)$ » (MPa).....	131
Tableau VIII.12: Valeurs des pertes dues au retrait de béton « $\Delta\sigma_r$ » (MPa).	133
Tableau VIII.13: Récapitulatif des pertes par relaxation dans les câbles « $\Delta\sigma_p(x)$ » (MPa).	134
Tableau VIII.14: Récapitulatif des pertes par fluage « $\Delta\sigma_{fl}(x)$ ».	141
Tableau VIII.15: Pertes différées totales « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » dans les différentes sections.	142
Tableau VIII.16: Tensions finales probables « $\sigma_{p\infty}(x)$ » (MPa).	142
Tableau VIII.17: Récapitulatif des pertes totales « $\Delta\sigma_{Tot}(x)$ » par famille.	143
Tableau VIII.18: Récapitulatif des pertes totales « $\Delta\sigma_{Tot}(\%)$ ».....	143

Liste des symboles

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

f_{bu} : Résistance caractéristique du béton à l'ELU.

σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier passif.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction de l'acier passif.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif

E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γ : Masse volumique du béton.

ν : Coefficient de poisson.

H_p : Hauteur de la poutre.

E_p : Épaisseur de l'âme.

Δ : Axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe
(Δ)

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

S_Δ : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).

r : Rayon de giration.

B : section de l'élément.

I_Δ : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à (Δ).

B_{bru} : Section brute.

B_{net} : Section nette.

V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

$S_{\text{éq}}$: Section équivalente de la poutre.

L_c : Largeur chargeable.

L_v : Largeur d'une voie.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

b_c : Coefficient de pondération du convoi Bc.

G: Charge permanente.

q: Charge d'exploitation.

δ : Coefficient de majoration dynamique.

A_s : Section d'armature.

ψ_s : Coefficient descellement relatif à une armature.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$M_g(x)$: Moment du au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

P_{min} : Précontrainte minimale.

P_0 : Effort à l'origine.

e_0 : Excentricité du câble.

d: enrobage des armatures

F_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

F_{peg} : Limite élastique garantie des aciers actifs.

f : Coefficient de frottement en angulaire.

φ : Coefficient de frottement linéaire

g : Coefficient de recule d'ancrage.

A_p : Section nominale des aciers actifs (câble).

\emptyset_g : Diamètre de la gaine.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

σ_{sup} : Contrainte sur la fibre supérieure.

σ_{inf} : Contrainte sur la fibre inférieure.

τ : contrainte tangentielle limite à l'ELS.

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

σ_{P_0} : Contrainte de tension à l'origine

α : Angle de relevage du câble.

$\overline{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction sur la fibre supérieure.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression sur la fibre inférieure.

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

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

k_p : Coefficient de correction de contrainte

F_z : Effort vertical

t_1 et t_2 : Epaisseurs normalisées de la frette.

k_h : Coefficient pour les contraintes de traction induites dans la frette.

γ_m : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur recommandée.

A_r : Surface réduite en plan.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

S_x : Effort correspondant.

G_0 : Module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté.

Δ_x : Déplacement horizontal.

Liste des abréviations

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

D.T.R : Document Technique Réglementaire.

R.P.O.A : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

R.P.A : Règlement Parasismique Algérien.

B.A.E.L : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

B.P.E.L : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

R.C.P.R : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

S.E.T.R.A : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroute.

CP : Charge permanente.

CCP : Complémentaire de la charge permanente.

PK : Point kilométrique.

RN : Route national.

CW : Chemin de wilaya.

BB : Béton bitumineux.

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PHE : Point de plus haute eau.

Unités utilisées

Les unités suivantes sont recommandées pour les calculs :

- Longueur : m ; cm ; mm
- Poids volumique : t/m^3
- Contraintes et résistances : MPa
- Moments (fléchissant, etc.) : t.m ; KN.m
- Angle: Degré ; Grade
- Température : °C.

Introduction générale

Introduction générale

Un **ouvrage d'art** est une construction technique majeure réalisée dans le cadre de travaux d'infrastructure, principalement pour franchir un obstacle naturel ou artificiel. Ce terme désigne les structures qui nécessitent des compétences d'ingénierie particulières et qui sont intégrées dans un projet plus large comme une route, une voie ferrée un pont ou un canal. **Les ponts** sont utilisés pour franchir des cours d'eau, vallées ou autres voies de circulation. Ils peuvent être en béton, métal, pierre ou matériaux composites, avec diverses techniques comme les ponts à poutres, suspendus, à haubans ou en arc.

Le souci de l'ingénieur est de savoir comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Pour ces raisons, le dimensionnement et la conception d'un pont constitue un travail de synthèse de multiples disciplines, telles que la géotechnique, le calcul des structures, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumise simultanément à des sollicitations combinées.

A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation de plusieurs paramètres déterminants (le coût, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Depuis quelques dizaines d'années, on utilise le béton précontraint pour l'exécution des ponts. Cette technique a pris rapidement une grande extension, elle a permis, en effet, de construire d'une façon assez économique des ouvrages minces dont les caractéristiques sont particulièrement bien adaptées à la réalisation routière et autoroutière.

Devant les programmes ambitieux lancés par les autorités publiques dans le cadre du développement du réseau d'infrastructures, nous proposons dans ce projet, **une étude d'un tablier de pont à poutre en béton précontraint**, situé au projet de réalisation du dédoublement de la RN 127 (ex CW 19) entre la RN 14 au PK 76+000 (Commune de Layoune Wilaya de Tissemsilt) et l'autoroute Nord-Sud (Echangeur Ksar El Boukhari Wilaya de Médéa) sur 72,7 Km. L'ouvrage en question **se situe au PK 41+780 au niveau de l'évitement de Sebt Aziz à la Wilaya de Médéa sur Oued Bouzarou.**

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude du tablier du pont citée précédemment, en commençant par la conception générale, ou nous allons dimensionner et étudier d'une

manière profonde, les différents partis du tablier (superstructure du pont), pour se faire on a établi un plan de travail contenant neuf (09) chapitres : Commençant par une introduction générale.

Chapitre I : « Généralités sur les Ponts », dans ce chapitre on a donné un aperçu sur les différents types des ponts, ses éléments et la démarche de conception.

Chapitre II : « Présentation de l'ouvrage », on a d'abord présenté notre ouvrage puis on a décrit toutes ses données fonctionnelles et naturelles.

Chapitre III : « Caractéristiques des Matériaux », après avoir introduit notre ouvrage (tablier du pont) et ses éléments de base, on s'est intéressé aux caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans sa construction.

Chapitre IV : « Pré-dimensionnement des éléments du Tablier », on a pré-dimensionnées tout les éléments constituant le tablier, en suite on a défini les caractéristiques géométriques des différentes sections des poutres.

Chapitre V : « Calcul des Charges et Surcharges », nous avons cité toutes les charges dues au trafic ainsi que les surcharges et les actions hors trafic, qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage.

Chapitre VI : « Modélisation du Tablier », a pour objectif de modéliser le tablier du pont étudié, pour avoir la réponse de celui-ci sous les charges qui lui sont appliquées.

Chapitre VII : « L'étude de l'hourdis », on a étudié la dalle sous les moments et effort tranchants les plus défavorables, donnés par le logiciel *Autodesk Robot*, afin d'effectuer son ferrailage.

Chapitre VIII : « Etude de la Précontrainte », en se basant sur le règlement du BPEL, nous avons introduit la notion de classe de précontraintes, ainsi que le traitement mécanique qui consiste à augmenter la résistance à la traction du matériau.

Chapitre IX : « Etude de l'appareil d'appui », Ce chapitre est consacré à l'étude des appareils d'appuis et des dés d'appuis.

Pour finir, on a clôturé notre travail avec une conclusion générale.

Chapitre I
Généralités sur les ponts

I.1. Introduction

L'histoire des ouvrages d'art nous a fait connaître l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde, pour permettre le franchissement d'obstacles naturel ou artificiel. Ces ouvrages peuvent différer l'un de l'autre par la structure, les matériaux, les méthodes de construction utilisées et le fonctionnement de l'ouvrage. Le domaine de la construction des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution. La conception et l'étude d'un pont dépend de plusieurs facteurs d'ordre naturel et fonctionnel liés au site de construction. Le développement incessant de l'outil informatique et des matériaux de construction nous offre aujourd'hui un large éventail quant au choix et l'étude d'une esquisse convenable d'un ouvrage. De plus, l'aspect technique et économique d'un projet doit être minutieusement étudié tout en préservant un cachet esthétique acceptable.

I.2. Définition d'un pont

Un pont est un ouvrage destiné à mettre en communication deux points séparés par un obstacle ou permettant le passage sans croisement à niveau de deux courants de circulation. En technique, nous disons qu'un pont est un ouvrage lancé ou jeté pour permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou artificiel : vallée, rivière, canal de navigation, canal d'irrigation, une dépression, une zone d'inondation, une zone marécageuse, un lac, un bras de mer et d'autres voies de communication.

I.3. Composition de la structure des ponts

Les ponts comprennent essentiellement des éléments porteurs constitués par les poutres principales, les arcs, les câbles (éléments porteurs principaux). Les entretoises ; les pièces de pont, les longerons qui servent à répartir les charges entre les éléments porteurs principaux, qui les transmettent aux appuis qui les transmettent au sol par les fondations.

I.3.1. Composantes de l'infrastructure

a) Fondations

La fondation est la partie inférieure d'une construction, qui permet de répartir son poids sur le sol de manière homogène, sans provoquer de tassements différents d'un point à l'autre de la surface, et d'éviter ainsi des dégâts importants. Le choix des techniques de fondation d'un bâtiment est donc primordial, notamment quand le sol n'est pas stable. On peut définir les fondations comme étant :

- Superficielle
- Profondes
- Semi-profondes

b) Appuis

Il existe deux types d'appuis : les appuis de rive ou culées (culées noyées ou culées massives)
Par exemple : sommier ; mur de front ; mur garde grève ; dalle de transition ; murs en aile ; quart de cône et les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles). Par exemple : batardeau ; semelle ; fût de pile ; chevêtre.

I.3.2. Composantes de la superstructure

a) Tablier

Est la partie quasi horizontale située sous la voie portée : il comprend les éléments porteurs dans le cas des ponts à poutre ou est supportée par eux dans le cas des ponts en arc ou des ponts à câbles. La couverture ou platelage est la partie supérieure du tablier destinée à supporter les efforts dû à la circulation (dalle en béton, dalle orthotrope etc.).

b) Dalle

La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture ; c'est elle qui reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules. Outre celui de couverture, le rôle de la dalle est de reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres, les longerons et les entretoises.

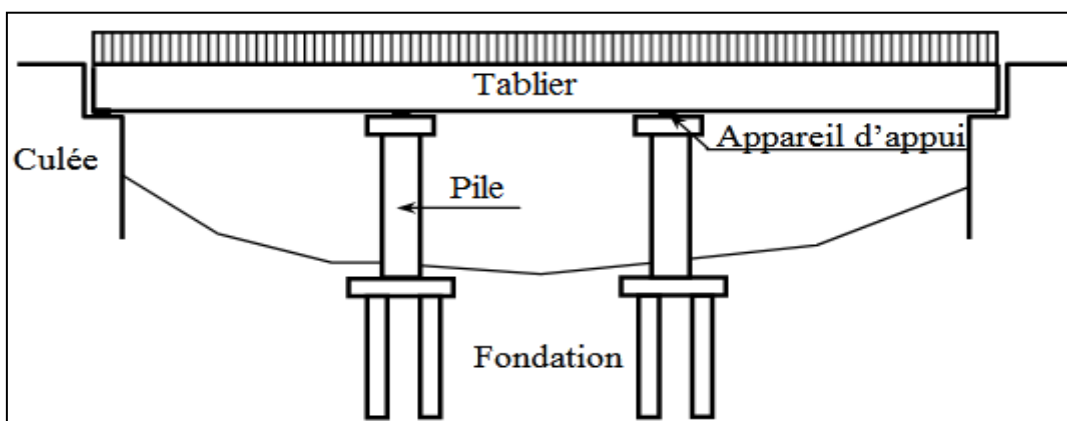


Figure I.1: Composantes d'un pont.

c) Appareils d'appuis

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières) et de permettre les mouvements

de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

d) Equipements

- **Corniches** : élément d'aspect architectural, la corniche permet d'une part de couronner le bord latéral extérieur du hourdis et le protège, et d'autre part permet l'ancrage d'autres équipements notamment les barrières, les lampadaires, etc.
- **Barrières** : protection des personnes et des biens contre les chutes dans l'obstacle franchit ;
- **Gargouilles** : dispositif d'évacuation des eaux de pluies hors de l'ouvrage ;
- **Joints de chaussés** : permettent de lutter contre les fissurations de la chaussés ;
- **Systèmes d'étanchéité** : protège le hourdis contre l'infiltration de substances nocives telles que : l'eau de ruissellement, l'huile de moteur, etc.
- **Couche de roulement** : assure le confort de la circulation ;
- **Trottoirs** : dispositifs de sécurité et de confort de la circulation piétonnière et animalière.

I.4. Classification des ponts

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue, cantilever), l'importance de l'ouvrage (courant - non courant) ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

I.4.1. Classification selon la voie considérée

Lorsque qu'un pont porte une voie de circulation et en franchit une autre, elle peut être nommée suivant que l'on considère l'une des deux voies. Le pont peut être appelé :

- Passage supérieur si c'est la voie franchie qui est considérée.
- Passage inférieur si c'est la voie portée qui est considérée.

I.4.2. Classification selon la voie portée

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée :

- Un pont-route ou pont routier désigne un ouvrage portant une route. Les ponts autoroutiers désignant un ouvrage portant une autoroute, sont rangés dans la famille des ponts routes,

- Un pont-rail ou pont ferroviaire désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway,
- Une passerelle désigne un ouvrage portant une voie piétonne, pour les piétons, voire dans certains cas pour les deux-roues,
- Un pont-aqueduc ou aqueduc désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau, par contre un oléoduc ou un gazoduc désigne explicitement la canalisation et non l'ouvrage qui la supporte,
- Un pont-canal désigne un ouvrage portant un canal,
- Un pont-avion ou pont-taxiway permettant le franchissement par les avions de routes comme, par exemple, à l'aéroport de Paris-Charles-de Gaulle,
- Un écoduc est un passage construit ou réservé dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. de traverser des obstacles construits par l'homme ou résultant de ses activités.

I.4.3. Classification selon la structure

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

➤ Ponts voûtés

Les ponts voûtés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ils ont été construits en pierre pendant plus de 1 500 ans, ce qui leur a valu la dénomination usuelle de ponts en maçonnerie. Puis le béton armé a supplanté la pierre, mais bientôt les ponts métalliques, autorisant de plus grandes portées, ont supplanté les ponts voûtés qui sont restés cantonnés aux portées faibles. Le métal est également utilisé pour certains types de ponts voûtés.

➤ Ponts à poutres

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires, ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutres. Il existe quatre formes de poutres : les poutres à âmes pleines, les poutres caissons, les poutres treillis et les poutres bow-strings, ces dernières sont néanmoins classées parmi les ponts en arc car l'organe

porteur principal reste l'arc. Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint, le bois ou, plus récemment, des matériaux composites tels que la fibre de carbone.

➤ **Ponts à poutres en béton armé**

Les poutres en béton armé sont parallèles sous la chaussée, presque toujours à âme pleine, solidarises transversalement par des voiles en béton armé formant entretoise. La couverture (hourdis) est une dalle en béton armé qui joue le rôle de membrure supérieure de liaison des poutres. Selon les dimensions respectives et modes de liaison de ces deux éléments, on distingue trois types de tabliers de ponts en béton armé : le tablier à hourdis nervuré, les tabliers tubulaires (il existe un hourdis inférieur en plus du hourdis supérieur, on peut aussi parler de caisson) et les tabliers en dalle pleine (il n'y a pas de poutre). Ces ponts sont coulés en place. Beaucoup de ponts à portée modérée franchissant les routes et les autoroutes sont de ce type.

I.4.4. Classification suivant le fonctionnement mécanique

Les ponts sont classés en plusieurs types suivant leur fonctionnement mécanique :

➤ **Ponts à poutres**

Un pont à poutre est un pont dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en béton armé ou précontraint. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.



Figure I.2: Pont à poutre.

➤ **Ponts en arc**

Ce sont tous les ponts dont les réactions d'appui comportent une composante horizontale. On classe dans cette catégorie les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques ouverts et les cadres fermés.



Figure I.3: Pont en arc.

➤ **Ponts à câbles**

Ce sont tous les ponts portés par des câbles. Les charges verticales produisent des réactions inclinées divergentes. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique est très différent : les ponts à haubans et les ponts suspendus.



Figure I.4: Pont à câble.

I.4.5. Classification selon la nature

➤ **Ponts fixes**

Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe.

➤ **Ponts mobiles**

Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité. Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante (zones portuaires, canaux à grand gabarit), la solution de son franchissement par un ouvrage fixe entraîne la construction d'ouvrages d'accès importants et parfois irréalisables par manque de place. Sous réserve que la largeur du gabarit ne soit que de quelques dizaines de mètres et que le trafic routier ou ferroviaire porté par le tablier soit peu contraignant, il est plus économique d'envisager le franchissement par un pont

mobile capable de s'effacer en cas de besoin devant le trafic de la navigation qui est prioritaire. On peut distinguer :

- ❖ Un pont levant est un pont dont le tablier peut se relever par translation verticale, et libère le passage d'un bateau par exemple.
- ❖ Un pont tournant est un pont dont le tablier peut tourner, et libère ainsi le passage d'un bateau.
- ❖ Un posbordeur est une structure métallique qui permet de faire passer les véhicules et les personnes d'une rive à l'autre dans une nacelle par translation horizontale.
- ❖ Un pont-levis est un pont mobile qu'on abaisse et relève, pour ouvrir ou fermer le passage au- dessus d'un fossé encerclant un ouvrage fortifié.
- ❖ Un pont flottant ou pont de bateaux.

➤ **Ponts habités**

Un pont habité permettait au Moyen Âge à certains usagers de se loger, il assure plus généralement certaines fonctions liées à la ville.

I.4.6. Classification suivant les matériaux de construction

- Pont en béton armé.
- Pont en bois.
- Pont pierre.
- Pont métallique.
- Pont mixte.
- Pont en béton précontraint.

I.5. Ponts en béton précontraint

I.5.1. Précontrainte

Est une technique de construction des ouvrages en béton de ciment qui consiste à créer des efforts internes favorables. Ceux-ci sont soigneusement ajustés pour réduire les effets de faiblesse du béton en traction. La précontrainte est le plus souvent réalisée à l'aide de câbles tendus enrobés de béton.

I.5.2. Méthodes de précontrainte

I.5.2.1. Méthode de pré-tension

Dans ce cas, des fils d'aciers sont tendus entre deux bancs. Ils traversant un coffrage ou du béton frais est coulé et fait sa prise. Après durcissement, les fils sont coupés. A ce moment les aciers transfèrent une partie de leur tension sous forme de compression du béton : la compression du béton équilibre la tension dans les aciers. Le contact fil/béton existe tout le long du fil. Le tracé des fils est le plus souvent rectiligne.

- **La pré-tension** est mise en œuvre dans des ateliers spécialisés équipés de bancs de mise en tension. Elle s'applique à la préfabrication de luminaires d'éclairage, de hourdis pour plancher et de courtes poutres de pont.

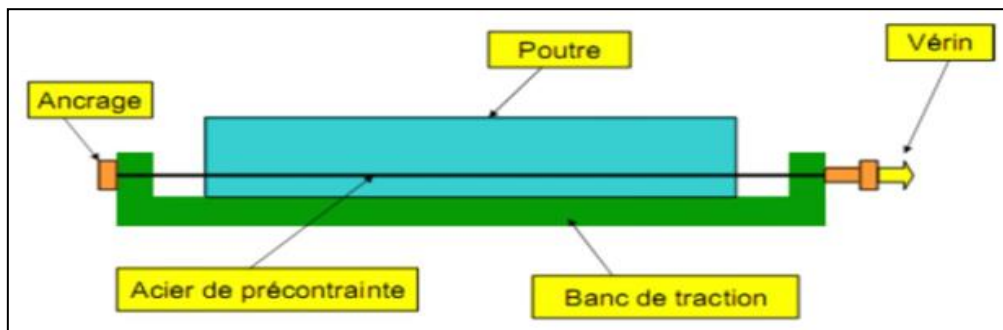


Figure I.5: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension.

I.5.2.2. Méthode de post-tension

Dans ce cas, le béton frais est coulé dans le coffrage et fait sa prise. Des fils (ou des câbles) sont alors enfilés dans des gaines laissées en attente dans le béton. Ces fils sont ensuite tendus à l'aide de vérins, les fils transfèrent une partie de leur tension sous forme de compression du béton : la compression du béton équilibre la tension dans les aciers. Le tracé des gaines n'est pas nécessairement rectiligne ; elles peuvent être courbées de sorte à injecter des efforts en des zones soigneusement choisies.

- **La post-tension** s'applique aux structures de plus grande taille comme les ponts et les réservoirs.

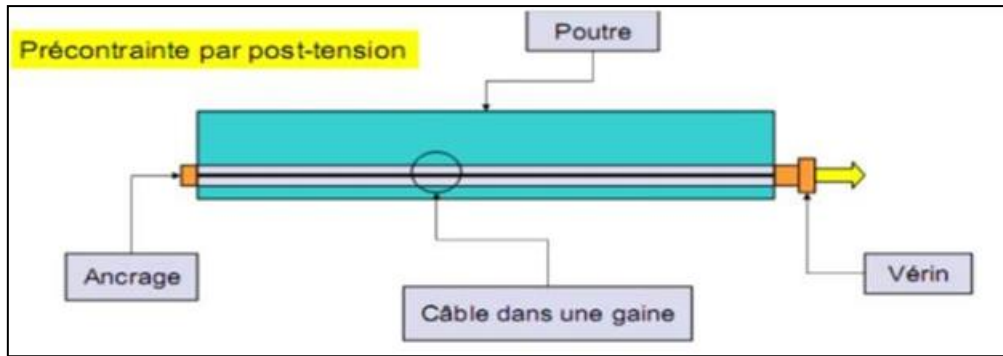


Figure I.6: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post-tension.

I.6. Avantages et inconvénients du béton précontraint

Les avantages et inconvénients du béton précontraint sont montrés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients du béton précontraint.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages. - Possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé. - Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours. - L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer. - Nécessaire pour disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

I.7. Types de pont en béton précontraint

I.7.1. Les ponts à poutre en béton précontraint

Les poutres sont précontraintes par câbles ou par fils adhérents (post-tension ou pré-tension).

I.7.2. Les ponts dalles en précontrainte

La dalle précontrainte est réservée essentiellement pour les passages supérieurs et inférieurs autoroutiers.

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons donné une bref définition de l'ouvrage d'art pont, puis nous avons présenté les différents types de pont qu'on peut trouver dans la littérature, ensuite on les a classés selon la voie considérée, la voie portée, la structure, la nature et suivant leurs fonctionnements mécaniques. Enfin nous avons défini les différentes méthodes de précontrainte ainsi que leurs avantages et inconvénient. Dans le chapitre suivant on va présenter les détails et données de notre ouvrage.

Chapitre II

Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction

La conception et l'étude d'un ouvrage d'art, nécessite une compréhension approfondie des données fonctionnelles, naturelles et environnementales. Il est essentiel que l'ingénieur considère différents éléments afin d'assurer la sécurité et le bien-être des utilisateurs. Dans ce chapitre, nous allons recueillir, utiliser et étudier les diverses données concernant notre projet (pont), dans le but de saisir pleinement les possibilités liées à l'analyse de l'œuvre d'art.

II.2. Présentation du projet

II.2.1. Situation de l'ouvrage

Ce projet d'étude d'ingénierie est initié par l'administration des Travaux Publics de la Wilaya de Tissemsilt, s'attache à une étude préliminaire de conception pour un ouvrage d'art, inscrit dans le projet de réalisation du dédoublement de la RN127 (ex CW 19) entre la RN14 au PK 76+000 (Commune de Layoune Wilaya de Tissemsilt) et l'autoroute Nord-Sud (Echangeur Ksar El Boukhari Wilaya de Médéa), sur 72,7 Km. L'ouvrage en question se situe au PK 41+780 au niveau de l'évitement de la ville de Sebt Aziz à la Wilaya de Médéa sur Oued Bouzarou.

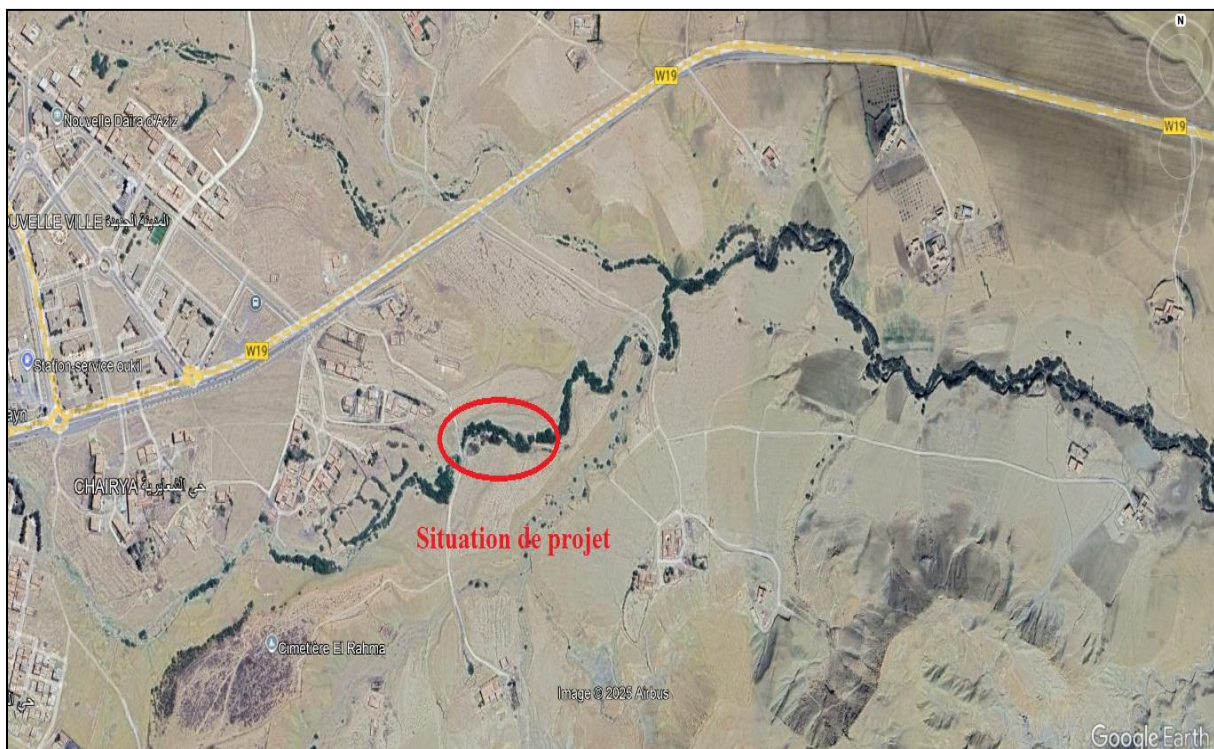


Figure II.1: Situation du projet sur Google Earth.

II.2.2. Description de l'ouvrage

L'ouvrage contient deux ponts identiques, le pont qui fait l'objet de notre projet de fin d'étude est constitué d'une seule travée à poutres multiples en béton précontraint par post-tension de 33,40 mètres de longueur de travée, soit 51,00 mètres de longueur totale, le tablier du pont supporte une chaussée de 10,10 mètres de largeur, comprenant deux voies de circulation de 3,50 mètres chacune, ainsi qu'un trottoir de 2 mètres de largeur.

Ce pont est composé de sept poutres principales en forme de (T) avec une hauteur de 1,50 mètre, espacées de 1,40 mètre entre chaque axe, le tablier sera également équipé d'un hourdis en béton armé d'une épaisseur de 25 centimètres. Les deux culées, de type massif en béton armé, comprendront un mur garde-grève, un mur de front, deux murs de retour, une dalle de transition et un corbeau arrière.

Les caractéristiques techniques du pont

- Longueur totale : 51,00 m.
- Nombre des poutres : sept (7) poutres.
- Longueur d'une poutre : 33,40 m.
- Largeur de tablier : 10,10 m.
- Largeur de trottoir : 2 mètres.
- Nombre de voie : 2 voies.
- Largeur d'une voie : 3,50 m.
- Epaisseur de la dalle : 25 cm.
- Obstacle franchit : Oued Bouzarou.
- Nombre de travée : 01

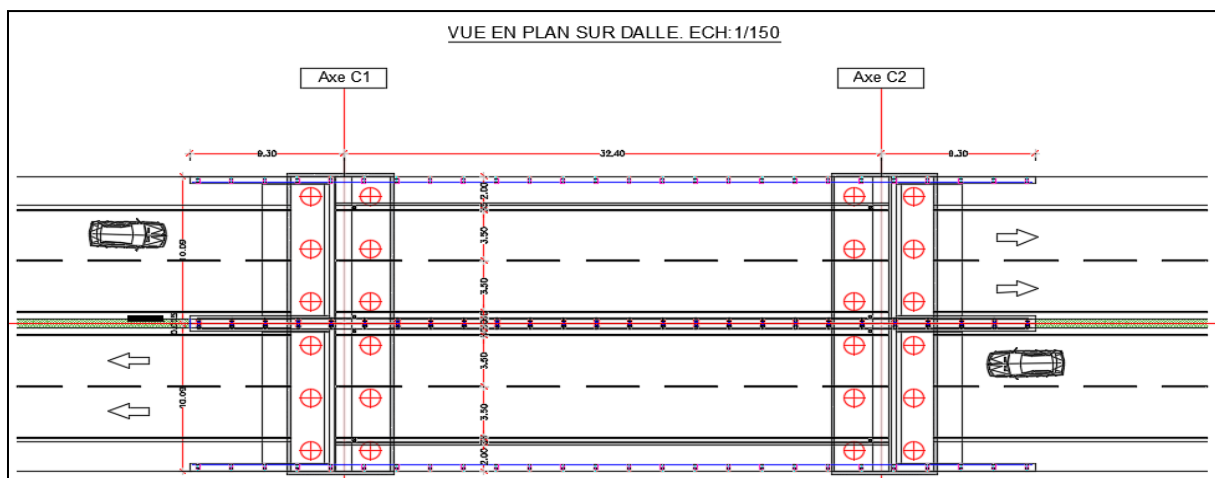


Figure II.2: Vue en plan de l'ouvrage.

II.3. Structure du pont

II.3.1. Superstructure

- **Tablier** : Le tablier du pont se compose d'une seule travée, mesurant 33,40 m de longueur et 10,10 m de largeur, la travée est constituée de sept poutres principales.
- **Poutre** : Les poutres préfabriquées en béton précontraint sont constituées de trois sections distinctes : la section d'about, la section médiane et la section inter-médiane. Le tablier est constitué de sept (7) poutres en forme de (T), d'une longueur de 33,40 m chacun et d'une hauteur de 1,50 m, espacées de 1,40 m, ces poutres reposent sur des appareils d'appui en élastomère fretté.
- **Hourdis** : L'hourdis utilisé pour les ponts sert de couverture c'est-à-dire il reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules ainsi, on peut dire que son rôle consiste à répartir les charges permanentes et les surcharges sur les poutres.
La dalle d'une épaisseur de 25 cm est recouverte d'une couche de protection et d'une couche d'asphalte, elle repose sur les poutres.

II.3.2. Infrastructure

- **Culées** : Les deux culées du pont sont les parties situées sur la rive destinée à supporter le poids du tablier, elles sont du type remblayé exécutés sur place en béton armé, constitués par un mur garde grève, mur de front, murs en retour, murs en ailes, une dalle de transition et un corbeau arrière, et les fondations.
- **Fondations** : Selon les résultats de l'étude géotechnique, le sol est principalement constitué de l'argile compacté, argile marneuse peu plastique avec présence des cailloux, et de calcaire. Ces caractéristiques du sol justifient le recours à des fondations profondes, telles que des pieux forés, pour assurer le support des appuis.

Notre sol support est faiblement agressif justifiant l'utilisation d'un ciment ordinaire pour le béton des fondations.

II.3.3. Equipements

- **Appareils d'appui**

Les appareils d'appui sont en élastomère fretté conformément aux normes NF EN 1337-3 et au Guide technique de SETRA, pour les viaducs, les passages supérieurs et les passages inférieurs.



Figure II.3: Appareils d'appuis d'un pont.

- **Joints de chaussée**

Des joints de chaussée à bandes ou équivalent sont disposés sur l'ouvrage, pour donner une continuité de la surface de roulement et assurer la liberté de mouvement du pont.



Figure II.4: Pose d'un joint de chaussée d'un pont.

- **Dalle de transition**

Constituée de béton armé, est positionnée stratégiquement aux extrémités du pont dans le but de contrer tout risque de variation de niveau entre la chaussée et la structure du pont, particulièrement en cas de tassement, à noter que cette dalle de transition sert également de corbeau arrière.

- **Dispositifs de retenue**

Les dispositifs de retenue comme des garde-corps et des glissières de sécurité en acier, sont disposées sur les bords du pont pour garantir la sécurité des véhicules et des piétons circulant sur ou autour des ponts.

- **Trottoirs**

Leur rôle est de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules, pour notre pont on

compte un trottoir de 2 mètre.

- **Corniches**

Elles sont situées sur la partie supérieure des tabliers, leurs rôles sont d'éviter le ruissèlement des eaux pluviales sur les parements de la structure porteuse mais aussi elles servent d'esthétique, concernant notre ouvrage on a opté pour des corniches préfabriquées.

- **Revêtement : (Béton bitumineux de la chaussée sur ouvrage)**

Le revêtement en béton bitumineux avec une épaisseur de 6 cm, associé à une couche d'étanchéité mince. Cette couche étanche est disposée entre le tablier en béton armé coulé sur place et le béton bitumineux (BB).

- **Enduits bitumineux**

L'enduit bitumineux pour les surfaces du béton en contact avec les sols est de flint kot.

- **Fourreaux réseau multitubulaire**

Les fourreaux pour câbles sont en PEHD.

II.4. Données relatives de notre ouvrage

L'étude ou la conception d'un pont constitue un travail de synthèse et de discipline, il nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, Cette étude ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies, notamment les détails de deux types d'exigences : les contraintes naturelles et les fonctionnalités nécessaires, afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté.

II.4.1. 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.

a) Tracé en plan

Le tracé en plan est défini comme étant la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant la géométrie de l'axe de la voie portée. Cet ouvrage suit une direction horizontale, représentée par une ligne droite mesurant au total 51,00 mètre de longueur.

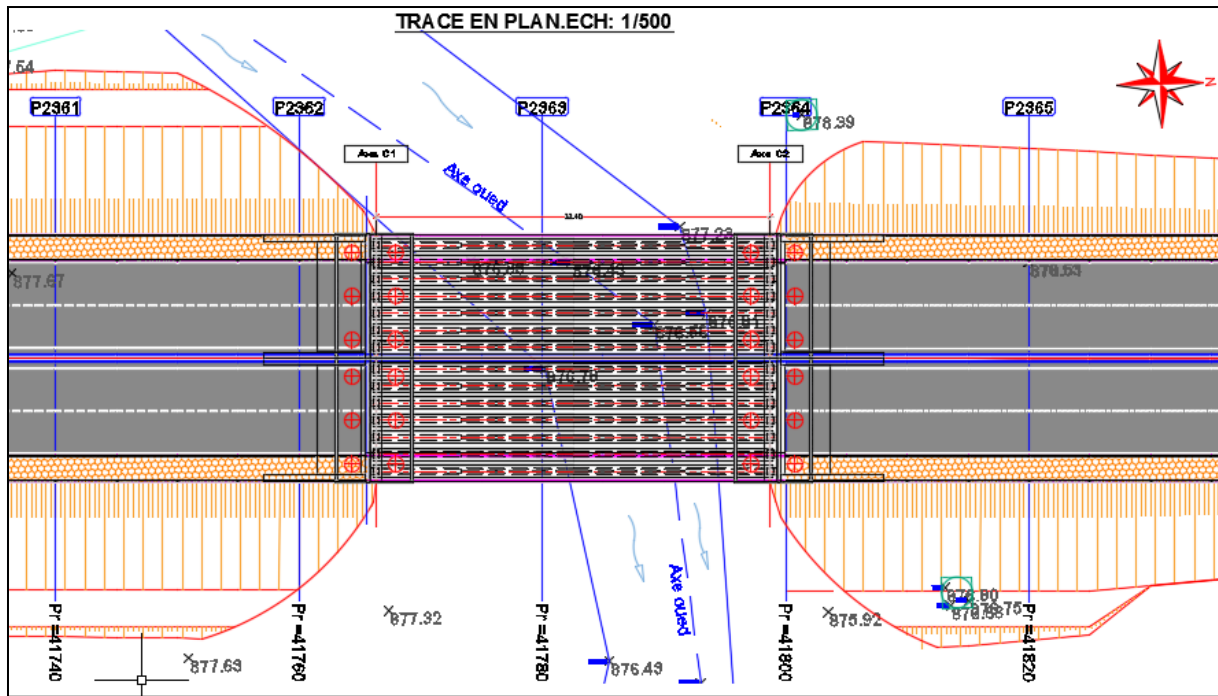


Figure II.5: Tracé en plan du pont.

b) Profil en long

Le profil en long est obtenu par élévation verticale dans le sens de l'axe de l'ouvrage, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir, ou aux contraintes naturelles. Cet ouvrage se compose d'une seule travée de 33,40 mètres, formant ainsi un pont de 51 mètres de long sur Oued Bouzarou.

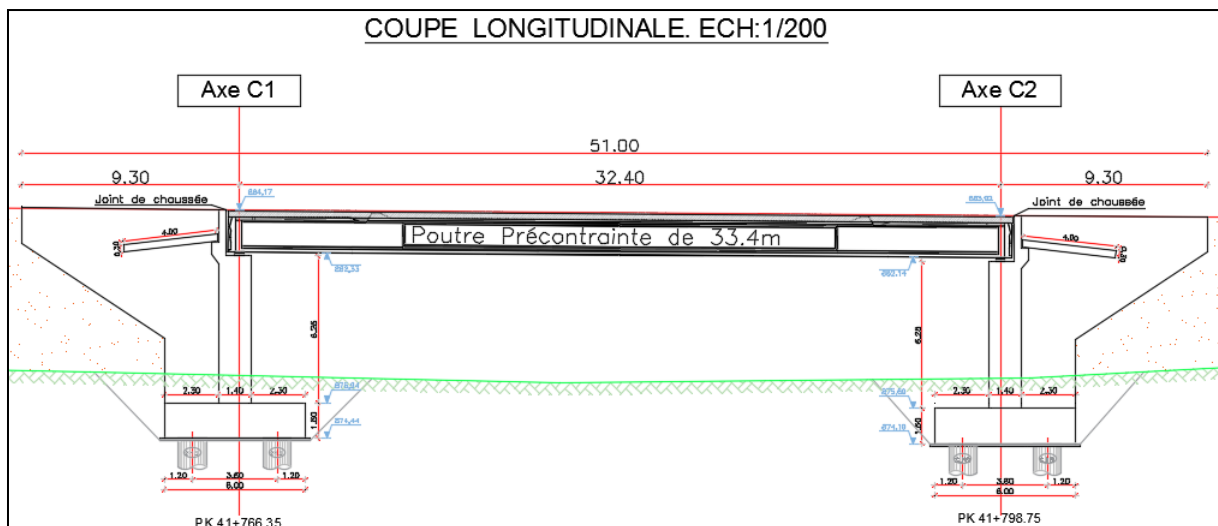


Figure II.6: Profil en long du pont.

c) Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie, le nombre de voies portées par l'ouvrage, ainsi que les équipements utilisés, ces derniers sont présentés sur une

coupe transversale de l'ouvrage en question.

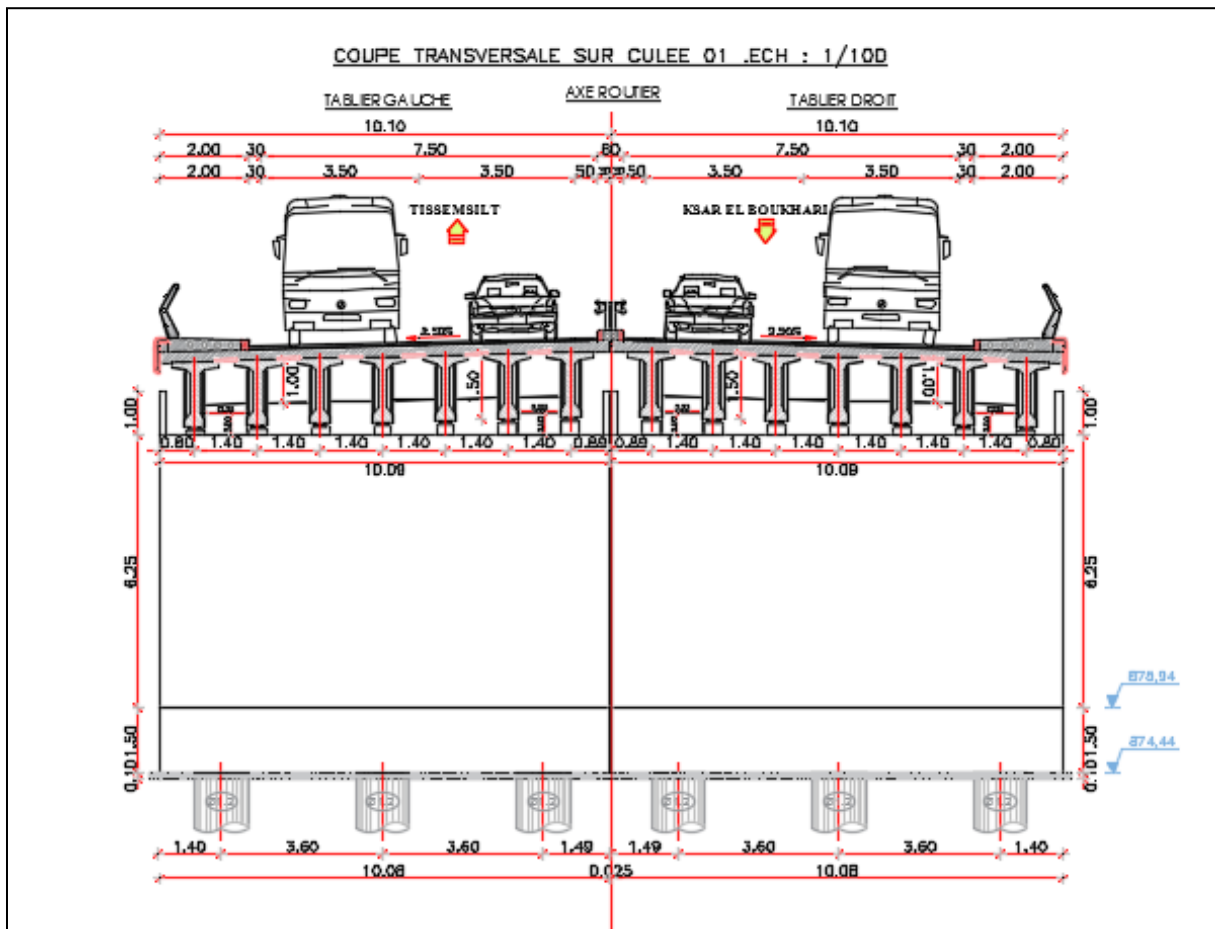


Figure II.7: Profil en travers de la culée.

II.4.2. Données naturelles

Qui sont l'ensemble des éléments d'environnement et des conditions d'implantation de l'ouvrage sur site qui déterminent sa conception.

II.4.2.1. Données topographiques

Il est impératif de posséder un levé topographique d'une précision maximale afin de quantifier le niveau des terrassements et d'établir avec exactitude des altitudes d'implantation des appuis. Une représentation cartographique en plan de la zone d'étude permet de cartographier les potentialités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, ...etc.

II.4.2.2. Données géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement nécessaires pour déterminer le type de fondation des appuis, mais aussi constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Dans le cadre de l'étude géotechnique in situ, un sondage pressiométrique (SP01) de 20 mètres de profondeur

avec la réalisation des essais pressiométriques tous les 1,00 mètres à partir de 1,00/TN. Ce sondage a été effectué par l'ingénieur du bureau d'études (EPE-SERSID-SPA), selon la norme française NF P 94-110 à partir du terrain naturel, assurant ainsi la précision des données pour la conception de l'ouvrage.

✓ **Résultats de sondage pressiométrique (SP01)**

- Entre **1,00 m** et **3,00 m** : la nature (lithologie) de sol est une argile friable altérée.
- Entre **4,00 m** et **7,00 m** : la nature de sol est une argile compacte avec présence des cailloux.
- Entre **7,00 m** et **12,00 m** : la nature de sol est une argile marneuse peu plastique avec présence des cailloux.
- Entre **13,00 m** et **20,00 m** : la nature de sol est un calcaire.

✓ **Classification du site**

Le site est classé en catégorie **S2** (site ferme), selon le document technique DTR- BC 2 48, règles parasismiques algériennes RPA 99 (version 2003).

✓ **Type de fondation recommandé**

En fonction de la nature des sols déterminés à partir du sondage pressiométrique, ainsi que des résultats des essais de laboratoire, des fondations profondes en pieux ont été retenues.

- Le diamètre du pieu $B = 1,20$ m ;
- Longueur totale du pieu $L = 16$ m.

II.4.2.3. Données hydrauliques

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître parfaitement le régime fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuelle de corps flottants susceptible de heurter les piles. Mais le plus grand danger réside dans le phénomène d'affouillement, qui fut par le passé, la cause la plus fréquente l'effondrement des ponts sur un cours d'eau.

Notre pont traverse l'**Oued Bouzarou**, généralement cet oued est sec en été mais possède un débit élevé en période de pluies. Nous avons fait le choix pour le calcul du niveau PHE par la prise en compte du débit correspondant à l'ensemble du bassin versant de l'Oued.

II.4.2.4. Des données climatiques

a) Effet du 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.

b) Effet de la température

Les effets de la température sont, bien évidemment, pris en compte dans les règlements de calcul des constructions. Ces effets interviennent pour le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appui.

Dans notre cas l'ouvrage est localisé (dans une région) à la ville d'Aziz à la Wilaya de Médéa, qui possède un climat tempéré méditerranéen a été chaud et sec.

Sur l'année, la température moyenne à la ville Sebt Aziz est de 17,6 °C.

- 10 °C /40 °C en été.
- -1 °C /12 °C en hiver.

c) Effet de la neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers :

- Ouvrage en phase de construction.
- Passerelles piétonnes couvertes.
- Passerelles piétonnes couvertes ou découvertes en site montagneux.

II.4.2.5. Données sismiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage, c'est l'un des phénomènes naturels des plus dévastateurs et destructeurs.

a) Caractéristiques relatives à l'étude sismique

Le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (RPOA 2008) a établi des règles, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles divisent le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques :

- ZONE 0 : sismicité négligeable
- ZONE I : sismicité faible
- ZONE II a : sismicité moyenne
- ZONE II b : sismicité élevée
- ZONE III : sismicité très élevée

Ce projet se situe entièrement dans la Wilaya de Médéa, correspondant à la **zone II_a** (activité sismique moyenne) comme on peut le voir dans la figure suivante.

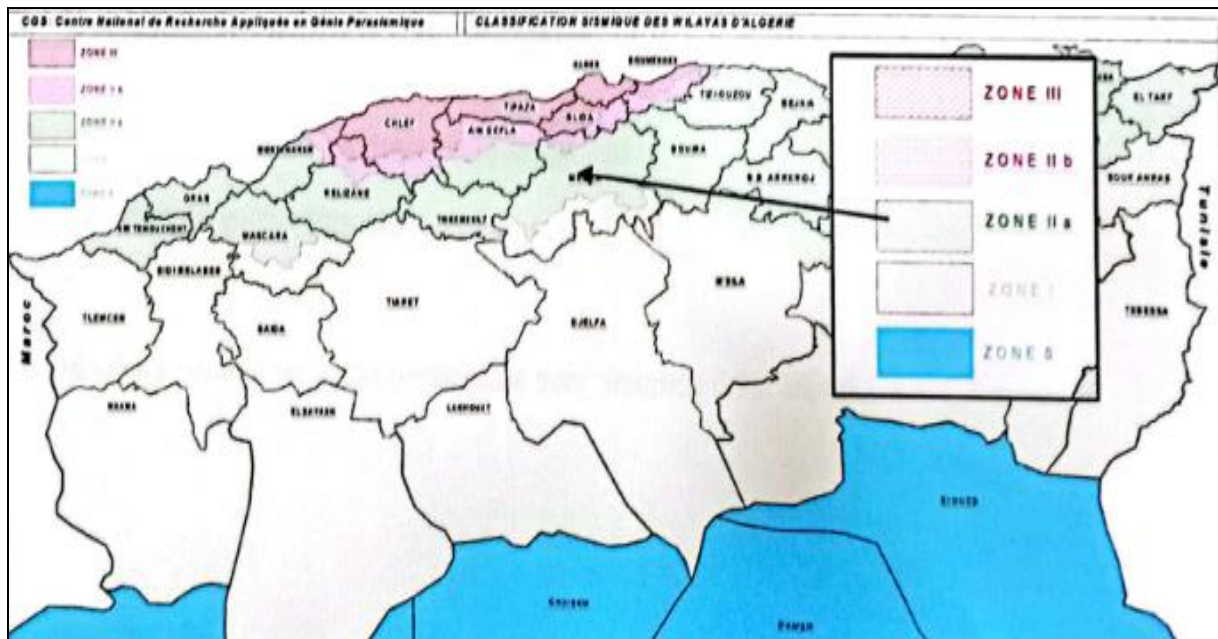


Figure II.8: Situation du projet sur la carte de zonage sismique de territoire national.

b) Catégorie de l'ouvrage

Les catégories d'importance considérées pour les ponts neufs sont les suivantes :

Tableau II.1: Classification des ponts (RPOA 2008).

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

- Le RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau II.2: Coefficients d'accélération selon la zone.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II _a	II _b	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Selon le RPOA 2008, Le présent ouvrage est classé dans le **groupe d'usage 2** et satisfait les exigences de la sécurité, avec un coefficient d'accélération de **0,20**.

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté en détail notre ouvrage (pont), en suite ; on a cité ses données fonctionnelles et naturelles. Ces données sont essentielles pour les prochaines étapes d'étude, en garantissant la conformité aux normes et réglementations en vigueur, nous abordons dans le chapitre suivant le pré-dimensionnement, une étape clé dans la conception de la structure.

Chapitre III

Caractéristiques des matériaux

III.1. Introduction

Les ponts exigent une conception précise pour garantir leur stabilité et durabilité. La sélection des matériaux joue un rôle central dans cette démarche, influençant directement les performances structurelles du pont. Ce chapitre se penche sur les caractéristiques des matériaux utilisés dans la conception des ponts, mettant l'accent sur les priorités physiques et mécaniques essentielles, notamment celle du **béton** et **l'acier**. Pour les calculs concernant les caractéristiques des matériaux, les référentiels principaux sont les normes **BAEL 91 révisé en 1999** et **BPEL 91**, ils détaillent les méthodes d'évaluation des matériaux pour les ouvrages en béton armé et précontraint en se basant sur l'Etat limite ultime (ELU) et l'état limite de service (ELS).

III.2. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, des granulats (sable, gravier) et l'eau, avec l'ajout éventuel des produits d'additions (adjuvants). Le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression (résistance à la compression et de l'ordre de 20 à 40 et à la traction de 2 à 4 MPa). Le renforcement du béton avec l'acier que ce soit sous forme d'armatures passives pour le béton armé ou de fils, torons ou câbles dans le domaine du pré ou de la post-contrainte permet de réaliser une large gamme d'ouvrages et de relever tous les défis. Le béton utilisé dans la construction sera conformé aux règles **BAEL 99**, le dosage est de **350 à 400 kg/m³** et d'un ciment **CPA** ou **CPJ 450** qui sera utilisé pour toutes les parties d'ouvrages en superstructure, il devra satisfaire la norme **NF P 15/30**.

III.2.1. Caractéristiques mécaniques du béton

Notre étude se concentre essentiellement sur les caractéristiques mécaniques des matériaux plutôt que sur leurs caractéristiques physiques. En effet, bien que les propriétés physiques telles que la masse volumique, la couleur ou la texture puissent être importantes dans certains contextes, notre objectif principal est de comprendre le comportement mécanique des matériaux sous différentes contraintes et charges.

III.2.1.1. Résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée « $f_{c\ 28}$ ». Cette résistance se mesure par des essais de compression avec un contrôle strict et une masse volumique de $\gamma = 2,5\ \text{t/m}^3$. La résistance caractéristique obtenue à « J » jours, tel que $j < 28$, est donnée par la formule :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} ; \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} ; \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour notre projet, les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours f_{c28} :

- Pour le tablier : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$.

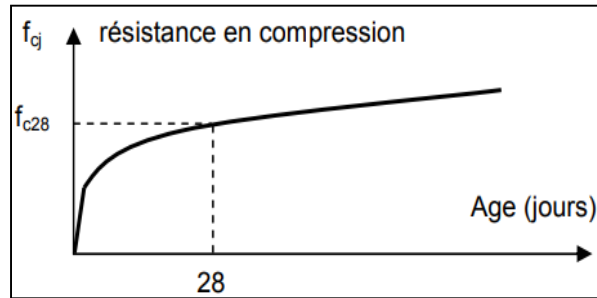


Figure III.1: Évolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.

III.2.1.2. Résistance à la traction

C'est la capacité du matériau à résister aux forces qui tendent à l'étirer ou à le déformer. Cette propriété est généralement mesurée par la contrainte maximale que le béton peut supporter avant de se rompre sous l'effet de la traction. La résistance à la traction joue un rôle crucial dans le comportement mécanique, notamment en ce qui concerne l'adhérence, la composition du mélange, le type d'agrégats utilisés, etc. La résistance du béton à la traction pour toute la structure est donnée par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Application numérique :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 \Rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ MPa.}$$

III.2.1.3. Contraintes admissibles de compression du béton

C'est la limite de contrainte que le matériau peut supporter sans subir de déformation permanente ou de défaillance. En ingénierie, la contrainte admissible est utilisée comme critère de conception pour garantir que les structures restent sûres et fonctionnelles dans des conditions de service normales ou extrêmes.

- **État limite ultime (E.L.U)**

Pour les justifications à l'État Limite Ultime (ELU), la contrainte admissible en compression du béton est évaluée comme suit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application de la sollicitation

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

Le coefficient de sécurité dépendant de la nature de sollicitation :

- $\gamma_b = 1,15$ dans le cas accidentel.
- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas durable ou transitoire.

Application numérique

✓ *Le cas accidentel*

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 35}{1,15} = 25,86 \text{ MPa.}$$

✓ *Le cas durable*

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa.}$$

• **État limite de service (E.L.S)**

La contrainte admissible de compression du béton est calculée comme suit :

- $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$; En construction.
- $\sigma_{bc} = 0,5 \times f_{c28}$; En service.

Pour notre ouvrage on utilise la formule $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$ car il est en cours de construction.

Application numérique

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa.}$$

Le diagramme de contraintes-déformations du béton en compression est illustré sur la figure III.2 :

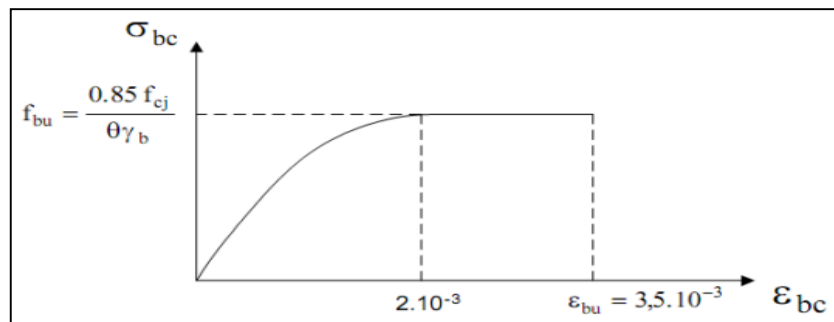


Figure III.2: Diagramme de contraintes-déformations du béton en compression.

III.2.1.4. Module de déformation longitudinale « E »

C'est une caractéristique mécanique qui mesure la capacité du béton à se déformer en réponse à une contrainte appliquée dans le sens longitudinal, le béton révèle une propriété intrinsèque

de déformation instantanée et différée, répondant aux sollicitations extérieures. Le tableau ci-dessous regroupe les formules permettant de calculer ces déformations.

Tableau III.1: Tableau des formules de calcul des déformations instantanées et différées.

Déformations instantanées	Déformations différées
<p>À une contrainte normale appliquée pendant moins de 24 heures, le module de déformation instantanée du béton à l'âge de « J » jours est calculé comme suit :</p> $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$	<p>Les déformations différées du béton, se manifestent sous l'effet de charges appliquées sur une période prolongée, dépassant réglementairement les 24 heures. Le module de déformation différée associé à ces conditions est :</p> $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Application numérique

- **Cas de charges instantanées (déformations instantanées)**

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 35981,729 \text{ MPa.}$$

- **Cas de charges différées (déformations différées)**

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 12102,945 \text{ MPa.}$$

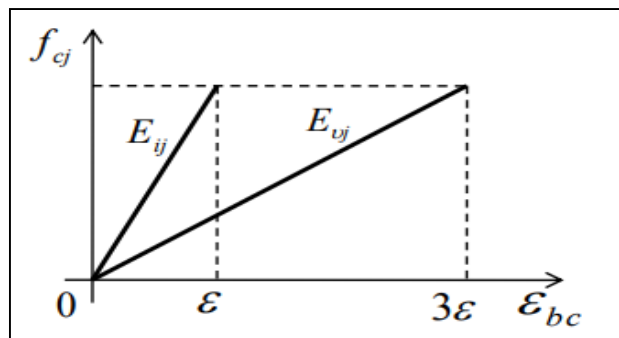


Figure III.3: Module de déformation longitudinale du béton.

III.2.1.5. Module de déformation transversale « G »

Il mesure la rigidité d'un matériau en réponse à une contrainte de cisaillement, c'est-à-dire une force qui agit parallèlement à la surface du matériau et tend à le déformer en le faisant glisser le long de cette surface. Le module se calcul par la formule suivante :

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

Avec : ν : Coefficient de poisson.

On a :

$\nu = 0$; dans le cas du béton fissuré (ELU).

$\nu = 0,2$; dans le cas du béton non fissuré (ELS).

Dans notre projet nous avons sélectionnée un coefficient de poisson $\nu = 0,2$ en supposant que le béton maintient son intégrité structurelle ; même sous l'application de contraintes mécaniques.

Application numérique

- **Superstructure**

$$\text{Pour } \nu = 0 \Rightarrow G = \frac{35981,729}{2(1 + 0)} = 17990,86 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \nu = 0,2 \Rightarrow G = \frac{35981,729}{2(1 + 0,2)} = 14992,39 \text{ MPa.}$$

III.3. Armatures

Les armatures dans la construction sont des éléments métalliques utilisés pour renforcer la résistance et la stabilité des structures en béton armé. Elles sont souvent constituées de barres d'acier disposées selon un agencement précis pour supporter les charges et contrer les contraintes de traction. Ces armatures sont essentielles pour assurer la durabilité et la solidité des ouvrages en béton. Il existe deux types d'aciers utilisés dans les constructions en béton précontraint : Les aciers passifs et les aciers actifs.

➤ **Aciers passifs**

Sont des armatures traditionnelles utilisées dans la construction en béton armé. Ils sont principalement constitués de barres d'acier lisses ou nervurées qui sont placés dans le béton pour renforcer sa résistance à la traction, améliorant ainsi la résistance et la durabilité de l'ouvrage en béton armé.

➤ **Aciers actifs**

Sont des éléments utilisés dans la structure de béton précontraint pour appliquer une force de tension contrôlée. Ces rendons sont généralement constitués de câbles en acier ou de barres de haute résistance et sont tendus à l'aide de vérin hydraulique ou mécanique. Cette précontrainte permet de contrebalancer les charges appliquées à la structure, améliorant ainsi sa résistance et sa durabilité.

III.3.1. Aciers passifs

Les aciers utilisés dans notre projet : aciers de haute adhérence de nuance de Fe E500 avec :

- ✓ Limite d'élasticité garantie : $f_e = 500$ MPa.
- ✓ Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

III.3.1.1. Contrainte limite de l'acier

- **À l'état limite ultime (E.L.U)**

Pour les justifications à l'ELU la contrainte de traction admissible est de :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,00$ pour les combinaisons accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ pour les combinaisons durables (fondamentales).

- **À l'état limite de service (E.L.S)**

Pour les justifications à l'ELS ; la contrainte de traction admissible elle dépend du type de fissuration :

- ✓ *Fissuration peu préjudiciable (nuisible)*
Pas de vérification

- ✓ *Fissuration préjudiciable*
 $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$

- ✓ *Fissuration très préjudiciable*
 $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$ pour treillis soudés et rondes lisses (RL).

Application numérique

- **À l'ELU**

$$\sigma_{st} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa (Cas accidentel).}$$

$$\sigma_{st} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (Cas durable).}$$

• À l'ELU

Pour le cas de notre ouvrage on utilise la formule de la fissuration préjudiciable avec des aciers à haute adhérence, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} 500; 110\sqrt{1,6 \times 2,7} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 333,33; 228,63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ MPa}$$

Le diagramme des contraintes-déformations en traction simple de l'acier est illustré sur le figure III.4.

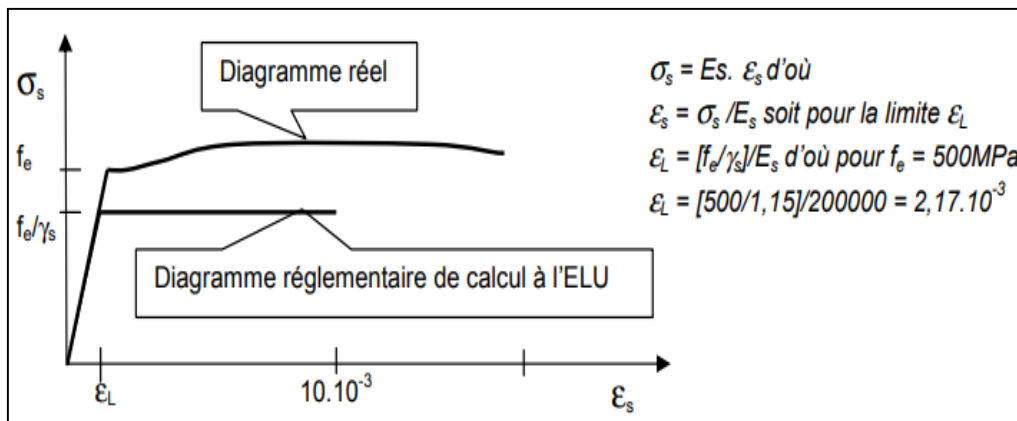


Figure III.4: Diagramme des contraintes-déformations en traction simple.

III.3.2. Aciers de précontrainte (actifs) :

Les aciers de précontraints adoptés pour l'ouvrage sont des torons de diamètre 15 mm (T15) de classe 1860 TBR (très basse relaxation).

• Caractéristiques géométrique et mécanique du câble :

- ✓ Nombre de torons par câble : 12T15
- ✓ Section nominale : $A_p = 1668 \text{ mm}^2$
- ✓ Module d'élasticité longitudinale pour les torons : $E_p = 190000 \text{ MPa}$
- ✓ Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- ✓ Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$
- ✓ La valeur max de la tension à l'origine σ_0 :

$$\sigma_0 \leq \min (0,8 F_{prg} ; 0,9 F_{peg}) \Rightarrow \sigma_0 \leq \min (1488 ; 1476) = 1476 \text{ MPa}$$
- ✓ Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures $\rho = 2,5\%$
- ✓ Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$

- ✓ Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$
- ✓ Coefficient de recule d'ancrage : $g = 0,005 \text{ m}$
- ✓ Diamètre de la gaine : $\varnothing = 0,08 \text{ m}$

Le diagramme contraintes déformations pour les aciers actifs est illustré sur la figure III.5 :

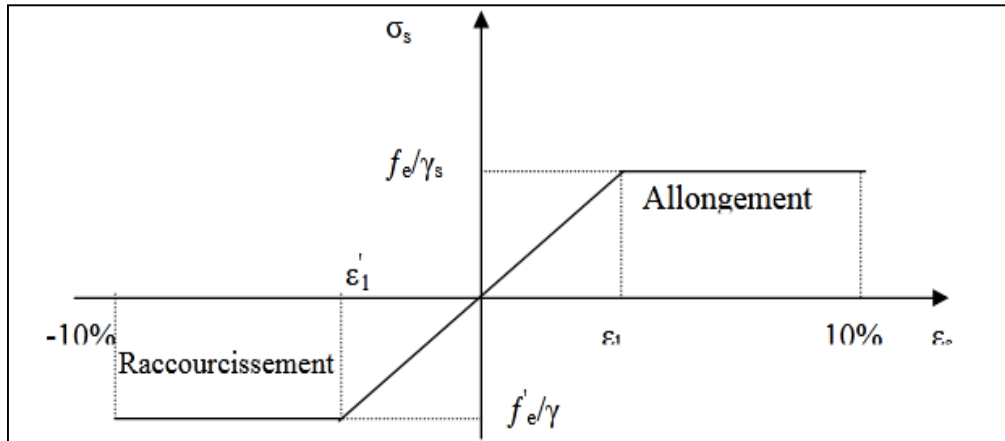


Figure III.5: Diagramme contraintes déformations pour les aciers actifs.

III.4. Conclusion

Ce chapitre souligne l'importance des matériaux béton et acier dans la construction des ponts. Il est crucial de choisir et d'utiliser correctement ces matériaux pour assurer la solidité et la durabilité des structures. Les caractéristiques physiques et mécaniques du béton et de l'acier ont mis en évidence la nécessité d'une approche rigoureuse pour garantir la performance des ponts. En outre, on a souligné l'importance des aciers précontraints dans la consolidation des structures et des ouvrages.

Chapitre IV

Pré-dimensionnement des éléments du tablier

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons étudier les éléments du tablier de l'ouvrage, le pré-dimensionnement de ces éléments se fera à l'aide du document S.E.T.R.A (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes).

IV.2. Pré-dimensionnement de la poutre

Le pré-dimensionnement de la poutre implique une estimation initiale des charges supportées ; tandis que l'analyse des moments (M) et des efforts tranchants (T), permet d'évaluer la résistance structurelle et les contraintes.

• Éléments de la poutre

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel, est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé et en béton précontraint servant de supporter au plancher avec les charges d'exploitations. Dans la structure des poutres, la table de compression forme la partie supérieure, tandis qu'un talon large constitue la partie inférieure. Ces deux éléments sont connectés par une âme mince, assurant ainsi la stabilité et la résistance de la poutre.

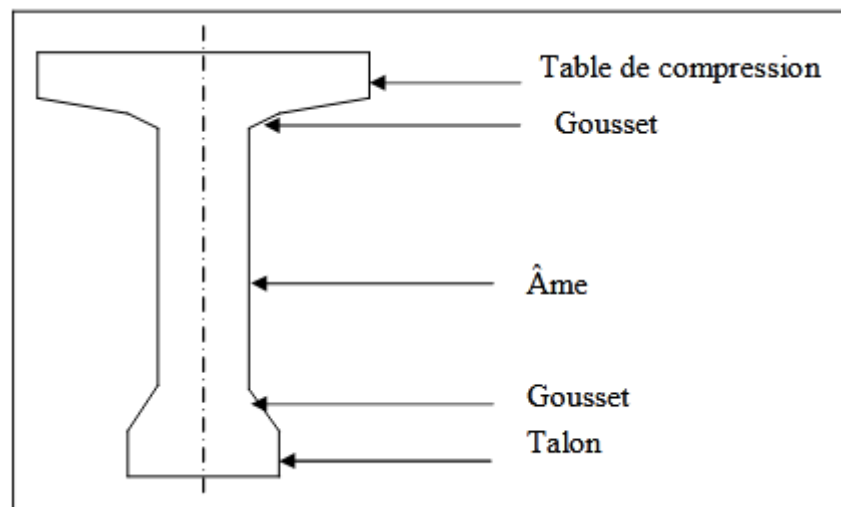


Figure IV.1: Coupe transversale d'une poutre.

IV.2.1. Hauteur de la poutre « H_p »

Le dimensionnement optimal de la hauteur des poutres est important, car :

- Une hauteur excessive pourrait augmenter la vulnérabilité au vent.
- Une réduction de la hauteur entraînerait une augmentation significative des besoins en acier précontraint et en sections de béton.

Pour trouver le juste équilibre entre stabilité et économie de matériaux. Selon le document SETRA, la hauteur d'une poutre de longueur supérieure ou égale à 20,00 mètres ($L \geq 20\text{m}$), est déterminée par la condition suivante :

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq H_p \leq \frac{L}{20} + 0,20$$

Avec :

L : longueur d'une poutre = 33,40 m.

H_p : hauteur des poutres.

Pour une longueur $L = 33,40\text{mètres}$, la hauteur de la poutre de pont est comprise dans l'intervalle : $1,47 \leq H_p \leq 1,87$

On prend : **$H_p = 1,50$ mètre.**

$1,47 \text{ m} \leq H_p = 1,50 \text{ m} \leq 1,87 \text{ m} \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

IV.2.2. Entre axes des poutres « λ »

L'espacement des poutres en section transversale qui résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions et des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres avec talon, l'épaisseur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon. Pour notre cas on a fixé un espacement à : **$\lambda = 1,40\text{m}$.**

IV.2.3. Nombre de poutre « N »

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rives. Pour calculer le nombre de poutre on doit utiliser cette équation :

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

Avec :

L_a : est la distance ente axes d'appuis de rive ; $L_a = 8,40$ mètres

λ : Entraxes des poutres.

Application numérique

$$N = \frac{8,40}{1,40} + 1$$

Donc : **$N = 7$ poutres.**

IV.2.4. L'épaisseur de l'âme « b_0 »

L'épaisseur de l'âme est dimensionnée de telle sorte qu'elle respecte les conditions suivantes :

- La résistance à l'effort tranchant.

- Condition de bétonnage et éventuellement la vibration.
- Enrobage convenable des armatures de précontrainte.
- Limitation de la contrainte de cisaillement à une valeur admissible, l'épaisseur d'âme est plus importante aux appuis puisque l'effort tranchant est maximum, contrairement à mi-travée de la poutre.

a) Section d'about

Il est nécessaire d'augmenter l'épaisseur de l'âme de la poutre afin de mieux résister à l'effort tranchant maximal à l'appui ; et également pour assurer un positionnement optimal des ancrages des câbles.

On fixe : $b_0 = 47 \text{ cm}$.

b) Section intermédiaire

Près des appuis, les âmes sont dimensionnées pour supporter les forces de cisaillement, ce qui souvent nécessite un renforcement de leur épaisseur

$$25\text{cm} \leq b_0 \leq 35\text{cm}$$

On prend : $b_0 = 35 \text{ cm}$.

c) Section médiane

L'âme de la poutre doit garantir la résistance à l'effort tranchant et faciliter le bon placement du béton ; son épaisseur est déterminée par la formule suivante :

$$18 \text{ cm} \leq b_0 \leq 25 \text{ cm}$$

On prend : $b_0 = 21 \text{ cm}$.

IV.2.5. Table de compression

La table de compression est la partie supérieure d'une poutre, elle travaille principalement en compression sous l'effet des charges verticales (trafic, poids propre, etc.). Elle reçoit directement les charges et les transmet à la structure porteuse (âmes, membrures inférieures).

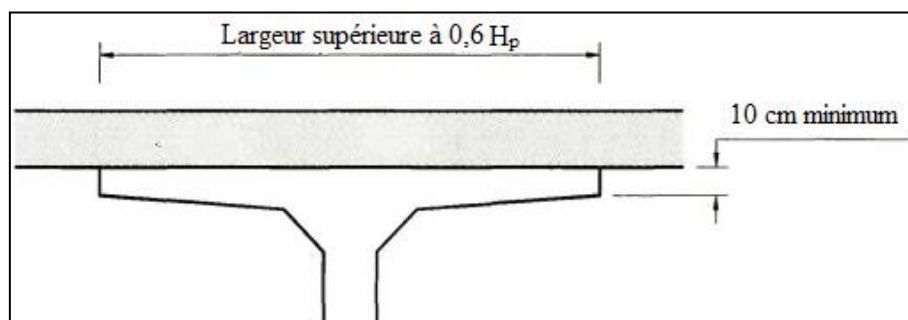


Figure IV.2 : Table de compression et hourdis (SETRA).

a) La largeur de table de compression « b »

La largeur de la table de compression doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres au déversement latéral, elle est conditionnée par la largeur du l'hourdis. Elle est donnée par la condition suivante :

$$0,6 H_p \leq b \leq 0,7 H_p$$

Application numérique

$$0,6 \times 1,50 \leq b \leq 0,70 \times 1,50$$

$$0,90 \text{ m} \leq b \leq 1,05 \text{ m}$$

On prend : **b = 1,03 mètre.**

b) Épaisseur de la table de compression « e »

Nous allons utiliser des poutres avec une hauteur de 1,50 m et un espacement entre leurs axes de 1,40 m, ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qui reprend les forces de compression, son épaisseur est de :

$$10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

On prend : **e = 11 cm.**

IV.2.6. Talon

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés pour supporter les forces de flexion. Ils sont également aménagés pour accueillir les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

a) La largeur du talon « b_t »

Elle est généralement comprise entre :

$$40 \text{ cm} \leq b_t \leq 60 \text{ cm}$$

On prend : **b_t = 47cm.**

b) La hauteur du talon « h_t »

Sa hauteur h_t est comprise entre 10 cm et 20 cm, pour permettre un bon bétonnage.

$$10 \text{ cm} \leq h_t \leq 20 \text{ cm}$$

On prend : **h_t =15 cm.**

IV.2.7. Gousset

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme, pour garantir un bon bétonnage correct du talon, il est essentiel que le gousset présente une pente significative comme indiqué dans l'expression suivante :

$$1 \leq \operatorname{tg} \varphi = \frac{2 - h_g}{b_t - b_0} \leq \frac{3}{2}$$

Avec : h_g : hauteur de gousset.

B_t : largeur du talon = 47 cm.

a) Section intermédiaire

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \times \frac{b_t - b_0}{2}$$

Avec : b_0 : épaisseur de l'âme de la poutre intermédiaire = 35 cm.

Application numérique

$$\frac{47 - 35}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \times \frac{47 - 35}{2}$$

Donc : $6 \text{ cm} \leq h_g \leq 9 \text{ cm}$

On prend : $h_g = 9 \text{ cm}$.

b) Section médiane

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \times \frac{b_t - b_0}{2}$$

Avec : b_0 : épaisseur de l'âme de la poutre médiane = 21 cm.

Application numérique

$$\frac{47 - 21}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \times \frac{47 - 21}{2}$$

Donc : $13 \text{ cm} \leq h_g \leq 20 \text{ cm}$

On prend : $h_g = 20 \text{ cm}$.

IV.3. Pré-dimensionnement de l'hourdis (dalle)

En général, l'hourdis possède 3 vocations : il sert de dalle de couverture, il supporte les surcharges et les transmet aux poutres, il joue le rôle d'entretoisement transversal. La dalle peut être coulé sur place, ou préfabriqué, le coulage sur site étant la méthode couramment employée. La liaison par le hourdis peut être réalisée de deux façons :

a) Hourdis intermédiaires

Les hourdis intermédiaires sont des éléments de construction utilisée pour former une dalle entre les poutres dans le prolongement des tables de compression.

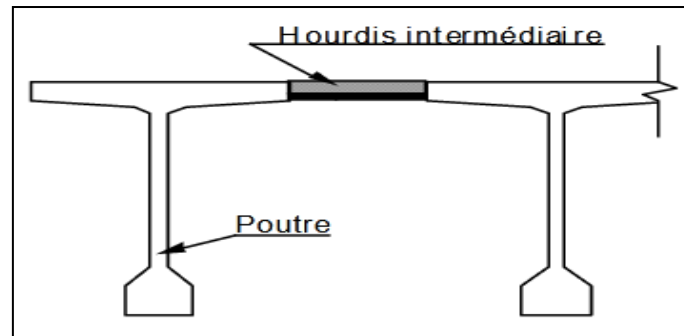


Figure IV.3: Hourdis intermédiaire.

b) Hourdis général

Les hourdis généraux sont des éléments structuraux, préfabriqués ou coulés en place sur des coffrages perdus sur toute la largeur du tablier.

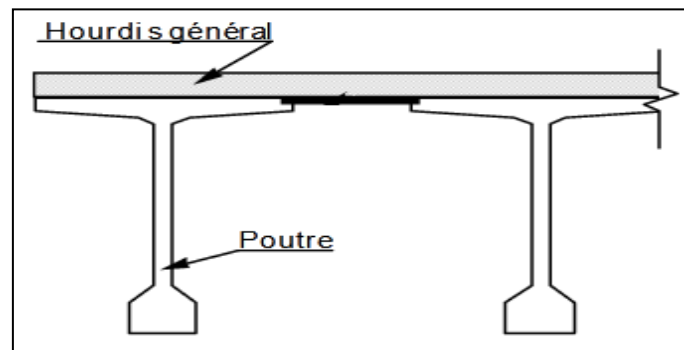


Figure IV.4: Hourdis général.

- ✓ Dans notre projet le type de hourdis utilisé est l'**hourdis général**, d'une épaisseur de **25 cm**.

L'épaisseur de l'hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale de l'hourdis liée à l'espacement entre axe des poutres.
- Non existence d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier.

a) Largeur de la dalle « I_d »

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont.

On prend : $I_d = 10,10 \text{ m}$.

b) Longueur de la dalle « L_d »

C'est la longueur parallèle à l'axe du pont elle est égale à la longueur des poutres.

On prend : $L_d = 33,40 \text{ m}$.

c) Épaisseur de l'hourdis « e_d »

L'épaisseur de l'hourdis est donnée par la formule suivante : $20 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$.

On prend : $e_d = 25 \text{ cm}$.

IV.4. Caractéristiques géométriques de la poutre

IV.4.1. Définitions

IV.4.1.1. Section brute

La section brute d'une poutre correspond à la forme initiale de la poutre telle qu'elle est définie par le plan de coffrage, elle représente la section totale du matériau de béton sans tenir compte des vides ; des conduits ou d'encrage destinés à recevoir des câbles de précontrainte. Cette mesure est utilisée pour calculer le poids propre de la structure ainsi que ses différentes rigidités.

IV.4.1.2. Section nette

La section nette d'une poutre est obtenue en soustrayant de la section brute tous les vides longitudinaux et transversaux tels que les trous et les conduits. Cette mesure permet d'obtenir une représentation plus précise de la quantité du matériau effectivement impliquée dans la résistance structurelle après avoir pris en compte les vides et les conduits présentés dans la section brute.

IV.4.1.3. Notions utilisées

- Δ : Axe coïncide avec la fibre inférieure extrême.
- Z : Bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).
- B : Section de l'élément.
- I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à (Δ) tel que :

$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$$

- I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour une section triangulaire : } I_0 = \frac{bh^3}{36} \\ \text{Pour une section rectangulaire : } I_0 = \frac{bh^3}{12} \end{array} \right.$$

- h : Hauteur du rectangle ou du triangle considéré.
- b : Base du rectangle ou du triangle considéré.
- I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité :

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$$

- S_{Δ} : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ) :

$$S_{\Delta} = B \times Z$$

- r : Rayon de giration :

$$r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$$

- ρ : Rendement géométrique de la section avec :

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'}$$

- V et V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre avec :

$$V = H_t - V' \quad ; \quad V' = \frac{S_\Delta}{B}$$

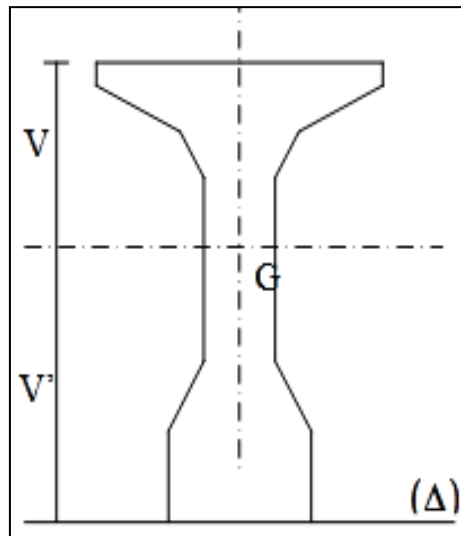


Figure IV.5: Notation utilisées.

IV.5. Caractéristiques géométriques des sections des poutres :

IV.5.1. Poutres sans hourdis :

a) Section d'about :

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :

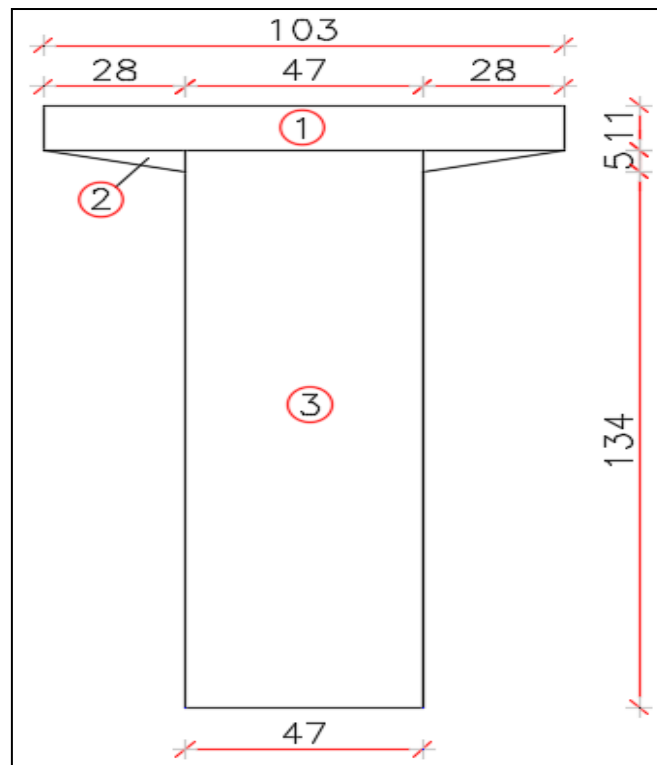


Figure IV.6: Section d'about de la poutre d'about sans hourdis.

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

Tableau IV.1: Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B(cm ²)	Z (cm)	S _Δ =B×Z (cm ³)	I ₀ (cm ³ ×cm)	I _Δ =I ₀ +B×Z ² (cm ⁴)
1	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,42	23668748
2*2 (triangle)	28	5	140	137,33	19226,67	194,44	2640657
3	47	139	6533	69,5	454043,50	10518674,42	42074698
Total			7806		636988,67	10530293,28	68384101,98

I _G (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
16404270,9082	81,60	68,40	2101,50	37,65

b) Section intermédiaire

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :

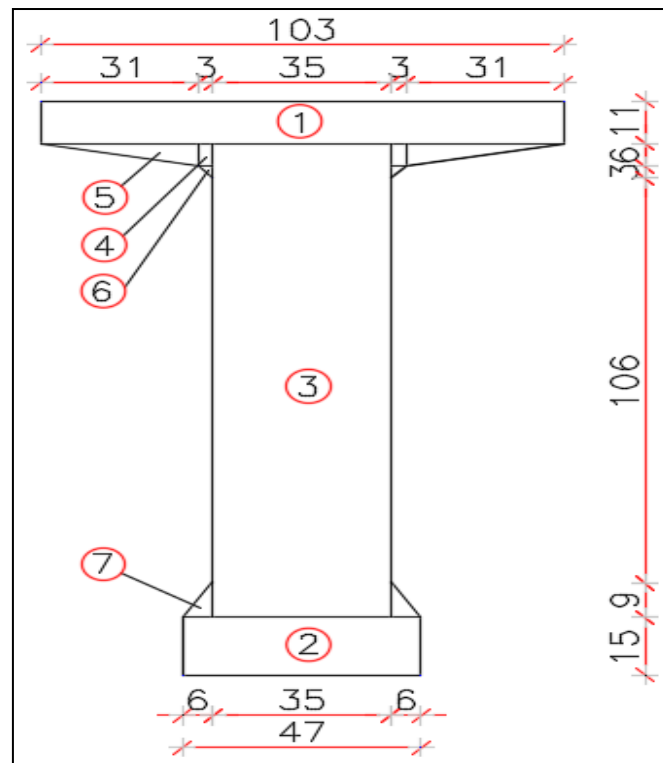


Figure IV.7: Section intermédiaire de la poutre intermédiaire sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B(cm ²)	Z (cm)	S _Δ =B×Z (cm ³)	I ₀ (cm ³ ×cm)	I _Δ =I ₀ +B×Z ² (cm ⁴)
1	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,42	23668748
2	47	15	705	7,5	5287,50	13218,75	52875
3	35	124	4340	77	334180,00	5560986,67	31292847
4*2 (rectangle)	3	6	36	136	4896,00	108,00	665964
5*2(triangle)	31	6	186	137	25482,00	372,00	3491406
6*2(triangle)	3	3	9	132	1188,00	4,50	156820,50
7*2(triangle)	6	9	54	17,99	972,00	243,00	17738,99
Total			6463		535724,00	5586357,33	59346398,83

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
14939744,9372	82,89	67,11	2311,58	41,55

c) Section médiane

Elle est présentée sur la figure ci-dessous :

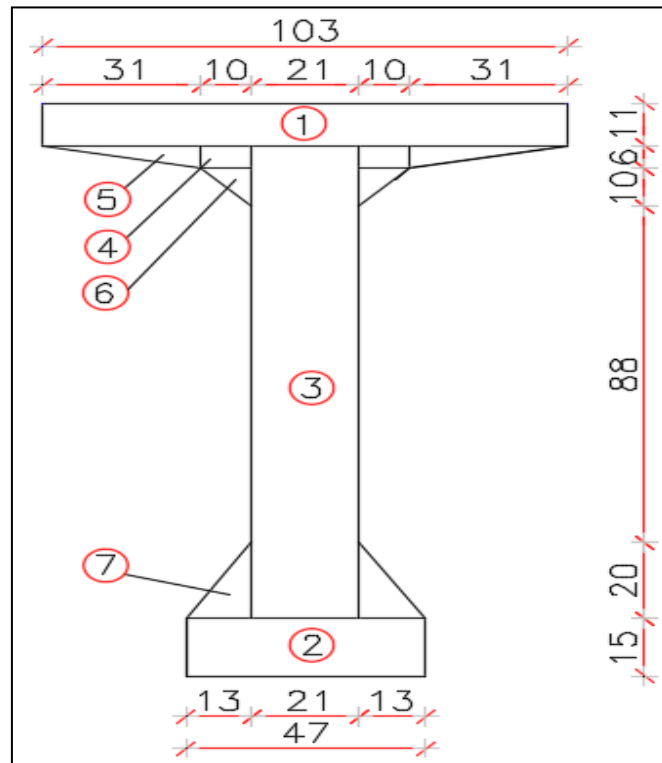


Figure IV.8: Section médiane de la poutre médiane sans hourdis.

Les caractéristiques géométriques de la section médiane sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.

Désignation	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	B(cm ²)	Z (cm)	S _Δ =B×Z (cm ³)	I ₀ (cm ³ ×cm)	I _Δ =I ₀ +B×Z ² (cm ⁴)
1	103	11	1133	144,5	163718,50	11424,42	23668748
2	47	15	705	7,5	5287,50	13218,75	52875
3	21	124	2604	77	200508,00	3336592,00	18775708
4*2 (rectangle)	10	6	120	136	16320,00	360,00	2219880
5*2(triangle)	31	6	186	137	25482,00	372,00	3491406
6*2(triangle)	10	10	100	129,666	12966,67	555,56	1681900
7*2(triangle)	13	20	260	21,666	5633,33	5777,77	127833,33
Total			5108		429916,00	3368300,50	50018350,0009

I_G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
13834370,5453	84,17	65,83	2708,37	48,88

IV.5.2. Poutres avec hourdis (dalle de 25cm)

a) Poutre intermédiaire

Les caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis.

Désignation		Dimension (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = B×Z (cm ³)	I ₀ (cm ³ ×cm)	I _Δ =I ₀ +B×Z ² (cm ⁴)
Section d'about	Poutre		7806		636988,67	10530293,28	68384101,99
	Hourdis	140×25	3500	162,5	568750	195312,5	92617187,5
	Poutre+Hourdis		11306		1205738,67	10725605,78	161001289,5
Section Intermédiaire	Poutre		6463		535724,00	5586357,33	59346399
	Hourdis	140×25	3500	162,5	568750	195312,5	92617187,5
	Poutre+Hourdis		9963		1104474	5781669,83	151963586
Section Médiane	Poutre		5108		429916,00	3368300,50	50018350
	Hourdis	140×25	3500	162,5	568750	195312,5	92617187,5
	Poutre+Hourdis		8608		998666	3563613	142635537,5

Désignation	I_G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
Section d'about	32414191,29	106,65	68,35	2866,99	39,33
Section intermédiaire	29524279,24	110,86	64,14	2963,39	41,68
Section médiane	26774271,29	116,02	58,98	3110,39	45,45

b) Poutre de rive :

Tableau IV.5: Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis.

Désignation		Dimension (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = B×Z (cm ³)	I ₀ (cm ³ ×cm)	I _Δ =I ₀ +B×Z ² (cm ⁴)
Section d'about	Poutre		7806		636988,67	10530293,28	68384101,99
	Hourdis	155×25	3875	162,5	629687,5	195312,5	102519531,3
	Poutre+Hourdis		11681		1266676,16	10725605,78	170903633,2
Section Intermédiaire	Poutre		6463		535724,00	5586357,33	59346399
	Hourdis	155×25	3875	162,5	629687,5	195312,5	102519531,3
	Poutre+Hourdis		10338		1165411,5	5781669,83	161865930
Section Médiane	Poutre		5108		429916,00	3368300,50	50018350
	Hourdis	155×25	3875	162,5	629687,5	195312,5	102519531,3
	Poutre+Hourdis		8983		1059603,5	3563613	152537881,3

Désignation	I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
Section d'about	33546513,89	108,44	66,56	2871,89	39,79
Section intermédiaire	30488104,18	112,73	62,27	2949,13	42,01
Section médiane	27550730,27	117,96	57,04	3066,98	45,58

IV.6. Sections géométriques des sections nettes

Les caractéristiques des sections nettes sont obtenues à partir des caractéristiques des sections brutes, en excluant la contribution des trous des armatures longitudinales (câbles) à la résistance, malgré leur remplissage ultérieur avec du mortier injecté. Cette simplification peut être appliquée de manière standard.

- $B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)} = 95\% B \text{ (brute)}$.
- $S_{\Delta} \text{ (nette)} = S_{\Delta} \text{ (brute)} - 8\% S_{\Delta} \text{ (brute)} = 92\% S_{\Delta} \text{ (brute)}$.
- $I_G \text{ (nette)} = I_G \text{ (brute)} - 10\% I_G \text{ (brute)} = 90\% I_G \text{ (brute)}$.

IV.6.1. Poutre + Hourdis

Les caractéristiques géométriques des sections nettes d'intermédiaire/rive sont :

Tableau IV.6: Sections géométriques nettes.

	Poutre seule			Poutre + Hourdis					
	Rive et intermédiaire			Intermédiaire			Rive		
	About	Inter-Médiaire	Médiane	About	Inter-Médiaire	Médiane	About	Inter-Médiaire	Médiane
B (cm²)	7415,7	6139,85	4852,6	10740,7	9464,85	8177,6	11096,95	9821,1	8533,85
S_A (cm³)	586029,57	492866,08	395522,72	1109279,57	1016116,08	918772,72	1165342,07	1072178,58	974835,22
I₀ (cm⁴)	10530293,27	5586357,33	429916	10725605,78	5781669,83	3563613	10725605,78	5781669,833	3563613
I_G (cm⁴)	14763843,82	13445770,44	12450933,5	29172772,16	26571851,32	24096844,16	30191862,5	27439293,76	2479567,2
V' (cm)	81,60	82,89	84,17	106,65	110,86	116,02	108,44	112,73	117,95
V (cm)	68,40	67,11	65,83	68,35	64,14	58,98	66,56	62,27	57,05
r² (cm²)	2101,50	2311,58	2708,37	2866,99	2963,39	3110,39	2871,89	2949,13	3066,98
ρ (%)	35,67	39,37	46,31	37,26	39,48	43,06	37,70	39,80	43,18

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué le pré-dimensionnement des éléments de notre tablier (poutres et hourdis), pour assurer une bonne résistance et fonctionnalité de ses derniers. Nous avons optimisé la hauteur des poutres, calculé le nombre nécessaire en fonction de la largeur du tablier et analysé les caractéristiques géométriques des sections brutes et nettes. En prenant en considération l'hourdis, nous avons déterminé les dimensions nécessaires pour assurer une structure robuste et sécurisée. Ce processus représente une phase clé dans l'élaboration de ponts performants et durables.

Chapitre V

Calcul des charges et surcharges

V.1. Introduction

Dans ce chapitre, on procède au calcul des charges et surcharges appliquées sur le pont, en prenant en considération son rôle de support structurel. On distingue généralement deux catégories de forces exercées sur une structure : les charges permanentes, qui comprennent le poids propre de l'ouvrage et toute charge stable ou constante, et les charges variables qui englobent les charges résultant du trafic et des conditions environnementales fluctuantes.

Nous visons à analyser de manière précise ces diverses actions pour concevoir un pont apte à supporter les charges, conformément aux normes et aux exigences relatives à la sécurité et à la durabilité, chaque catégorie de charge sera minutieusement examinée pour saisir entièrement son influence sur la résistance aux efforts suivants :

- Les charges permanentes (CP) et (CCP).
- Les surcharges routières.
- Les surcharges sur trottoir et garde-corps et due au vent.

V.2. Calcul de la charge permanente (CP)

V.2.1. Poids de la poutre

V.2.1.1. Sections des poutres

Du chapitre précédent, on a déduit les sections des différentes poutres :

$S_1 = 7806 \text{ cm}^2$ (Section d'about).

$S_2 = 6463 \text{ cm}^2$ (Section médiane).

$S_3 = 5108 \text{ cm}^2$ (Section intermédiaire).

- **Les demi-différences de l'âme a_1 et a_2**

$$a_1 = \frac{47 - 35}{2} = 6 \text{ cm} ; \quad a_2 = \frac{35 - 21}{2} = 7 \text{ cm}.$$

➤ **Section d'about (L_1)**

Selon les directives de CALGARO, la section d'about des poutres présente généralement un débord d'environ 50 à 60 cm par rapport à l'axe des lignes d'appui, ainsi, il est possible de conclure que :

$$L_1 \cong L_n + 1,20 \text{ mètre},$$

L_n : c'est la distance entre l'axe d'appareil d'appui et l'extrémité de la poutre, selon notre ouvrage on a pris $L_n = 0,50$ m.

Donc on aura : $L_1 \cong 0,50 + 1,20 = 1,70$ m.

➤ **Section intermédiaire (L_2)**

$$L' = 2 (L_2 + a_2) + L_3 = L_{total} - 2 (L_1 + a_1) \Rightarrow 33,40 - 2 (1,70 + 0,06)$$

$$L' = 29,88 \text{ m}$$

L' : la longueur de deux sections (intermédiaire et médiane).

D'où ;

$$L_2 = \frac{L'}{4}$$

$$L_2 = \frac{29,88}{4}$$

$$L_2 = 7,47 \text{ m.}$$

➤ **Section médiane (L_3)**

Pour déterminer la section médiane on utilise la formule suivante :

$$L' = 2 (L_2 + a_1) + L_3 \Rightarrow L_3 = L' - 2 (L_2 + a_2)$$

$$L_3 = 29,88 - 2 (7,47 + 0,07)$$

$$L_3 = 14,80 \text{ m.}$$

Par conséquent :

$$L_1 = 1,70 \text{ m ; } L_2 = 7,47 \text{ m ; } L_3 = 14,80 \text{ m.}$$

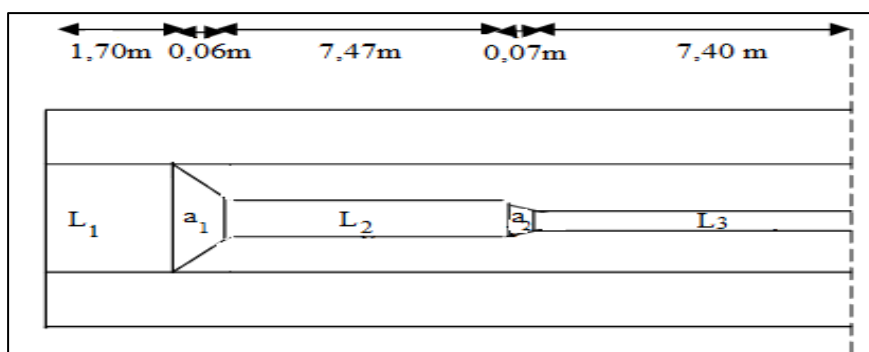


Figure V.1: Coupe longitudinale de la demi poutre.

V.2.1.2. Section équivalente de la poutre « S_{eq} »

La section équivalente de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$S_{eq} = \frac{1}{L} \left[2 \times \left(L_1 \times S_1 + \frac{S_1 + S_2}{2} \times a_1 \right) + 2 \times \left(L_2 \times S_2 + \frac{S_2 + S_3}{2} \times a_2 \right) + L_3 \times S_3 \right]$$

Application numérique :

$$S_{\text{éq}} = \frac{1}{33,40} \left[2 \times \left(1,70 \times 0,7806 + \frac{0,7806 + 0,6463}{2} \times 0,06 \right) + 2 \times \left(7,47 \times 0,6463 + \frac{0,6463 + 0,5108}{2} \times 0,07 \right) + 14,80 \times 0,5108 \right]$$

$$S_{\text{éq}} = 0,60 \text{ m}^2.$$

V.2.1.3. Le poids propre de la poutre « P_{poutre} »

$$P_{\text{poutre}} = \gamma \cdot S_{\text{éq}}$$

$$P_{\text{poutre}} = 2,5 \times 0,60$$

$$P_{\text{poutre}} = 1,50 \text{ t/ml.}$$

V.2.1.4. Le poids de toutes les poutres « P_{poutres} »

Le poids de toutes les poutres est donné par la formule suivante :

$$P_{\text{poutres}} = \text{le nombre de poutres} \times P_{\text{poutre}}$$

$$P_{\text{poutres}} = 7 \times 1,50$$

$$P_{\text{poutres}} = 10,50 \text{ t/ml.}$$

V.2.2. Poids de la dalle « P_{dalle} »

Étant donné une épaisseur de dalle de 25,00 cm, nous devons désormais calculer le poids de la dalle qui est supporté par les poutres intermédiaires ($P_{\text{intermédiaire}}$), et le poids de la dalle revenant aux poutres de rive (P_{rive}) situées sur les bords extérieurs de la structure.

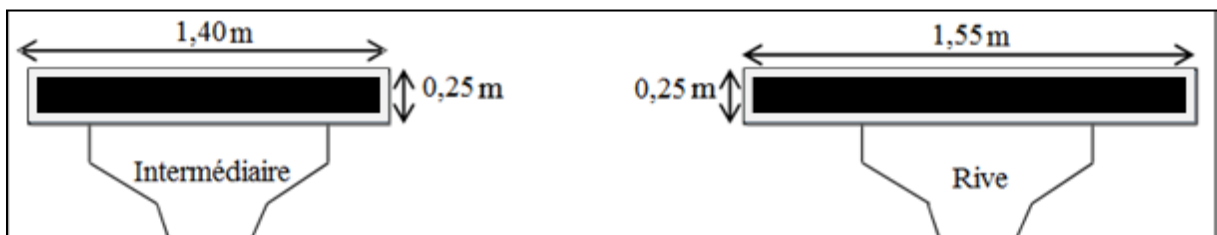


Figure V.2: Partie de la dalle supportée par la poutre intermédiaire et la poutre de rive.

- **Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire « $P_{\text{intermédiaire}}$ »**

$$P_{\text{intermédiaire}} = 0,25 \times 1,40 \times 2,5 = 0,875 \text{ t/ml}$$

- **Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive « P_{rive} »**

$$P_{\text{rive}} = 0,25 \times 1,55 \times 2,5 = 0,968 \text{ t/ml}$$

- **Le poids propre de la dalle « P_{dalle} »**

La formule pour calculer le poids propre de la dalle est donnée par :

$$P_{\text{dalle}} = (5 \times P_{\text{intermédiaire}}) + (2 \times P_{\text{rive}})$$

Application numérique :

$$P_{\text{dalle}} = (5 \times 0,875) + (2 \times 0,968)$$

$$P_{\text{dalle}} = 6,31 \text{ t/ml.}$$

CP : la charge permanente est de :

$$CP = P_{\text{poutres}} + P_{\text{dalle}}$$

$$CP = 10,50 + 6,31$$

$$CP = 16,81 \text{ t/ml.}$$

V.3. Calcul du complément des charges permanente (CCP)

Les charges complémentaires permanentes (CCP) incluent également : trottoirs, corniches, garde-corps, glissière de sécurité et revêtement.

V.3.1. Trottoir

On dispose un seul trottoir d'une largeur de 2 mètres et d'une épaisseur de 25 cm ;

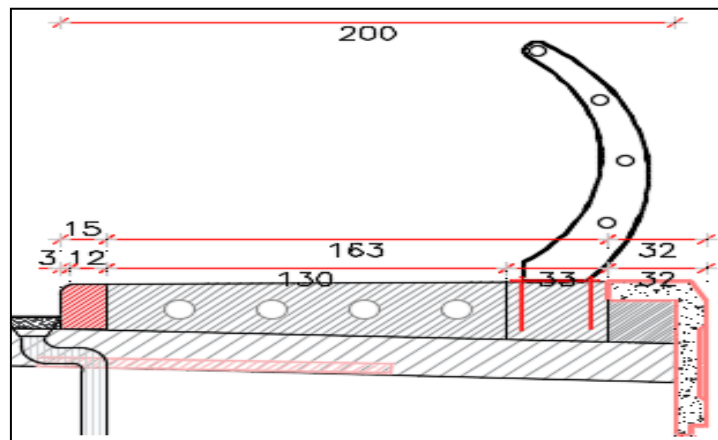


Figure V.3: Détail trottoir.

$$P_{\text{trottoir}} = \gamma \times \text{épaisseur} \times \text{largeur}$$

$$P_{\text{trottoir}} = 2,5 \times 0,25 \times 2$$

$$P_{\text{trottoir}} = 1,25 \text{ t/ml.}$$

V.3.2. Garde-corps

On dispose un garde-corps ;

Le poids du garde-corps est de : 0,10 t/ml

$$P_{\text{garde-corps}} = 0,10 \text{ t/ml}$$

V.3.3. Corniche

Elle est schématisée sur la figure ci-dessous :

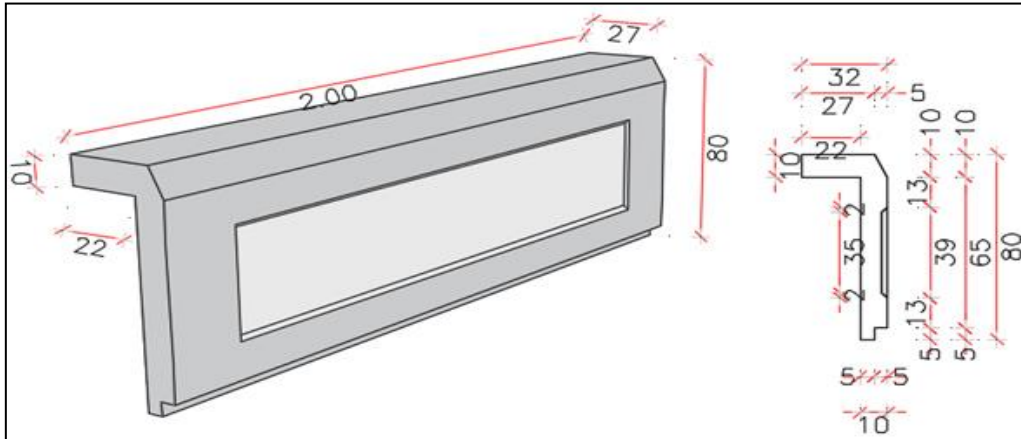


Figure V.4: Vue perspective et détail corniche.

$$P_{\text{corniche}} = \gamma \times S \times L$$

Avec :

S : surface de la corniche.

$$S = (0,05 \times 0,05) + (0,65 \times 0,10) + \left(\frac{0,10 \times 0,10}{2}\right) + (0,27 \times 0,10) = 0,10 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{corniche}} = 2,5 \times 0,10 \times 1$$

$$P_{\text{corniche}} = 0,25 \text{ t/ml.}$$

V.3.4. Glissière de sécurité métallique

Le poids de la glissière de sécurité métallique avec support est de 0,10 t/ml,

$$P_{\text{glissière}} = 0,10 \text{ t/ml.}$$

V.3.5. Revêtement

La structure comprend une couche de revêtement bitumineux d'une épaisseur de 6 cm, ayant une densité de 2,2 t/m³.

$$P_{\text{revêtement}} = 2,2 \times 0,06 \times 7,80$$

$$P_{\text{revêtement}} = 1,03 \text{ t/ml.}$$

Donc :

CCP : Le complémentaire de la charge permanente est de :

$$CCP = P_{\text{trottoir}} + P_{\text{garde-corps}} + P_{\text{corniche}} + P_{\text{glissière}} + P_{\text{revêtement}}$$

$$CCP = 1,25 + 0,10 + 0,25 + 0,10 + 1,03$$

$$CCP = 2,73 \text{ t/ml.}$$

➤ **Le poids total du tablier :**

Le tableau suivant nous représente toutes les charges CP et CCP et le poids total du tablier en tonne sur mètre linéaire.

Tableau V.1: Poids total du tablier en (t/ml).

	Eléments	Poids (t/ml)
CP	Poutres	10,50
	Dalle	6,31
CCP	Trottoir	1,25
	Garde-corps	0,10
	Corniche	0,25
	Glissière de sécurité	0,10
	Revêtement	1,03
Poids total du tablier		19,54

$$P_{\text{total}} = CP + CCP$$

$$P_{\text{total}} = 16,81 + 2,73$$

$$P_{\text{total}} = \mathbf{19,54 \text{ t/ml.}}$$

➤ **La charge totale du tablier en tonne :**

$$G_{\text{totale}} = (CP + CCP) \times L$$

$$G_{\text{totale}} = 19,54 \text{ t/ml} \times 33,40 \text{ m}$$

$$G_{\text{totale}} = \mathbf{652,636 \text{ t.}}$$

V.4. Calcul des surcharges routières

Elles sont définies par le DTR-RCPR 2008, dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante :

- ✓ La surcharge de type A(l).
- ✓ Système B.
- ✓ Surcharge militaire $M_C 120$.
- ✓ Surcharge exceptionnelle convois de D240.

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l'effet le plus défavorable. Cependant la chaussée n'est pas totalement chargée ; donc on définit la largeur chargeable qui se déduit de la largeur roulable.

Dans notre projet :

Pour un côté, un trottoir surmonté d'un garde-corps et une corniche à l'extrémité, d'autre côté une bordure surmontée d'une glissière de sécurité métallique.

➤ **Largeur roulable (L_r)**

La largeur roulable c'est la longueur comprise entre dispositifs de retenue ou bordure de trottoir.

Dans notre cas : L_r = 7,80 m.

➤ **Largeur chargeable (L_c)**

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) qu'il en existe,

Dans notre cas :

$$L_c = L_r - 0,5$$

Application numérique

$$L_c = 7,80 - 0,5$$

$$L_c = 7,30 \text{ m.}$$

➤ **Nombre de voies (n)**

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

$$n = E\left(\frac{L_c}{3}\right)$$

Application numérique

$$n = E\left(\frac{7,30}{3}\right) = 2,43 \text{ m}$$

Donc on prend : n = 2 voies.

➤ **Largeur de la voie (L_v)**

Elle est donnée par la relation :

$$L_v = \frac{L_c}{n}$$

Application numérique

$$L_v = \frac{7,30}{2} = 3,65 \text{ m.}$$

Donc on a 2 voies de circulation de 3,65 m de chacune.

➤ **Classe de pont**

On distingue trois classes de ponts, on fonction de leur largeur roulable qui sont les suivantes :

Tableau V.2: Classe de pont.

Classe de pont	Largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r \leq 5,5 \text{ m}$

On a : $L_r = 7,80 \text{ m} > 7 \text{ m}$, donc notre pont est classé dans la première classe.

V.4.1. Système de charges A

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur « l » chargée, il est défini par la formule suivante :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l + 12}$$

$$\text{Si } A(l) \leq (4 - 0,002 l) \text{ KN/m}^2 \text{ alors } A = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ (4 - 0,002 l) \end{array} \right.$$

$$\text{Si } A(l) > (4 - 0,002 l) \text{ KN/m}^2 \text{ alors } A = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

Avec :

l : la longueur chargée qui est de 32,40 m.

$$l = 33,40 - (2 \times 0,5) = 32,40 \text{ m.}$$

Application numérique

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{32,40 + 12}$$

$$A(l) = 1040,81 \text{ Kg/m}^2 = 1,04 \text{ t/m}^2.$$

$$A(l) = 10,41 \text{ KN/m}^2 < (4 - 0,002 \times 32,4) = 3,9352 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge « A » de notre ouvrage est donnée en fonction de la longueur chargée :

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

La valeur de **A** est ajustée à l'aide des coefficients a_1 et a_2 .

➤ **Calcul des coefficients a_1 et a_2**

a_1 : le coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Tableau V.3: Valeurs de coefficient a_1 de dégressivité transversale de la charge.

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0,90	0,75	0,70
	Deuxième	1	0,90	-	-	-
	Troisième	0,90	0,80	-	-	-

Pour notre cas : $a_1 = 1$; puisque on a un pont de première classe avec deux voies de circulation.

a_2 : est donné par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{Lv_0}{Lv}$$

Lv_0 : en fonction de classe de pont sa valeur est déterminée à partir du tableau ci-dessous :

Tableau V.4: Valeurs de Lv_0 .

Classe de pont	Lv_0
1 ^{ère} classe	3,5 m
2 ^{ème} classe	3 m
3 ^{ème} classe	2,75 m

Pour notre cas : $Lv_0 = 3,5$ m pont de première classe, $Lv = 3,65$ m

Donc :

$$a_2 = \frac{3,5}{3,65}$$

$$a_2 = 0,96$$

La valeur de A en fonction de voies chargées (n)

On a : $A = a_1 \times a_2 \times A(l) = 1 \times 0,96 \times 1,04 = 0,998 \text{ t/m}^2$.

$$A = 0,998 \text{ t/m}^2.$$

Tableau V.5: Valeur de la charge A en fonction du nombre de voies chargées.

Nombre de Voies	a_1	a_2	$A(l) \times a_1 \times a_2 \text{ (t/m}^2\text{)}$	Largeur de la voie (m)	A (t/ml)
01	1	0,96	0,998	3,65	3,496
02	1	0,96	0,998	7,30	6,993

V.4.2. Système de charge B

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

- Le système B_c, se compose de camions types pesant jusqu'à 30 tonnes.
- Le système B_r, se compose d'une roue isolée pouvant supporter jusqu'à 10 tonnes.
- Le système B_t, se compose de groupes de deux essieux dénommés « essieux tandems » pesant à 32 tonnes.

V.4.2.1. Système de charges B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques comme sont indiquées dans le tableau et le schéma ci-dessous :

Tableau V.6: Système de charge B_c.

Désignation	Valeur	Unité
Charge totale	30	t
Charge portée par chacun des essieux arrière	12	t
Charge portée par l'essieu avant	6	t
Longueur d'encombrement	10,5	m
Largeur d'encombrement	2,5	m
Distance des essieux arrière	1,5	m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5	m
Distance de l'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	m
Surface d'impact d'une roue arrière	Carré de 0,25 m de côté.	m ²
Surface d'impact d'une roue avant	Carré de 0,20 m de côté.	m ²

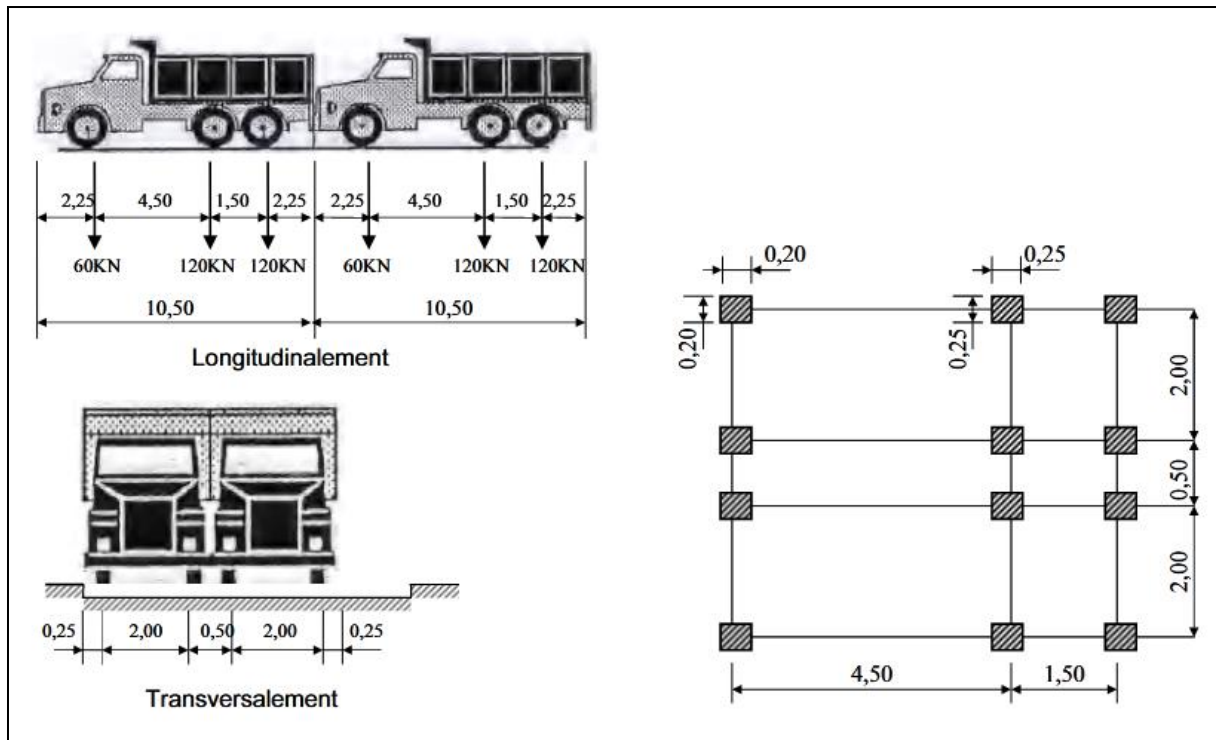


Figure V.5: Système de charge B_c .

Une file de système B_c se compose de deux camions de 30 t disposés l'un après l'autre :

- **Disposition dans le sens transversal** : le nombre maximal de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.
- **Disposition dans le sens longitudinal** : le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Note : les charges du système B_c sont frappées de majorations dynamiques, ce coefficient est le même pour chaque élément d'ouvrage.

- **Détermination du coefficient de majoration dynamique δ**

Selon le règlement de construction des ponts routiers de 2008 (RCPR 2008), le calcul des charges permanentes prend en compte le coefficient de majoration spécifié pour ce système :

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

Tel que :

L : la portée de la travée.

G : la charge totale du tablier.

S : la surcharge maximale du véhicule pondéré.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées.

Tableau V.7: Valeurs de coefficient b_c .

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,8	-	-	-

Concernant notre ouvrage, on a un pont de 1^{ère} classe et deux voies donc : $b_c = 1,10$.

Avec :

$$L = 33,40 \text{ m.}$$

$$G = 652,636 \text{ t.}$$

$$S = \max \{ B_c \times b_c \times n \times 2 ; B_t \times b_t \times n \times 2 ; B_r \}$$

$$S = \max \{ 30 \times 1,10 \times 2 \times 2 ; 16 \times 1 \times 2 \times 2 ; 10 \}$$

$$S = \max \{ 132 \text{ t} ; 64 \text{ t} ; 10 \text{ t} \}$$

On prend : $S = 132 \text{ t.}$

Application numérique :

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{652,636}{132}}$$

$$\delta_{Bc} = 1,08$$

Tableau V.8: Résultat de système de charge B_c par essieu.

Nombre de voies chargées	b_c	δ_{Bc}	Charge par essieu (t)		
1 voie	1,20	1,08	E. AV	$1 \times 6 \times 1,20 \times 1,08$	7,776
			E. AR	$1 \times 12 \times 1,20 \times 1,08$	15,552
2 voies	1,10	1,08	E. AV	$2 \times 6 \times 1,10 \times 1,08$	14,256
			E. AR	$2 \times 12 \times 1,10 \times 1,08$	28,512

Avec : **E. AV** : essieu avant ; **E. AR** : essieu arrière.

V.4.2.2. Surcharge B_t

Un tandem se compose de deux essieux chacun pesant 16 tonnes, chaque essieu est constitué de deux roues simples pneumatiques. La surface d'impact de chaque roue est un rectangle, mesurant 0,60 mètre sur le côté transversal et 0,25 mètre sur le côté longitudinal.

Le système B_t est applicable seulement sur les ponts de la 1^{ère} et 2^{ème} classe.

Les caractéristiques du système B_t sont illustrées dans la figure ci-dessous :

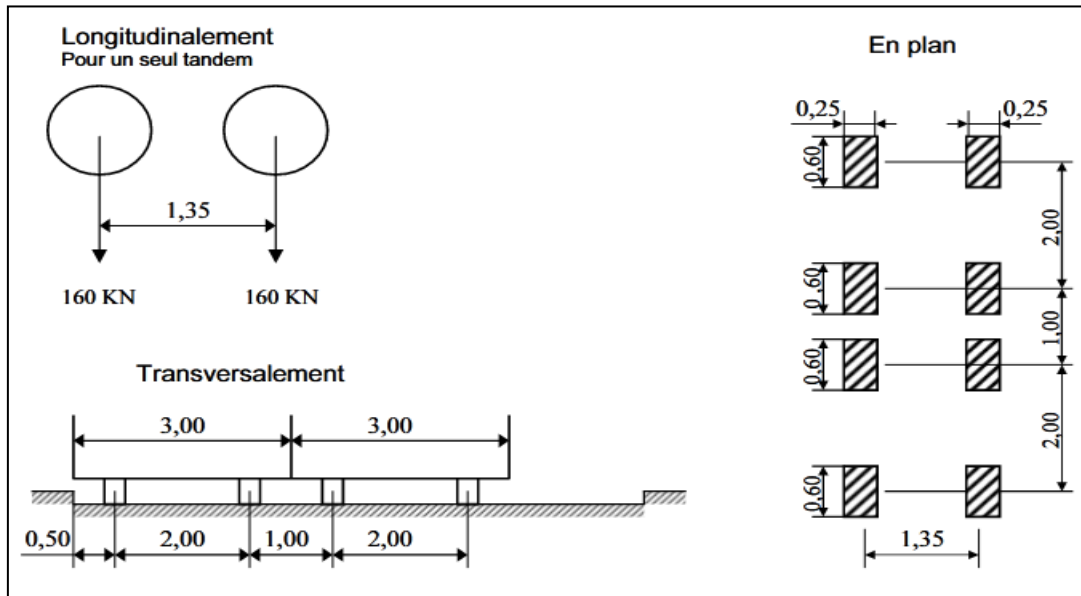


Figure V.6: Système B_t.

On dispose un seul tandem dans le sens longitudinal et, au plus, deux tandems transversalement.

Les valeurs des charges du système B_t prise en compte sont multipliées par le coefficient *b_t* et par le coefficient de majoration dynamique δ.

Le coefficient *b_t* dépend de la classe du pont, donné par le tableau suivant :

Tableau V.9: Valeurs de coefficient *b_t*.

Classe de pont	<i>b_t</i>
Première classe	1,00
Deuxième classe	0,90

Dans notre cas : *b_t* = 1,00

Donc :

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

Avec :

$$L = 33,40 \text{ m.}$$

$$G = 652,636 \text{ t.}$$

$$S = 32 \times 2 \times 1 ; S = 64 \text{ t pour 2 tandems.}$$

Application numérique

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{652,636}{64}}$$

$$\delta_{Bt} = 1,066.$$

Ce tableau résume les résultats, montrant la masse totale en tonnes pour différents nombres de tandems :

Tableau V.10: Résultat de système de charge B_t par essieu.

Désignation	Poids (t)	b_t	δ_{Bt}	Essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1,066	$1 \times 16 \times 1 \times 1,066 = 17,056$
2 Tandems	64	1	1,066	$2 \times 16 \times 1 \times 1,066 = 34,112$

V.4.2.3. Surcharge B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m. Cette technique permet de simuler une charge concentrée pour tester la capacité des ponts à supporter de telles contraintes.

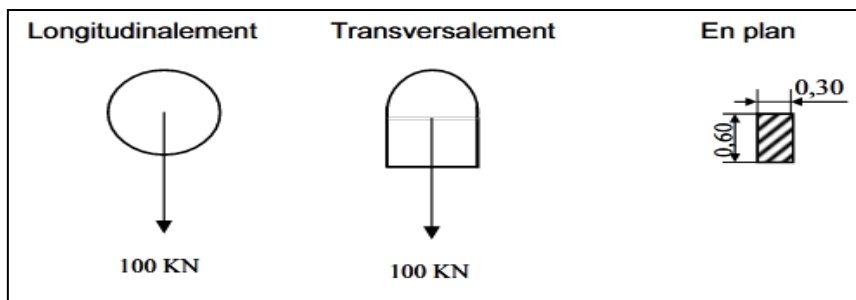


Figure V.7: Système B_r .

V.4.3. Convoie $M_c 120$

Un véhicule type militaire est souvent plus défavorable que le système A et B pour les éléments de tablier.

Le système $M_c 120$ comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale 110 t.
- Longueur d'une chenille 6,10 mètre.

- Largeur d'une chenille 1,00 mètre.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 mètre.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément Chargé.
- Les véhicules M_c 120 peuvent circuler en convois ;
 Dans le sens transversal : un seul convoi.
 Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est illimité, la distance entre deux convois est environ de 30,5 mètres.

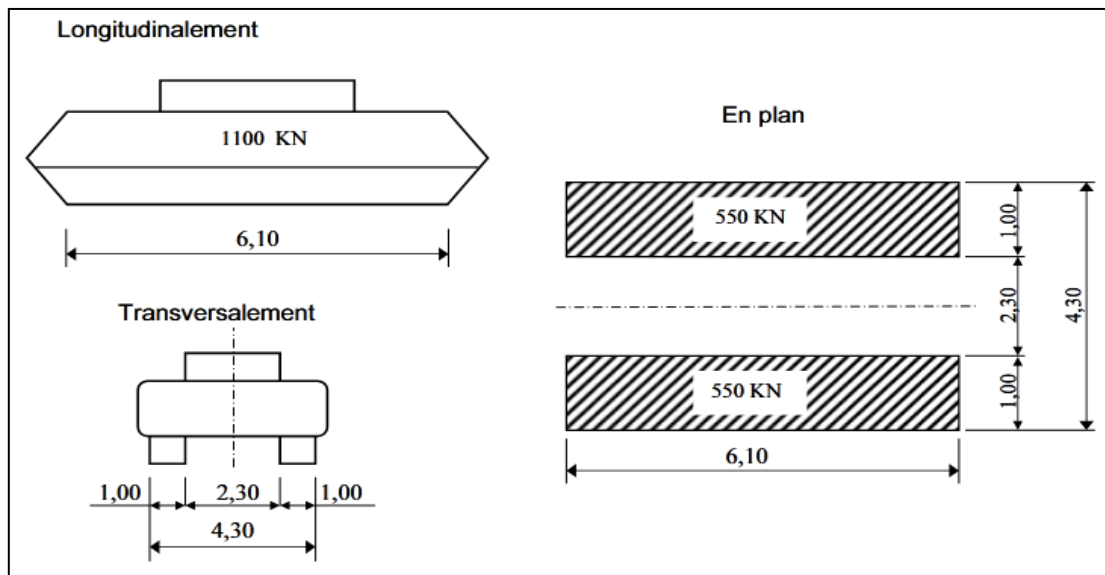


Figure V.8: Convoie M_c 120.

• **Le coefficient de majoration dynamique δ**

Les surcharges militaires sont multipliées d'un coefficient de majoration dynamique.

$$\delta_{M_c120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

$L = 33,40$ m.

$G = 652,636$ t.

S : charge totale du système M_c 120 égale à : 110 t.

Application numérique

$$\delta_{M_c120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{652,636}{110}}$$

$$\delta_{M_c120} = 1,076.$$

Le poids par mètre linéaire d'un véhicule M_c 120 est :

$$Q_{M_c 120} = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml}$$

V.4.4. Charge exceptionnelle D240

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,60 m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12,90 t/m.

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

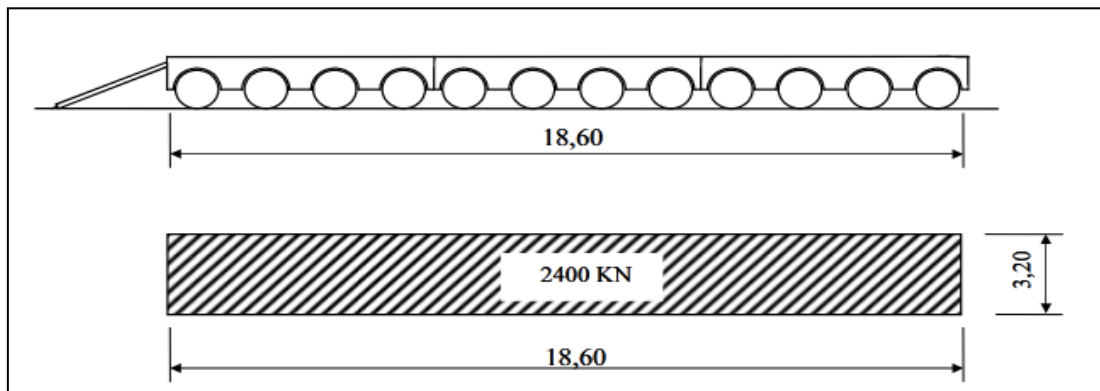


Figure V.9: Système D240.

Le poids par mètre linéaire du Système D240 est :

$$Q_{D240} = \frac{240}{18,60} = 12,903 \text{ t/ml.}$$

V.5. Autres charges

V.5.1. Surcharge sur trottoir

Les charges appliquées sur les trottoirs sont régies par des normes techniques, telles que le RCPR 2008. Selon ces normes,

- Les charges générales comprennent une charge uniforme de 0,15 t/m².
- Les charges locales comprennent une charge uniforme de 0,45 t/m².

Les charges de trottoirs ne sont pas majorées pour effets dynamiques.

Nous avons utilisé la charge générale pour le calcul, c'est-à-dire une surcharge de 0,15 t/m².

Puisque nous avons un seul trottoir de 2 mètres de largeur,

Le trottoir chargé donne :

$$q = 0,15 \times 2 = 0,3 \text{ t/ml.}$$

V.5.2. Charge sur le garde-corps

Sur la main courante d'un garde-corps pour piétons est appliquée une charge normale horizontale et uniforme « q » à la lisse supérieure (Figure V.10).

Celle-ci est donnée en fonction de la largeur utile b du trottoir, et est exprimée en mètre linéaire, par la formule :

$$q = 0,50 (1 + b)$$

Avec : b = 1,45 m

Application numérique

$$q = 0,5 (1 + 1,45) = 1,225 \text{ t/ml.}$$

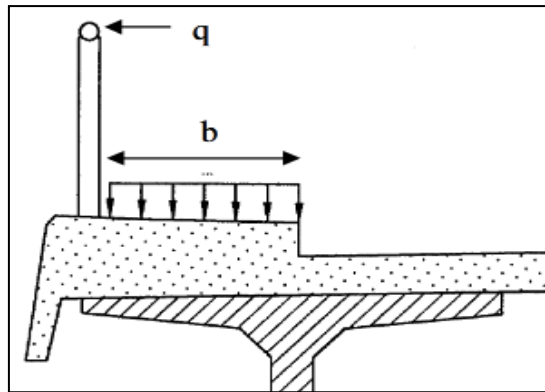


Figure V.10: Charge sur le garde-corps.

V.5.3. Charge du vent

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

- 0,20 t/m² pour les ouvrages en service.
- 0,125 t/m² pour les ouvrages en cours de construction.

Le vent développe une pression appliquée normalement à l'axe longitudinal sur toute surface de la structure.

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre, un calcul détaillé des charges et surcharges a été effectué. La détermination du poids propre du tablier de notre ouvrage ainsi que la définition de tous les cas de charge possibles (poids de chaque convoi, nombre de systèmes par voie, etc.), ce calcul représentent une étape fondamentale dans l'étude et la conception de notre ouvrage.

Dans le chapitre qui suit se penchera sur la modélisation du tablier de pont, intégrant ces charges dans le logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*, pour assurer la fiabilité de la conception de notre ouvrage.

Chapitre VI

Modélisation du tablier

VI.1. Introduction

La modélisation d'un pont constitue une étape fondamentale dans le processus de conception et de réalisation d'un ouvrage d'art. Elle permet de traduire les contraintes physiques, géométriques et environnementales en un modèle numérique exploitable, essentiel pour garantir la sécurité, la durabilité et l'efficacité de la structure.

Cette démarche repose sur l'utilisation de logiciel **Robot Structural Analysis**, qui offre des outils avancés pour l'analyse statique, dynamique des ponts. Cet outil permet de simuler le comportement de la structure sous différentes charges (permanentes, d'exploitation) et de vérifier sa conformité aux normes en vigueur.

La modélisation englobe plusieurs aspects : la définition de la géométrie du pont, l'application des charges, l'analyse des efforts internes (moments fléchissant, efforts tranchants), ainsi que la vérification des sections et du ferrailage.

Ce chapitre présente les principes et les étapes clés de la modélisation d'un pont, en mettant l'accent sur l'utilisation du logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016*, pour illustrer les démarches pratiques.

VI.2. Présentation du logiciel

Robot Structural Analysis Professional, développé par Autodesk, représente un logiciel de pointe dédié au calcul et à l'optimisation des structures. Basé sur la méthode d'analyse par éléments finis, il offre une palette étendue d'applications pour l'étude et de conception de divers types de structures.

Les utilisateurs de Robot bénéficient de sa puissance de modélisation pour créer des modèles mixtes, intégrant des barres, des coques et des éléments volumiques, tout en exploitant des fonctionnalités spécifiques telles que les charges roulantes et les phases de chargement. La charge roulante, par exemple, est modélisée par une combinaison de forces concentrées, linéaires et surfaciques, simulant le déplacement progressif d'un convoi à travers la structure.

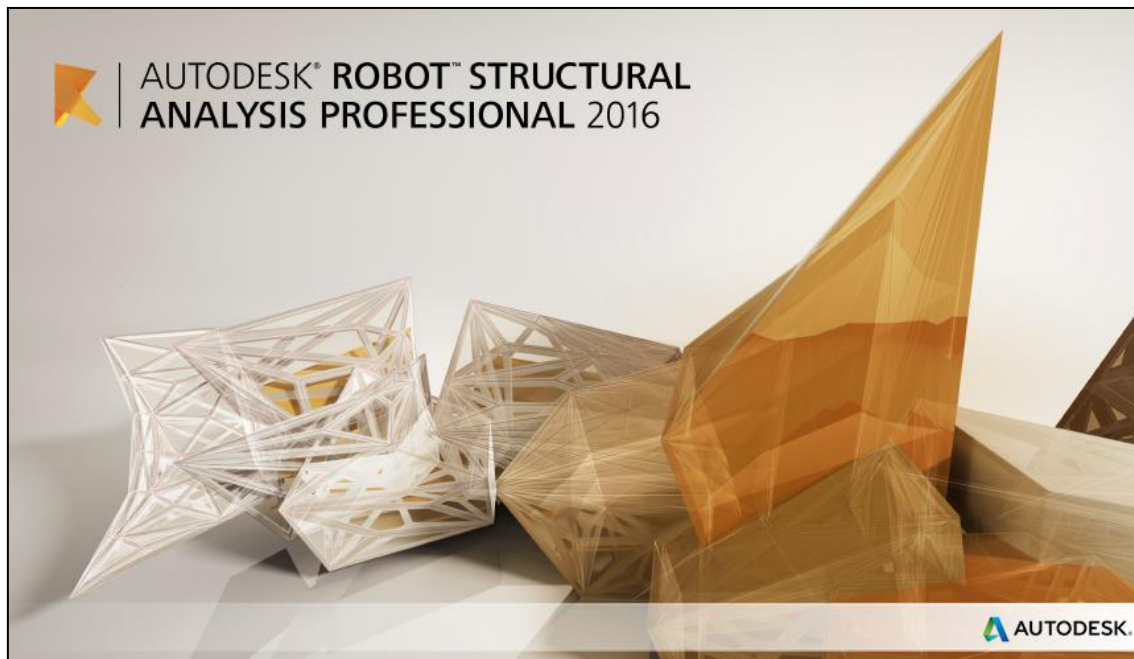


Figure VI.1: Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016.

VI.3. Modélisation du tablier

VI.3.1. Définitions des éléments et étapes de la modélisation

Étant donné que l'ouvrage est isostatique avec une seule travée. Cette travée comprend une dalle d'une épaisseur de 25 cm, supportée par 7 poutres d'une longueur de 33,40 mètres chacune. Les poutres sont traitées comme des éléments de section, tandis que la dalle est considérée comme un panneau.

➤ **Étape 01 : Choix de la structure.**

Après avoir lancé le logiciel Robot on opte pour l'étude de coque, comme indiquée dans la figure suivante.



Figure VI.2: Choix de la structure.

➤ **Étape 02 : Réglages des unités et normes.**

Pour utiliser le logiciel, vous devez configurer les paramètres spécifiques à votre projet, comprenant :

- Définir les caractéristiques des matériaux à utilisés.
- Choisir les unités de mesure adaptées à votre projet.
- Conformer le logiciel aux normes et réglementations pertinentes.

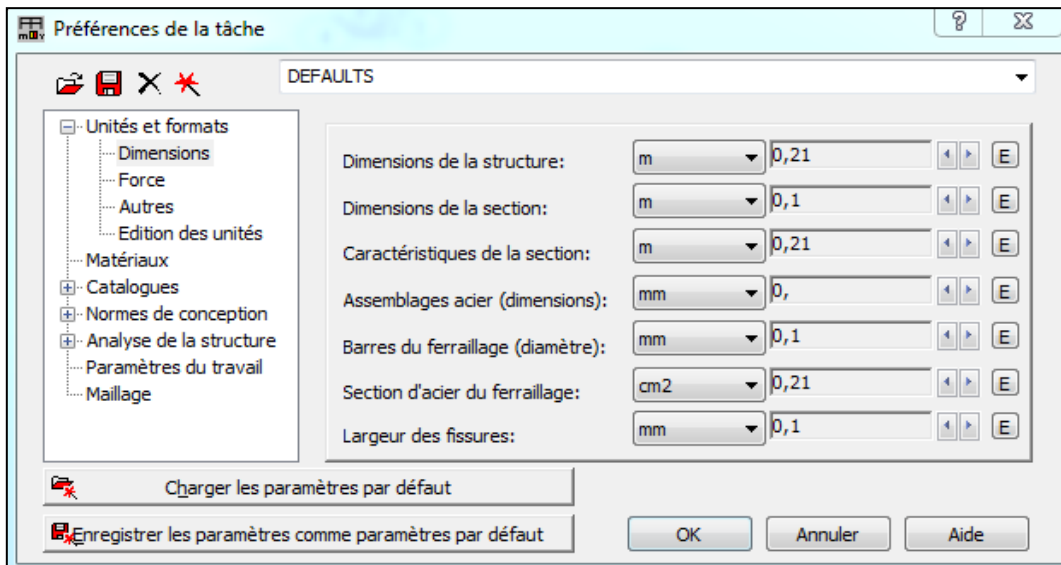


Figure VI.3 : Réglage des dimensions.

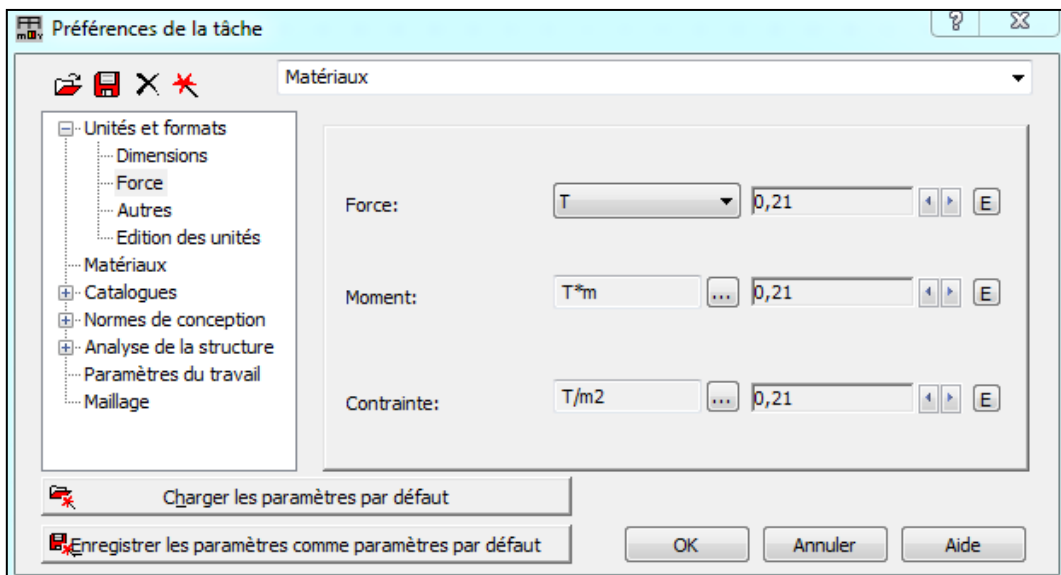


Figure VI.4: Réglage de force.

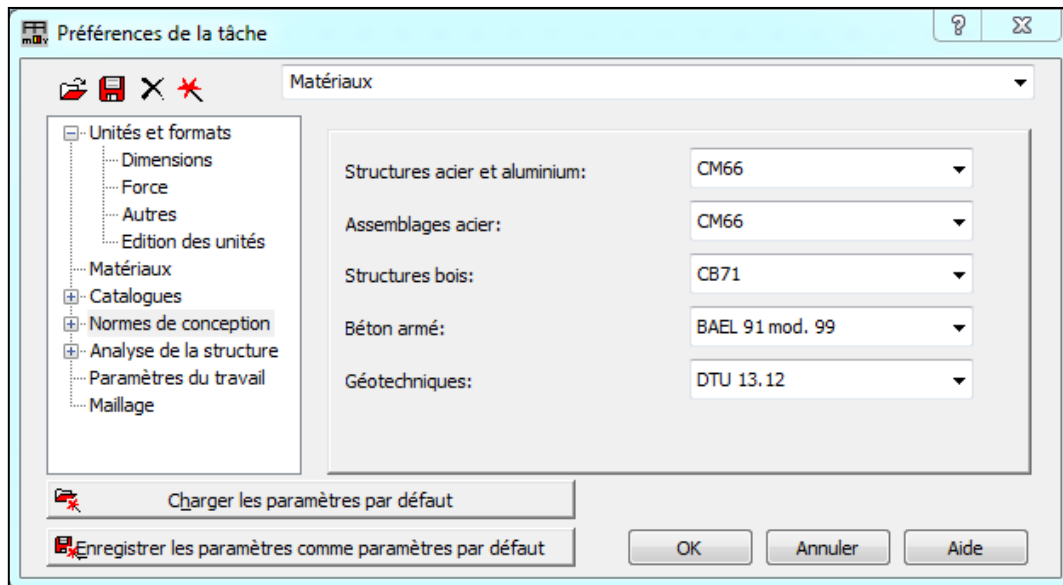


Figure VI.5: Réglage des différentes normes de conception.

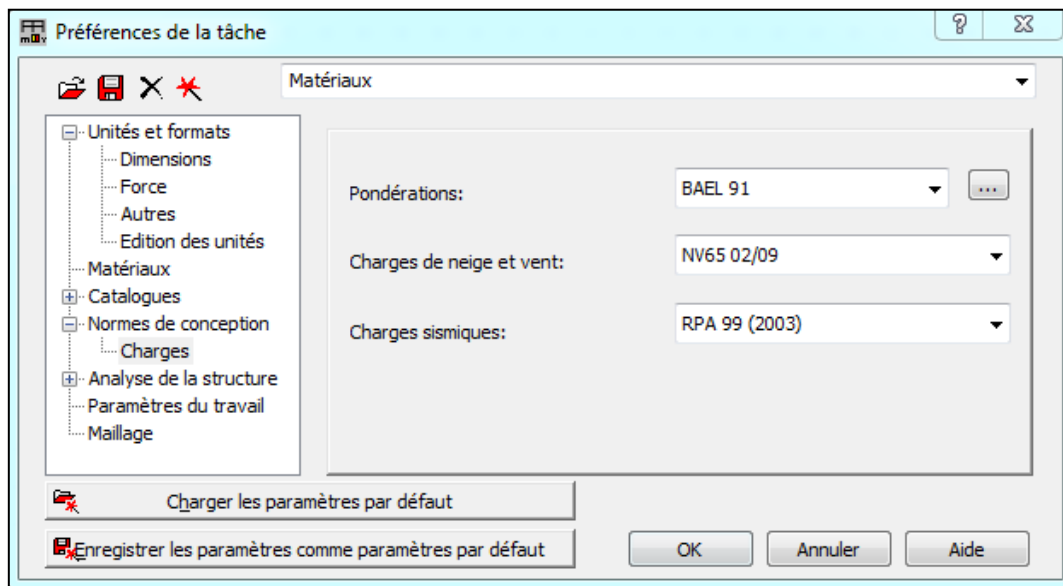


Figure VI.6: Réglage des charges.

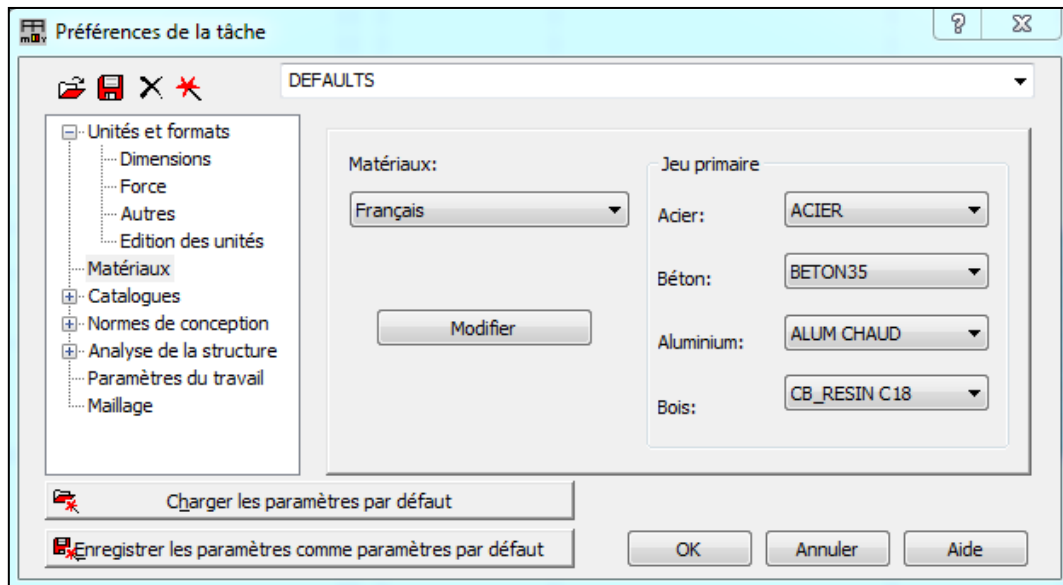


Figure VI.7: Réglage de matériaux.

➤ **Étape 03 : Définition des lignes de construction.**

La définition de la structure implique la spécification des composants architecturaux fondamentaux, notamment les lignes de construction, qui constituent l'ossature essentielle d'un ouvrage de construction.

Ces lignes sont rapatriées sous X, Y, et Z comme indiquée sur les figures suivantes.

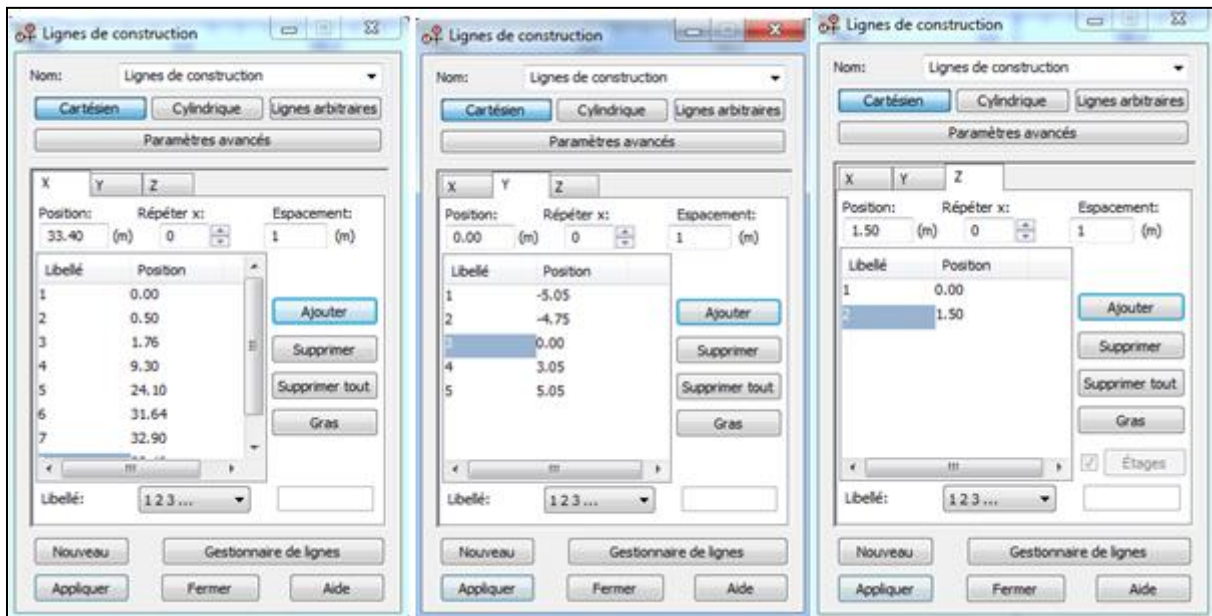


Figure VI.8: Définition des lignes de construction.

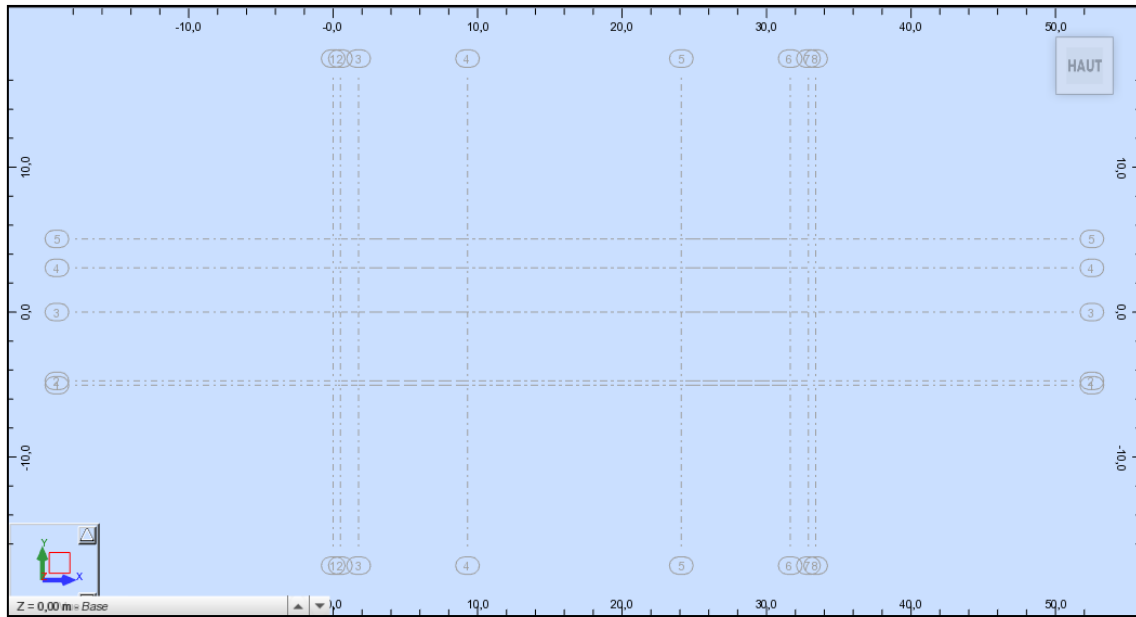


Figure VI.9: Affichage des lignes de construction.

➤ **Étape 04 : Introduction des sections des éléments.**

On définit les sections des différentes poutres, ensuite on les importe en fichier DXF, après les avoirs définis précédemment sur AutoCAD.

- Section d'about avec une largeur du talon $D=47\text{cm}$.
- Section intermédiaire une largeur du talon, $D=35\text{cm}$.
- Section médiane avec une largeur du talon, $D=21\text{cm}$.

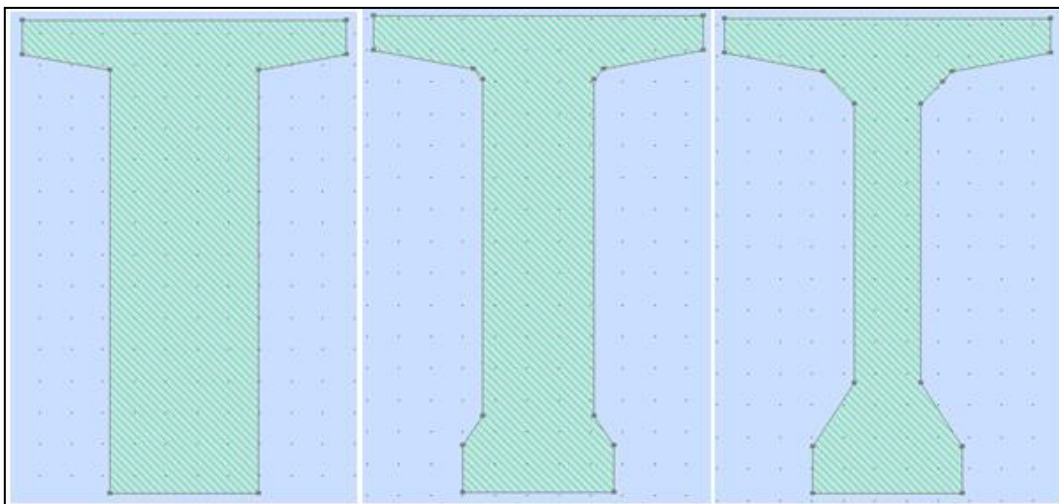


Figure VI.10: Les sections de la poutre.

➤ **Étape 05 : Importation des sections.**

On importe les différentes sections de la poutre, le résultat sera obtenu après l'intégration des sections de la poutre dans les éléments de barres et profils :

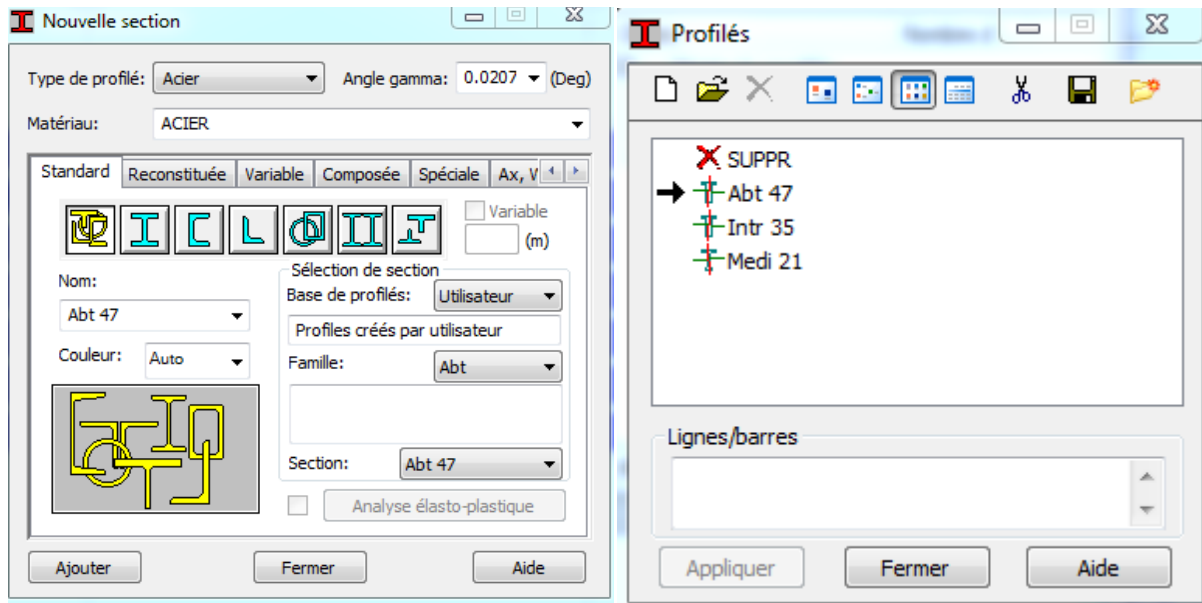


Figure VI.11: Importation de la section d'about de la poutre.

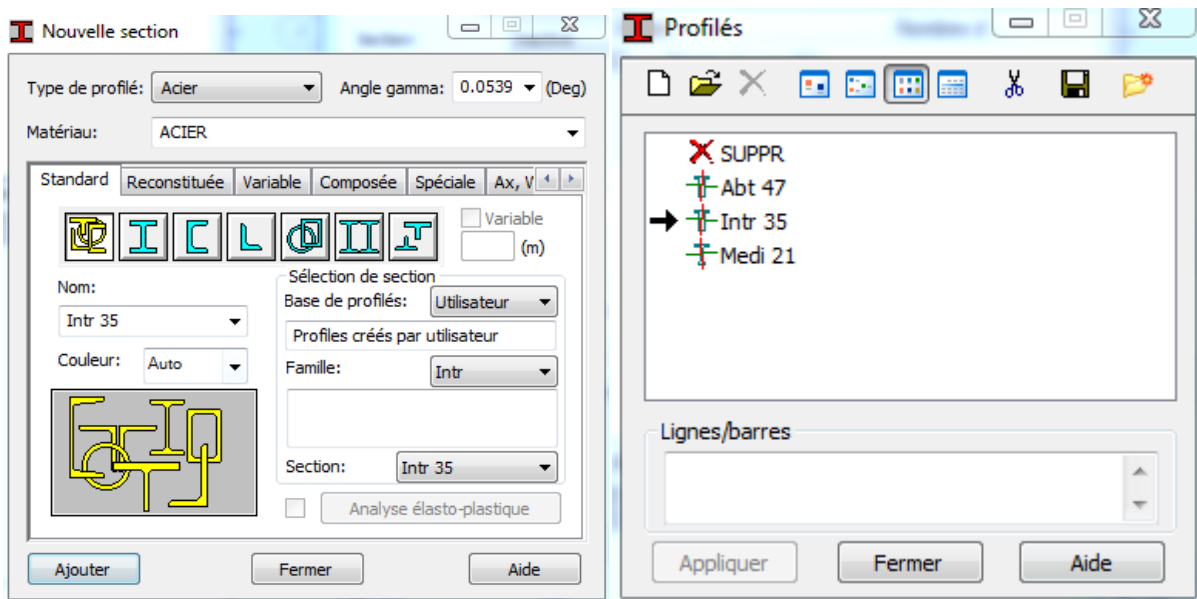


Figure VI.12: Importation de la section intermédiaire de la poutre.

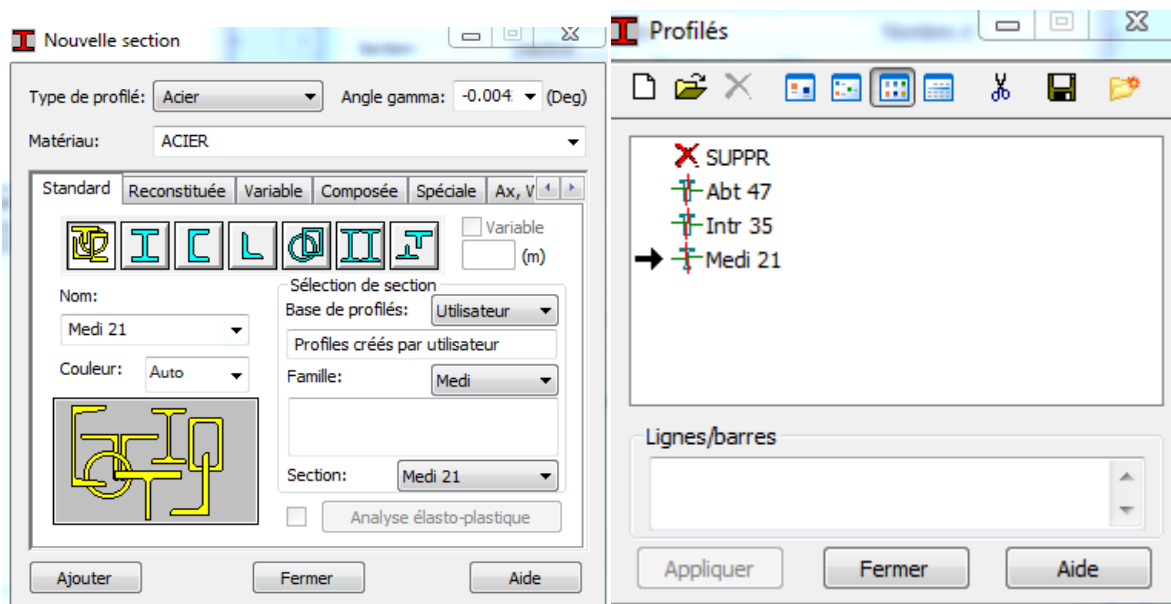


Figure VI.13: Importation de la section médiane de la poutre.

Après avoir importé les sections, nous procédons à l'application et on les introduit sur les lignes de construction pour former les poutres comme indiqué ci-dessous.

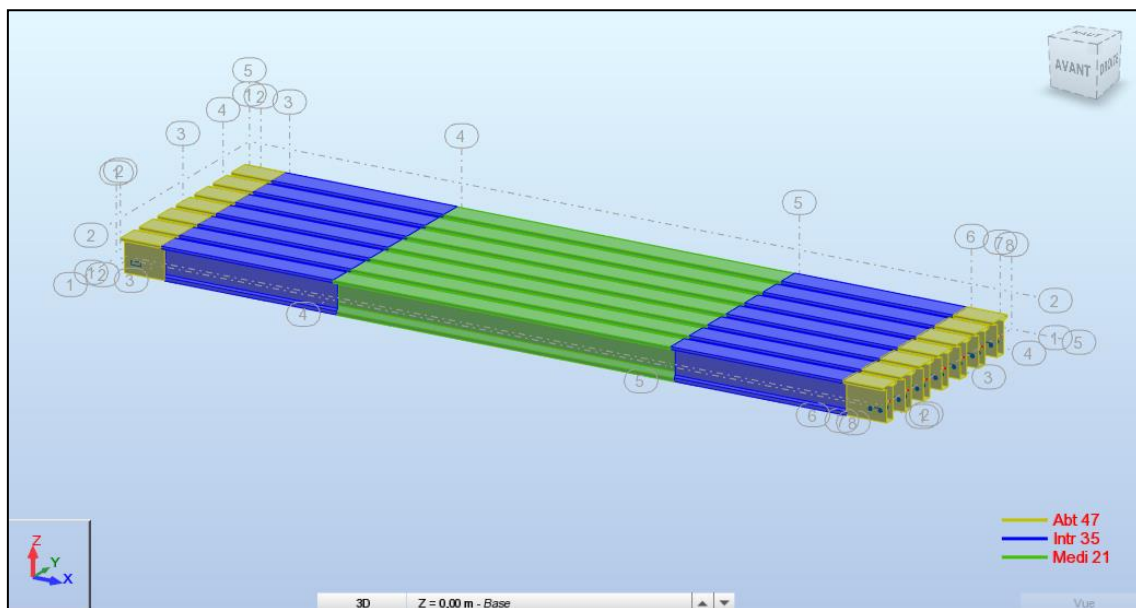


Figure VI.14: Aperçu des poutres.

➤ **Étape 06 : Introduction des appareils d'appuis.**

Commençons par définir deux lignes de construction pour positionner ces appareils d'appui sur l'axe des abscisses (X), à savoir :

X = 0,50 m et X =32,90 m.

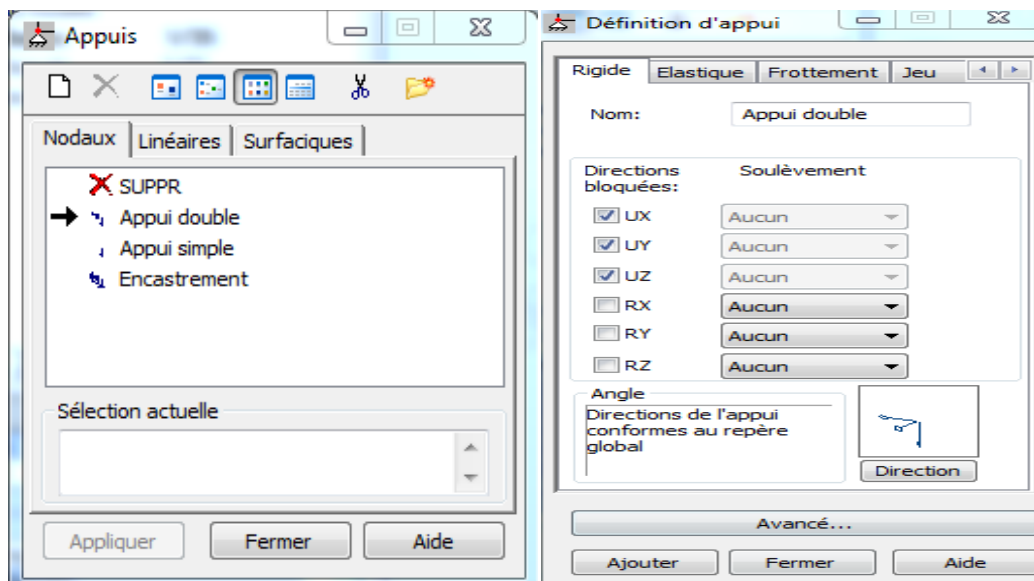


Figure VI.15: Définition d'appui double.

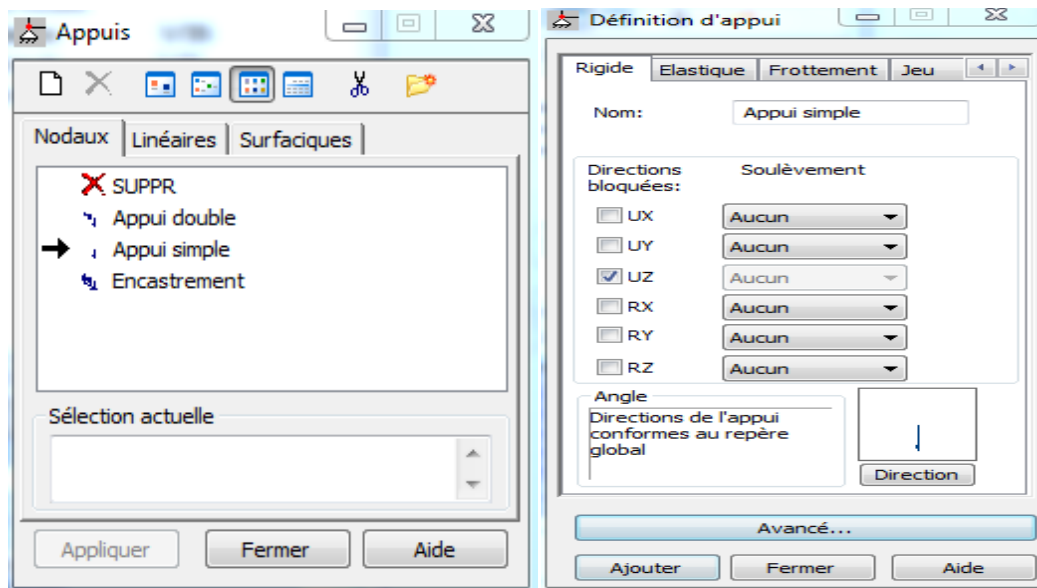


Figure VI.16: Définition d'appui simple.

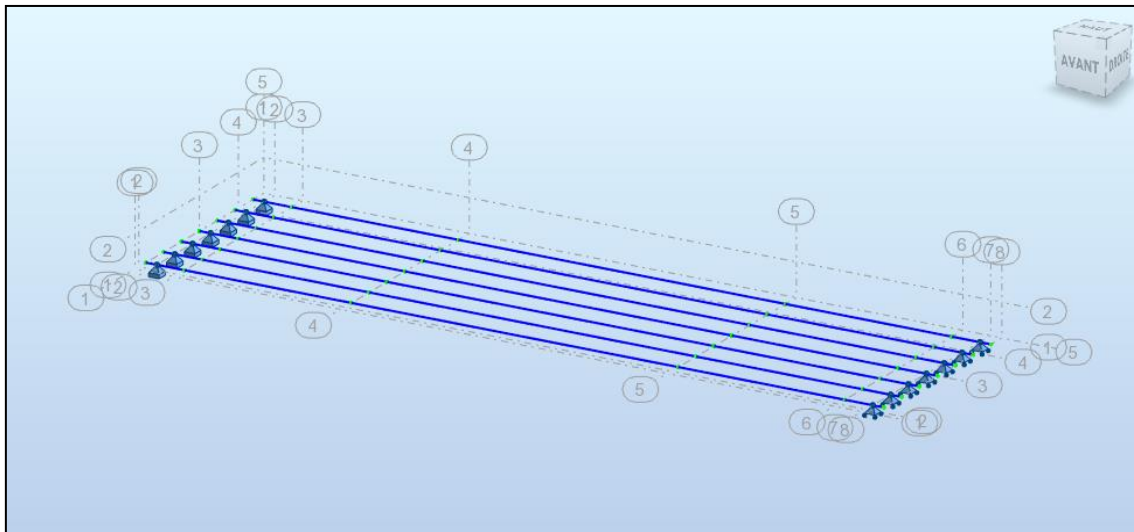


Figure VI.17: Introduction des appareils d'appuis.

➤ **Étape 07 : Introduction de la dalle.**

On crée un contour pour tout le tablier avant d’ouvrir la barre des panneaux ensuite on crée un nouveau et on déclare l’épaisseur de la dalle qui est de 25 cm.

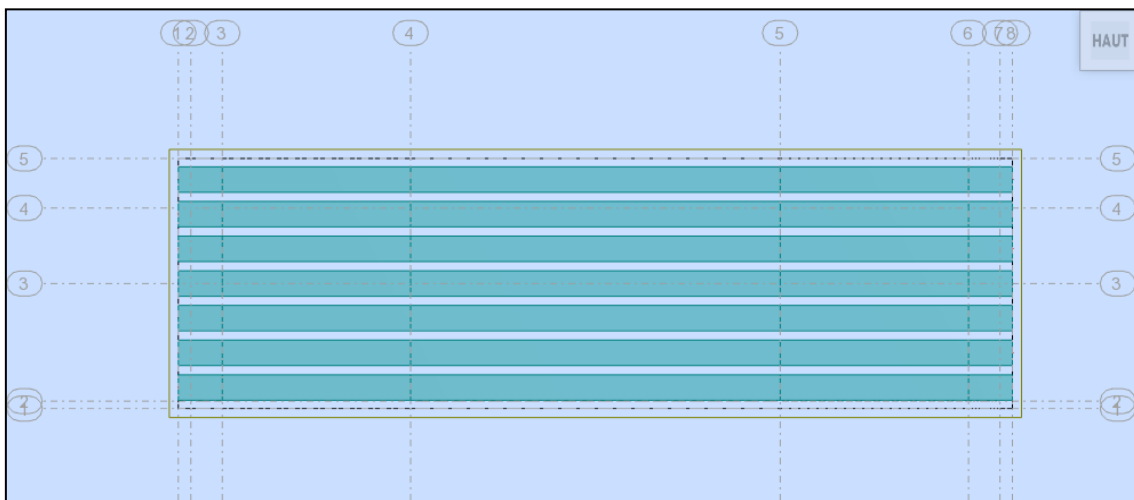


Figure VI.18: Définition du contour de la dalle.

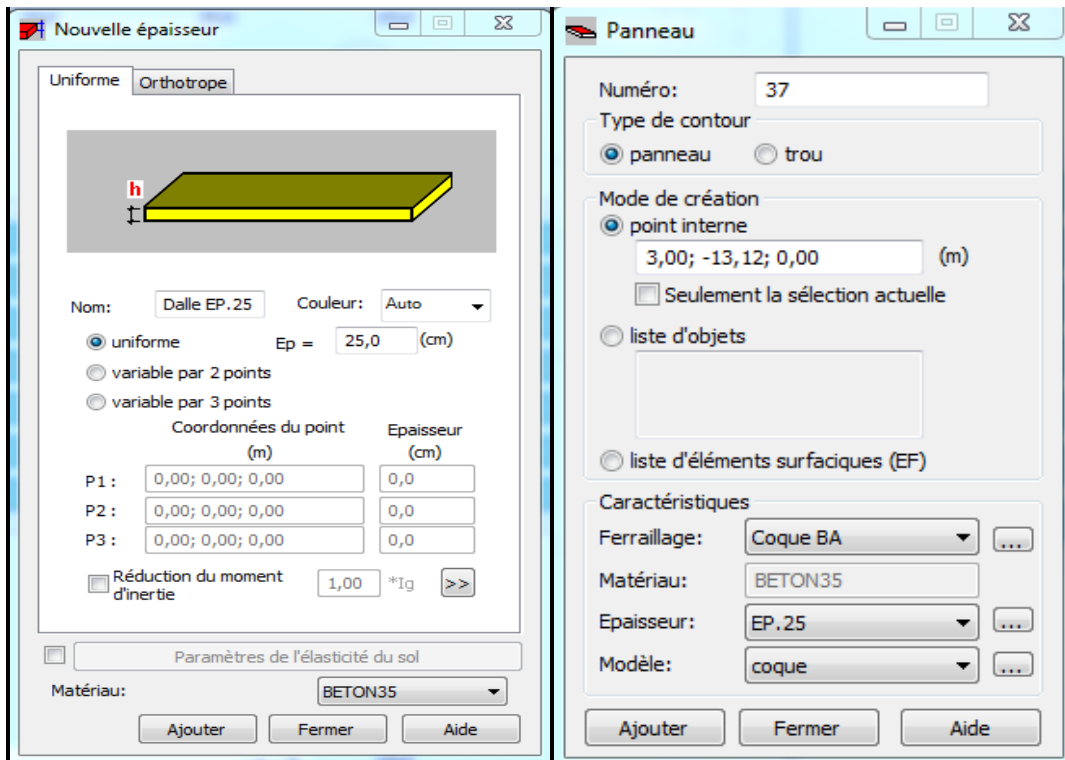


Figure VI.19: Définition de la dalle.

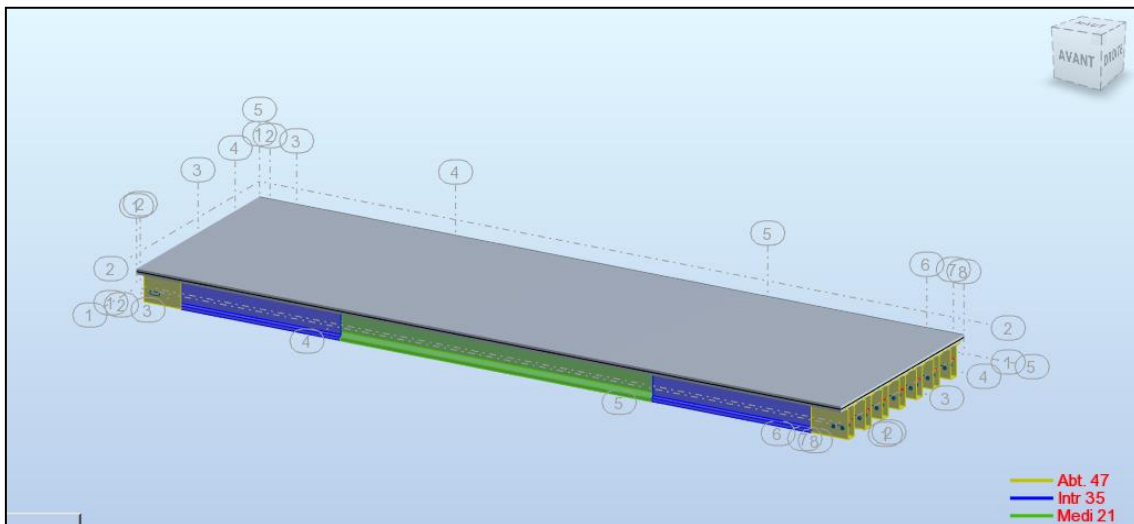


Figure VI.20: Aperçu de la dalle.

VI.3.2. Définition des différentes charges (permanentes et d’exploitations)

➤ **Introduction des charges**

Les charges permanentes possédant sont (G_{trottoir} , $G_{\text{garde-corps}}$, G_{corniche} , $G_{\text{glissière}}$, $G_{\text{revêtement}}$, et aussi les charges d’exploitation qui s’agit de Q_{trottoir} et Q_{Al}).

Description du cas
 Numéro: 1 Préfixe: PERM1
 Nature: permanente
 Nom: G

Ajouter Modifier

Liste des cas définis:

N°	Nom de cas	Nature	Ty
➔ 1	G	permanente	St
2	G trottoir	permanente	St
3	G corniche	permanente	St
4	G garde corps	permanente	St
5	G glissière	permanente	St
6	G revêtement	permanente	St
7	Q trottoir	d'exploitation	St
8	Al	d'exploitation	St

Supprimer Supprimer tout

Fermer Aide

Figure VI.21: Introduction des différentes charges.

➤ **Définition des charges permanentes**

• **Trottoir « G trottoir »**

G_{trottoir} : est une charge surfacique uniforme :

On a : $P_{\text{trottoir}} = 1,25 \text{ t/ml}$; largeur de trottoir = 2 m

$G_{\text{trottoir}} = 1,25 \div 2 = 0,625 \text{ t/m}^2 \approx 0,63 \text{ t/m}^2$.

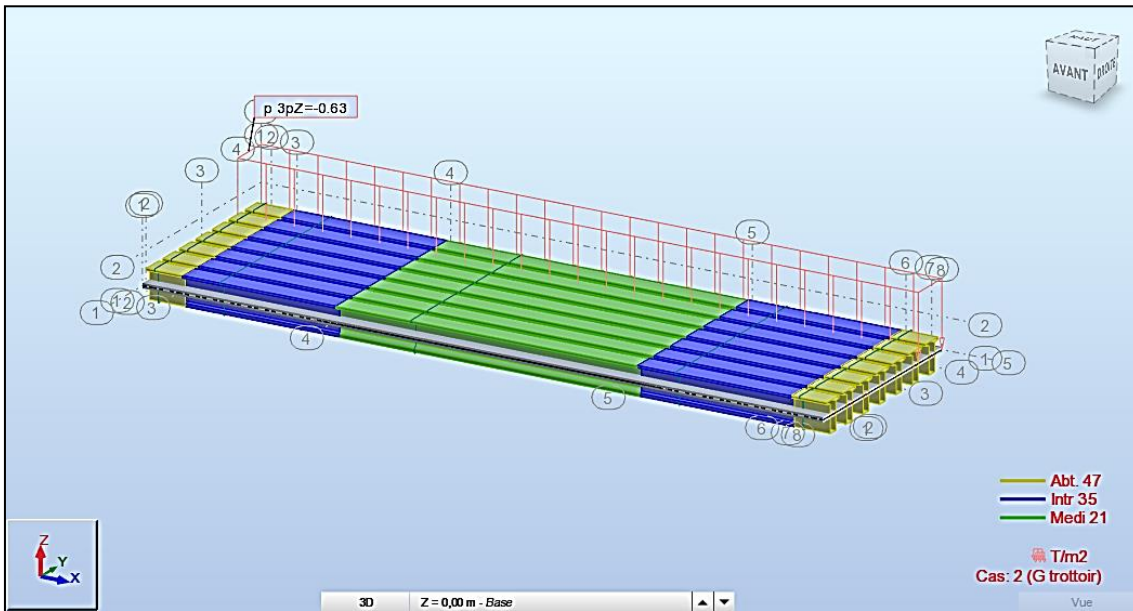
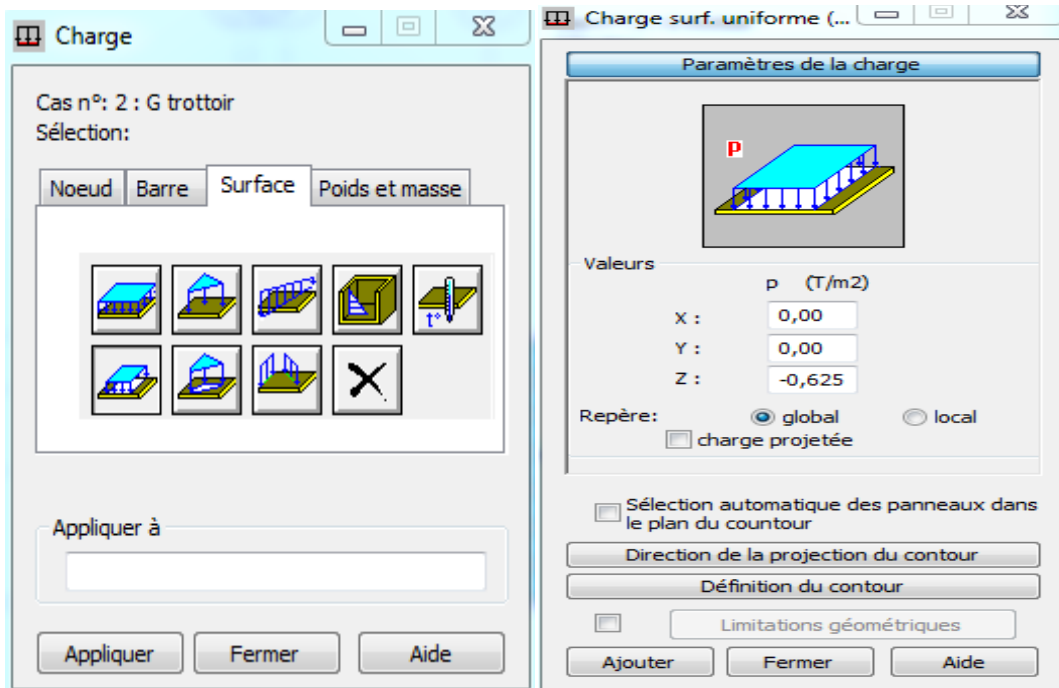


Figure VI.22: Définition de $G_{trottoir}$.

- Corniche « G corniche »

$G_{\text{corniche}} = 0,25 \text{ t/ml}$ (charge linéaire uniforme).

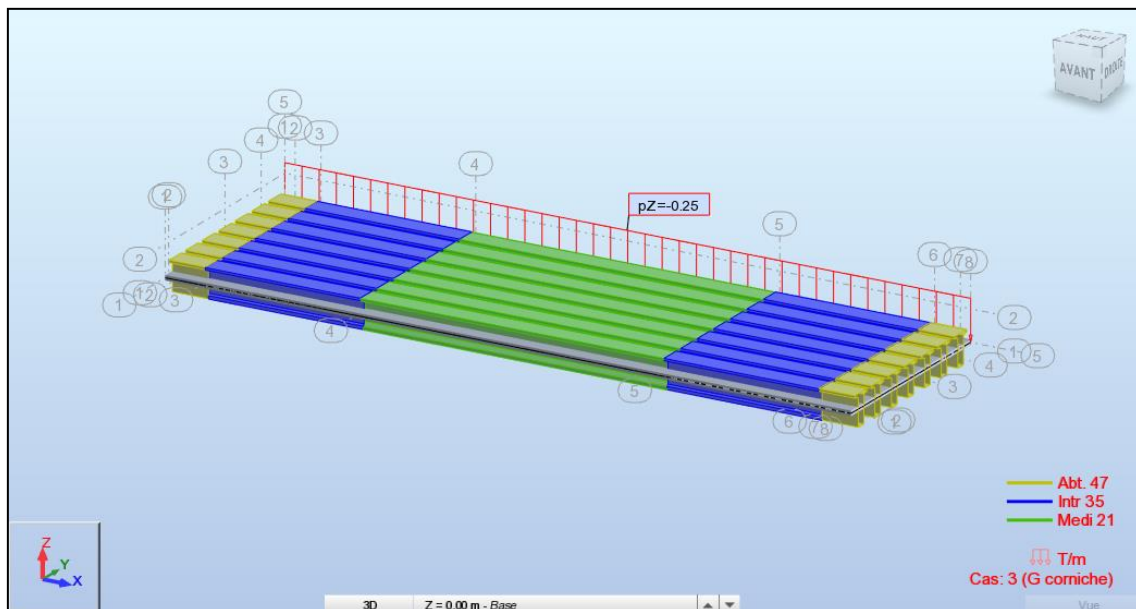
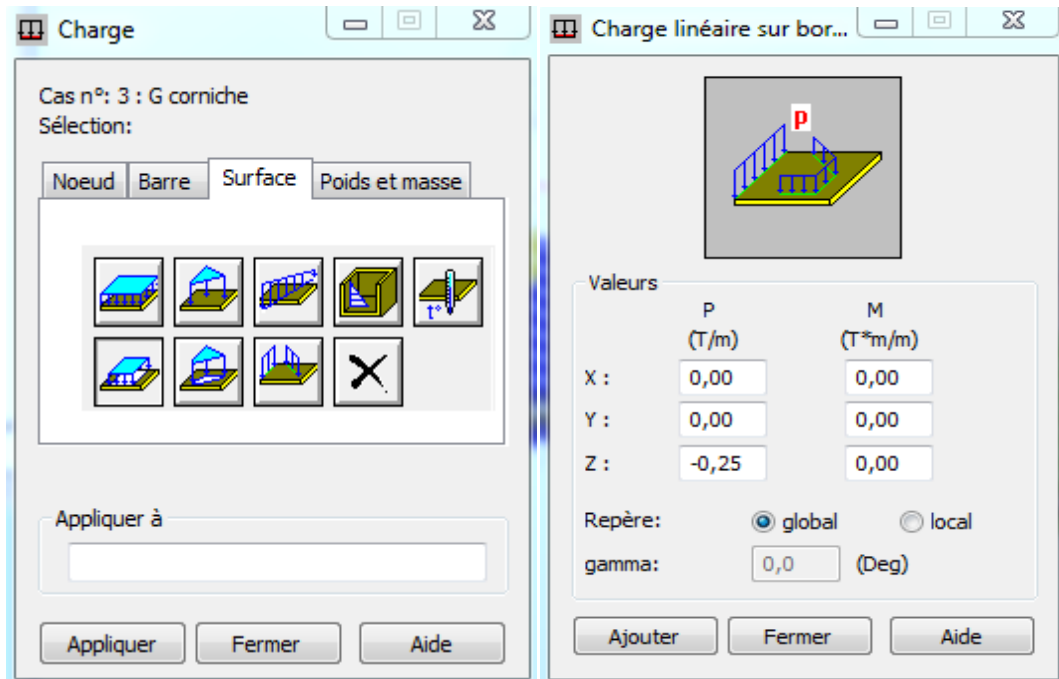


Figure VI.23: Définition de G_{corniche} .

- Garde-corps « G garde-corps »

$G_{\text{garde-corps}} = 0,10 \text{ t/ml}$ (charge linéaire uniforme).

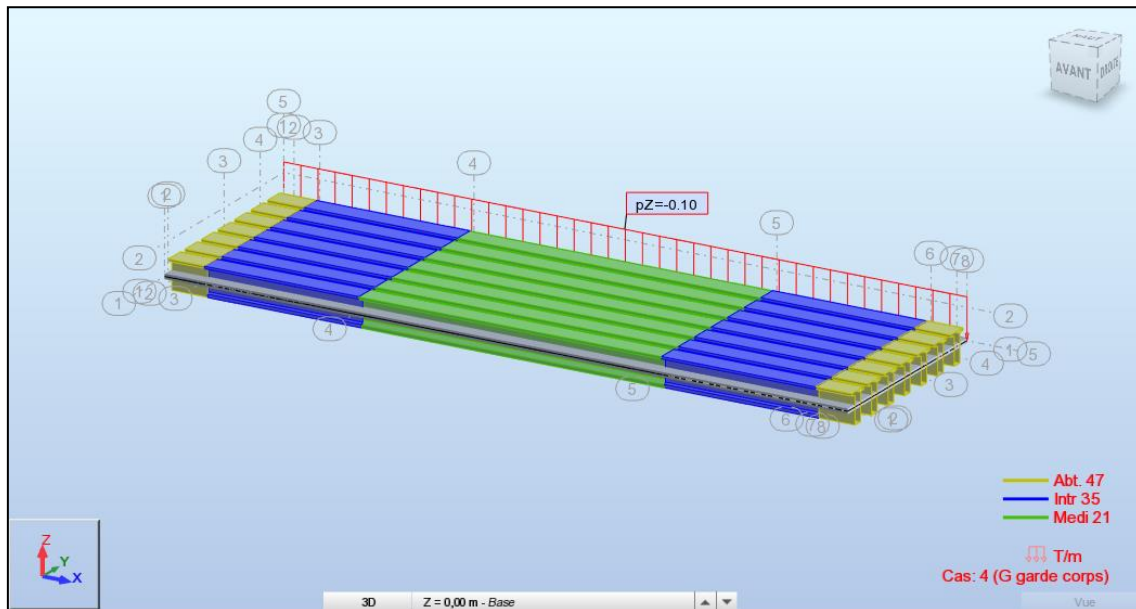
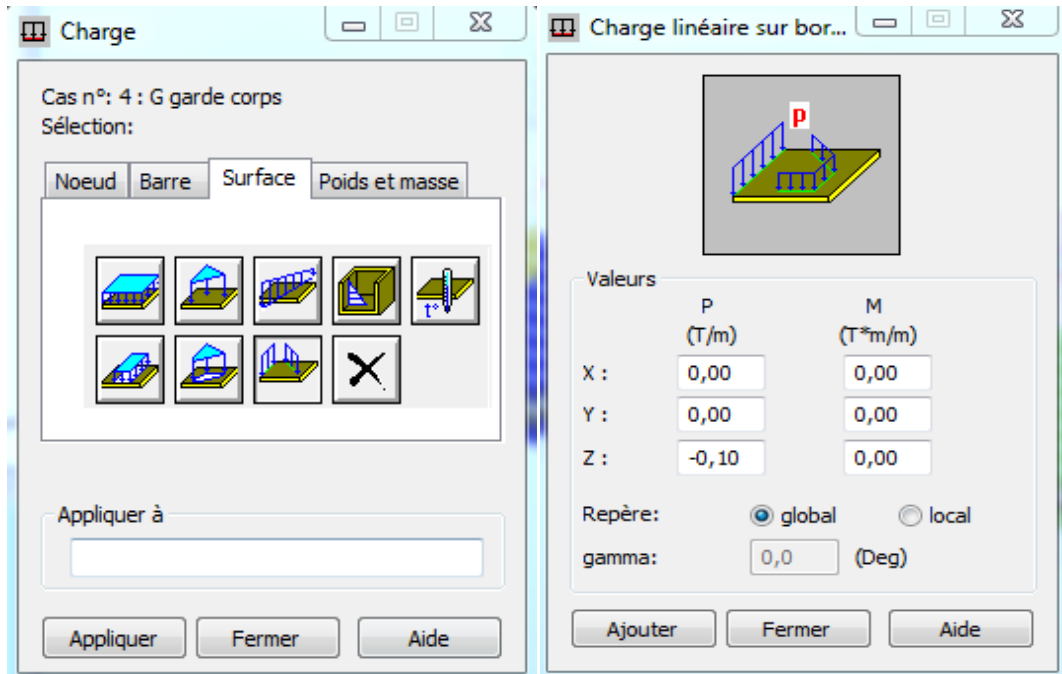


Figure VI.24: Définition de $G_{\text{garde-corps}}$.

- Glissière « G glissière »

$G_{\text{glissière}} = 0,10 \text{ t/ml}$ (charge linéaire uniforme).

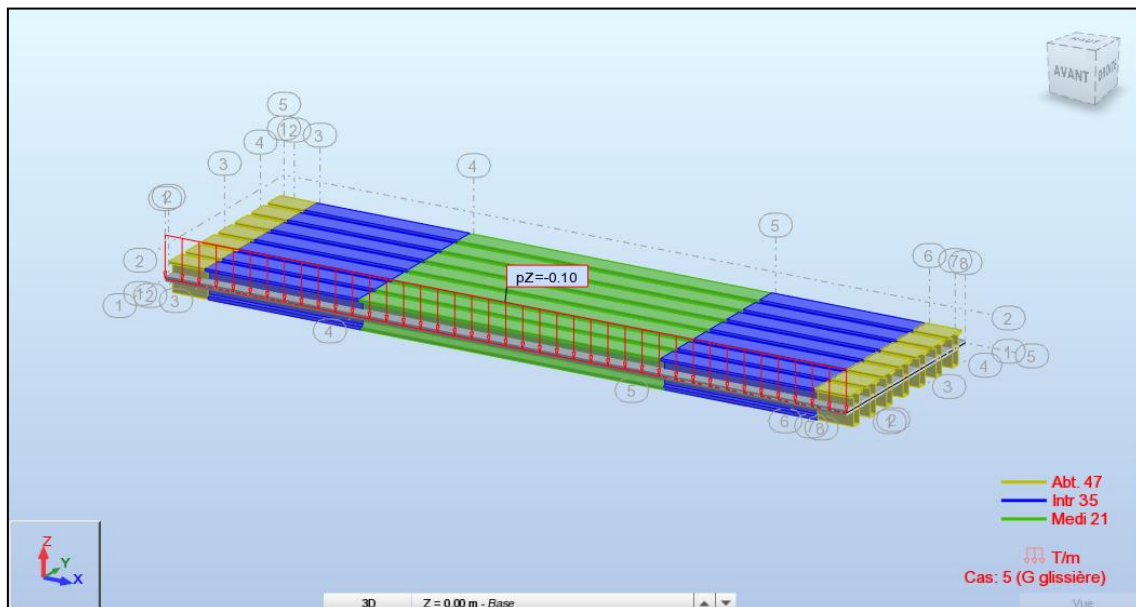
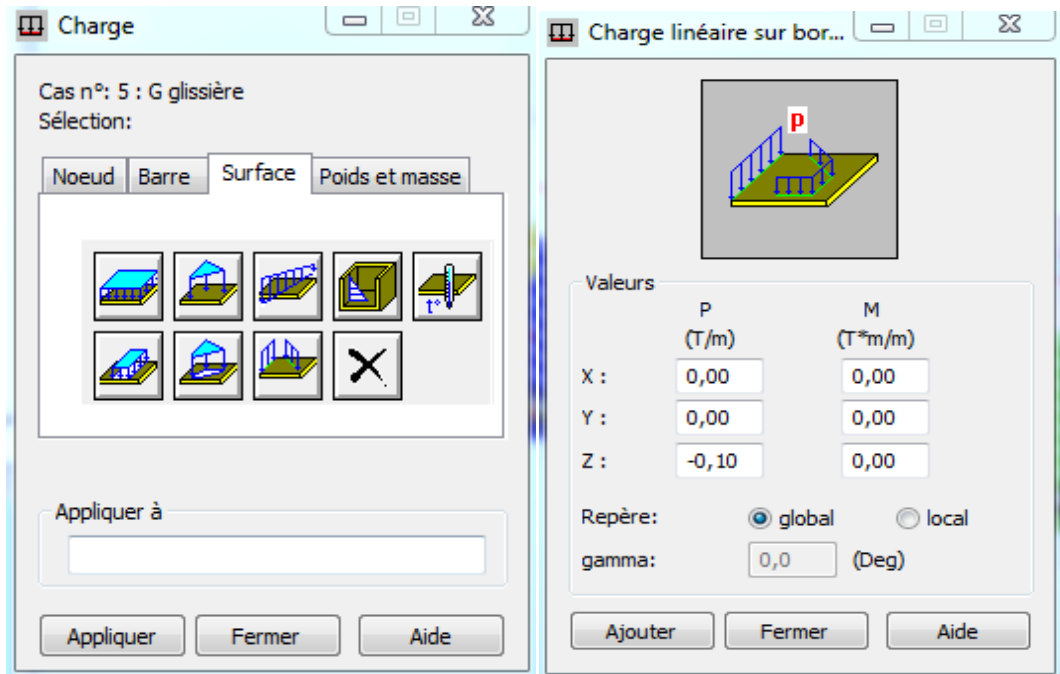


Figure VI.25: Définition de $G_{\text{glissière}}$.

- Revêtement « $G_{revêtement}$ »

$G_{revêtement}$ est une charge surfacique uniforme :

On a : $P_{revêtement} = 1,03 \text{ t/ml}$; largeur roulable = 7,80 m

$G_{revêtement} = 1,03 \div 7,80 = 0,13 \text{ t/m}^2$.

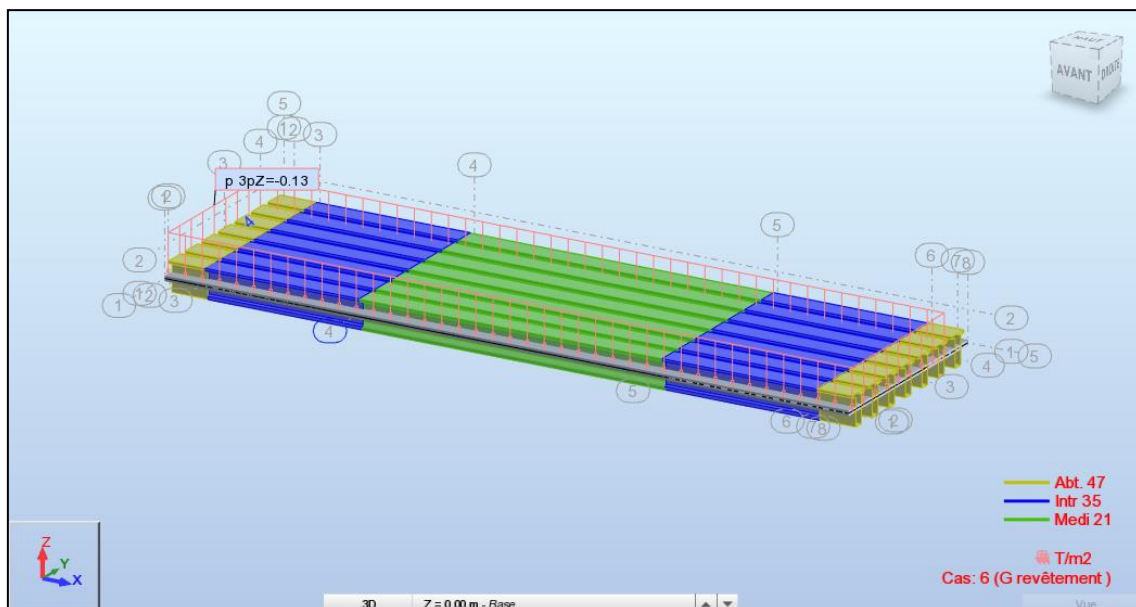
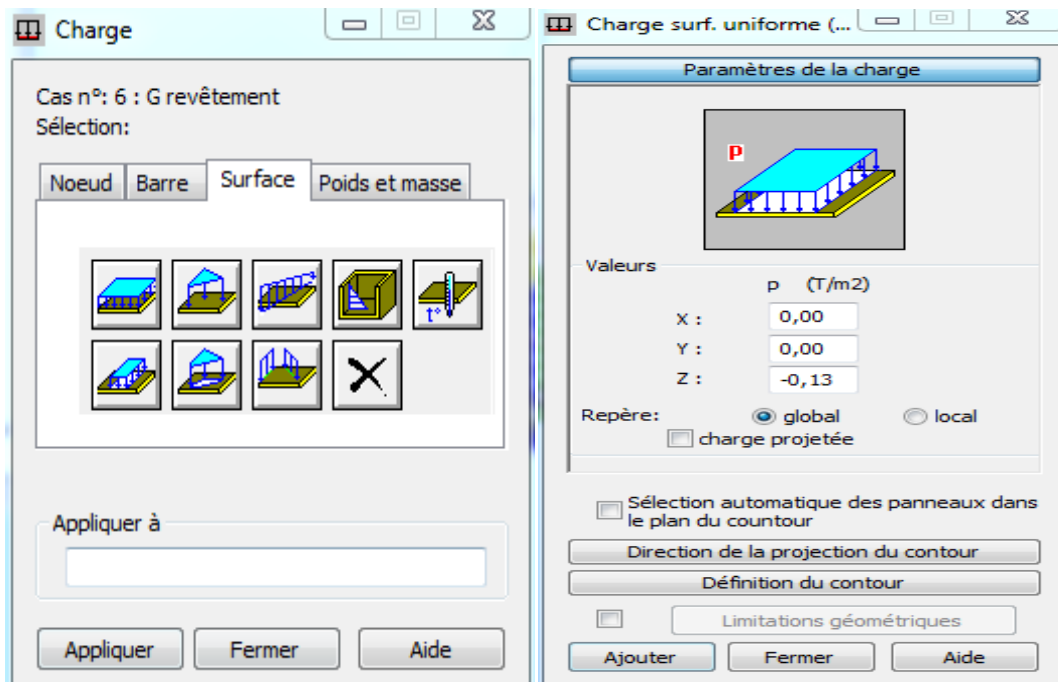


Figure VI.26: Définition de $G_{revêtement}$.

➤ Définition des charges d'exploitation

- Surcharge sur trottoir « Q_{trottoir} »

Un trottoir chargé : $q = 0,15 \times 2 = 0,30$ t/ml.

Donc :

$$Q_{\text{trottoir}} = 0,30 \div 2 = 0,15 \text{ t/m}^2.$$

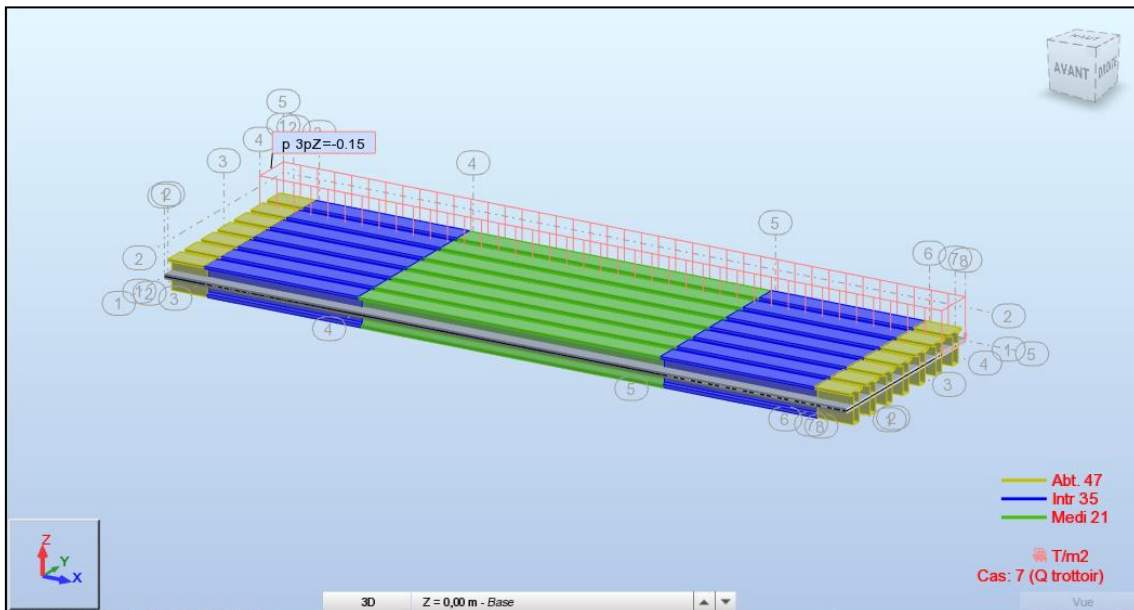
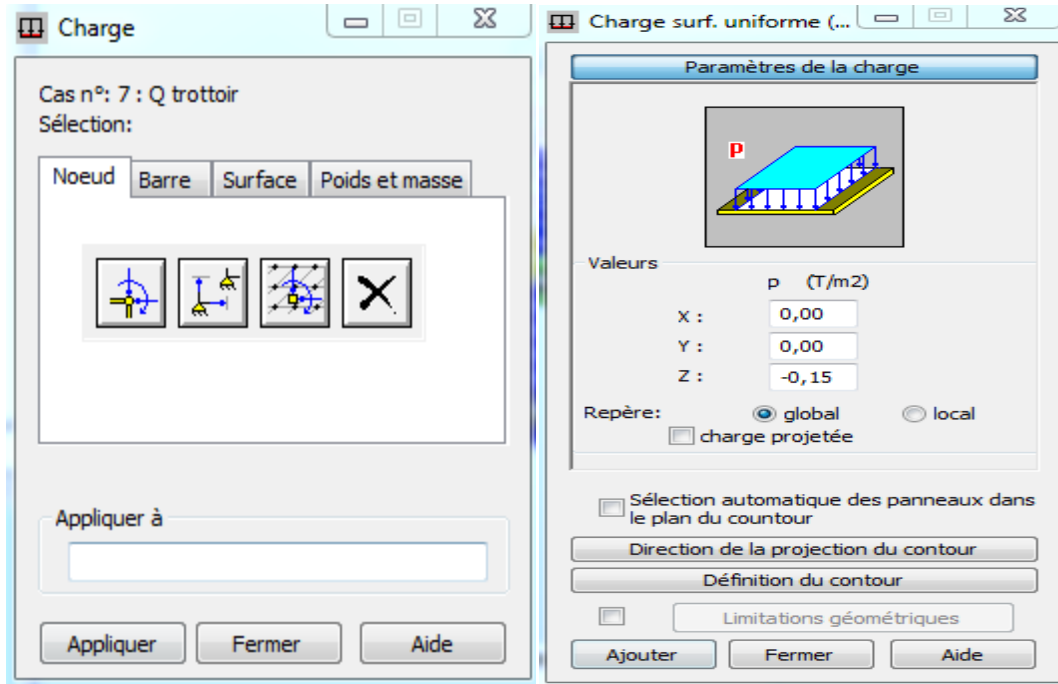


Figure VI.27: Définition de Q_{trottoir} .

- Système de charge A « Q_{AI} »

$Q_{AI} = 0,998 \text{ t/m}^2 \approx 1 \text{ t/m}^2$.

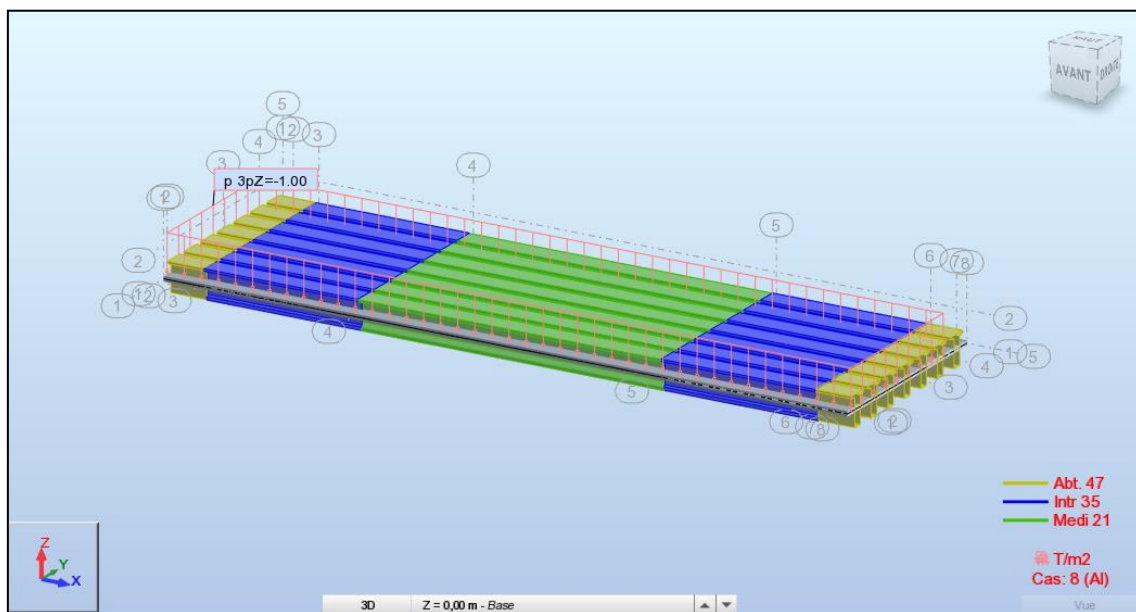
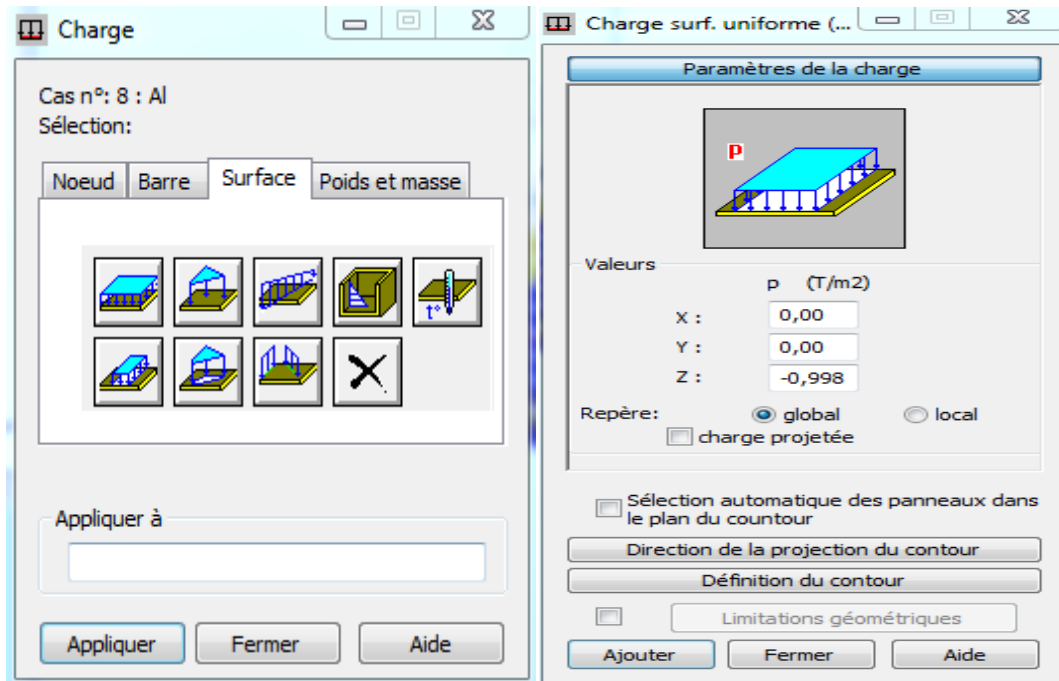


Figure VI.28: Définition de Q_{AI} .

➤ Charges roulantes

C'est au tour des charges roulantes qui s'agit du chargement B_c , M_c120 et la charge exceptionnelle D240.

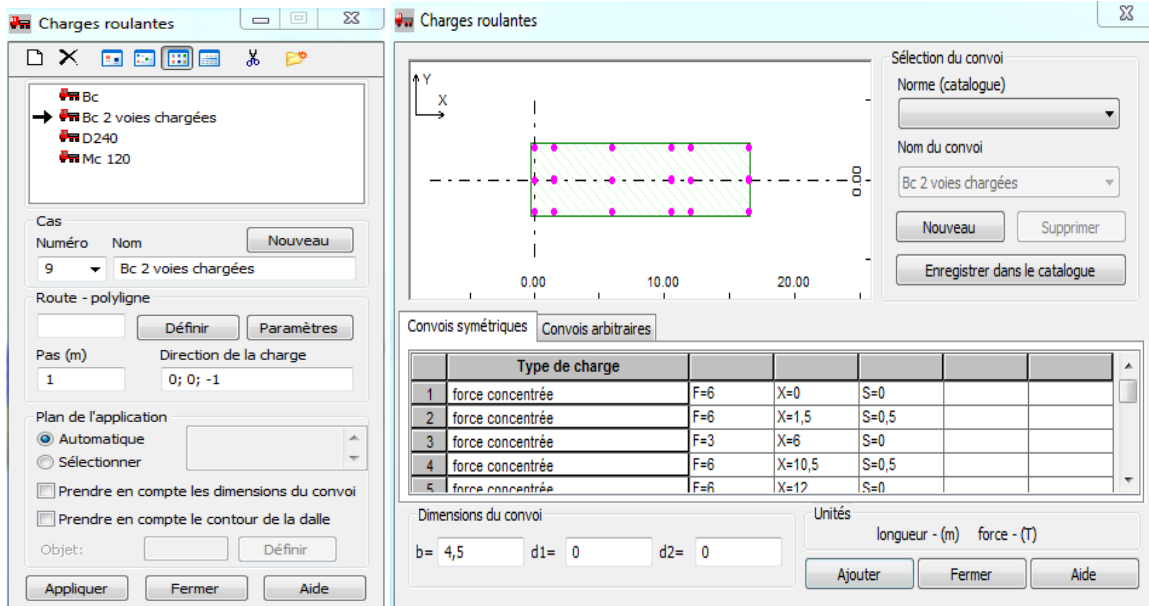


Figure VI.29: Définition de la charge B_c deux voies chargées.

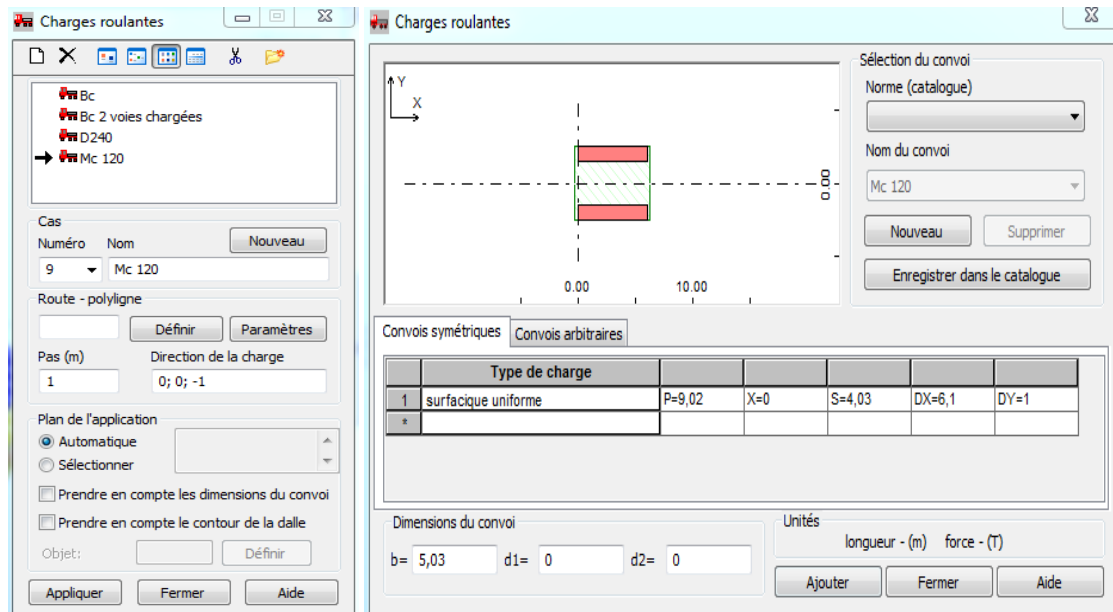


Figure VI.30: Définition de la charge M_c120 .

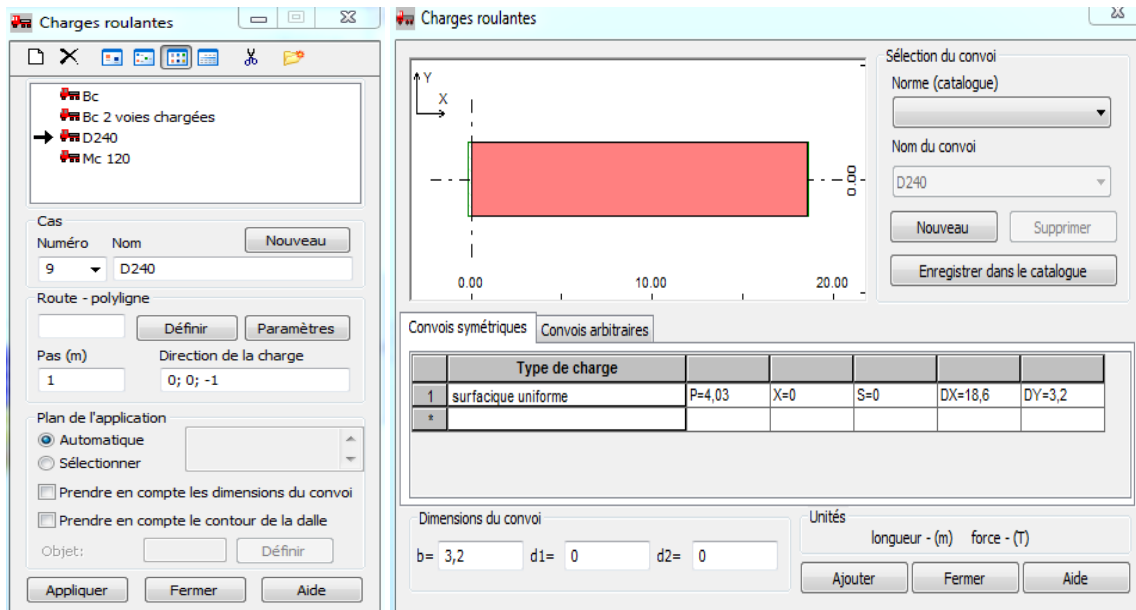


Figure VI.31: Définition de la charge D240.

➤ **Combinaisons de charges**

On passe finalement aux combinaisons et on les introduit avant lancement le du calcul.

Tableau VI.1: Différentes combinaisons de charges.

Pondérations	Combinaisons
ELS	$G + 1,2 (Q_{\text{trottoir}} + A(l))$
	$G + 1,2 (Q_{\text{trottoir}} + B_c)$
	$G + D240$
	$G + M_c120$
ELU	$1,35 G + 1,6 (Q_{\text{trottoir}} + A(l))$
	$1,35 G + 1,6 (Q_{\text{trottoir}} + B_c)$
	$1,35 (G+M_c120)$
	$1,35 (G+D240)$

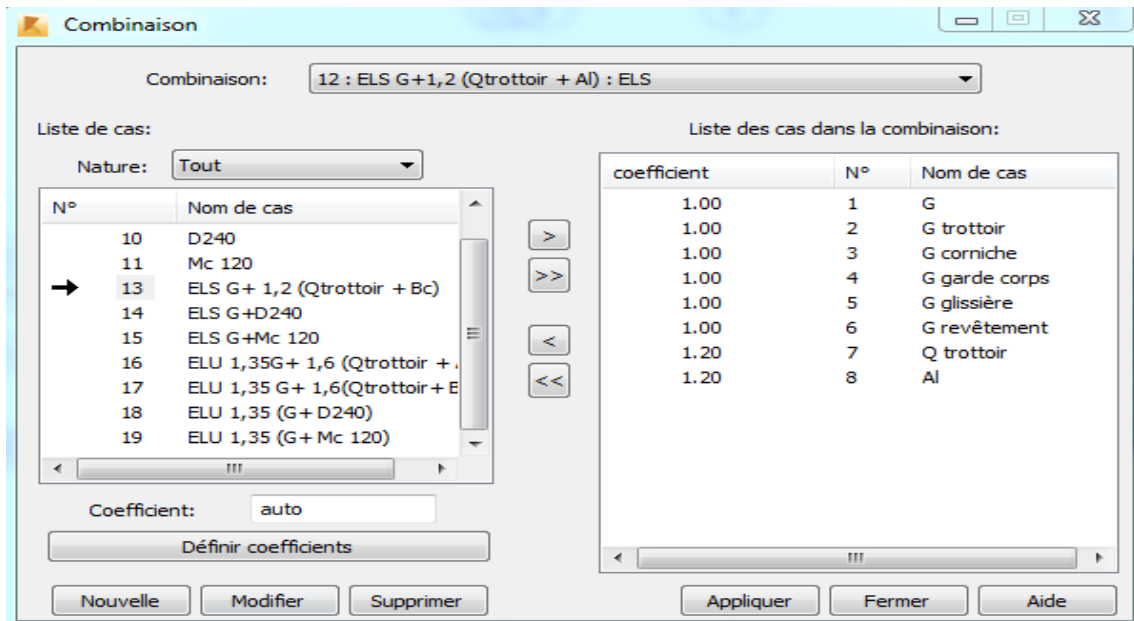


Figure VI.32: Différentes combinaisons de charges.

VI.3.3. Lancement du calcul

On lance le calcul afin d’avoir les différentes moments et efforts du pont.

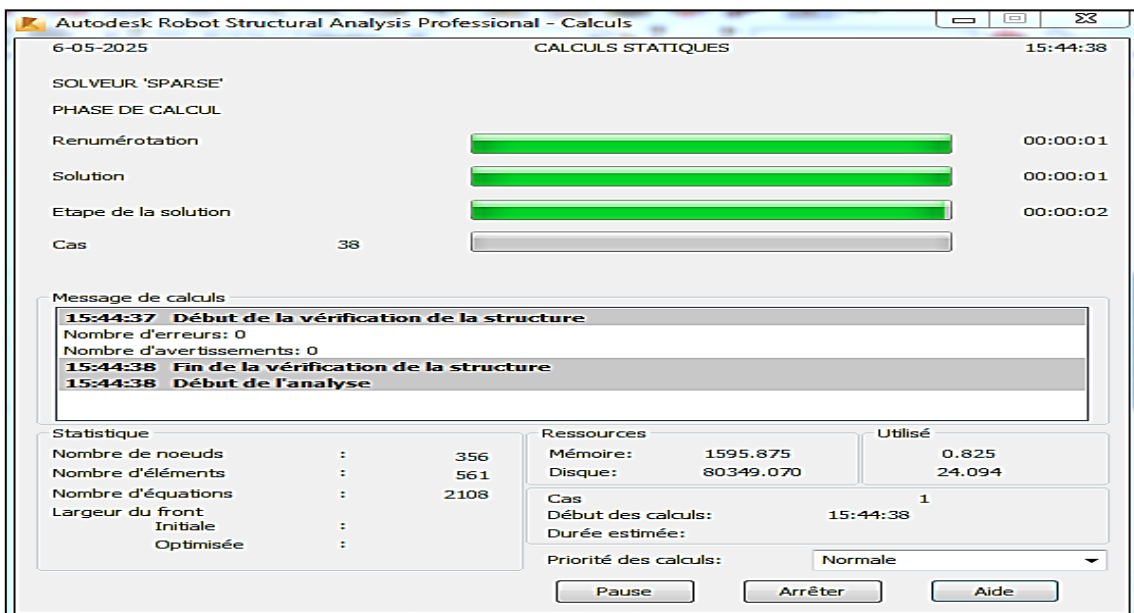


Figure VI.33: Lancement du calcul.

VI.3.4. Efforts internes dans les poutres

➤ Moment fléchissant

- Après avoir lancé le calcul, on constate que la combinaison la plus défavorable à l'ELU est : 1,35 (G + D240).

$$M_{\max} (ELU) = 753,76 \text{ t.m.}$$

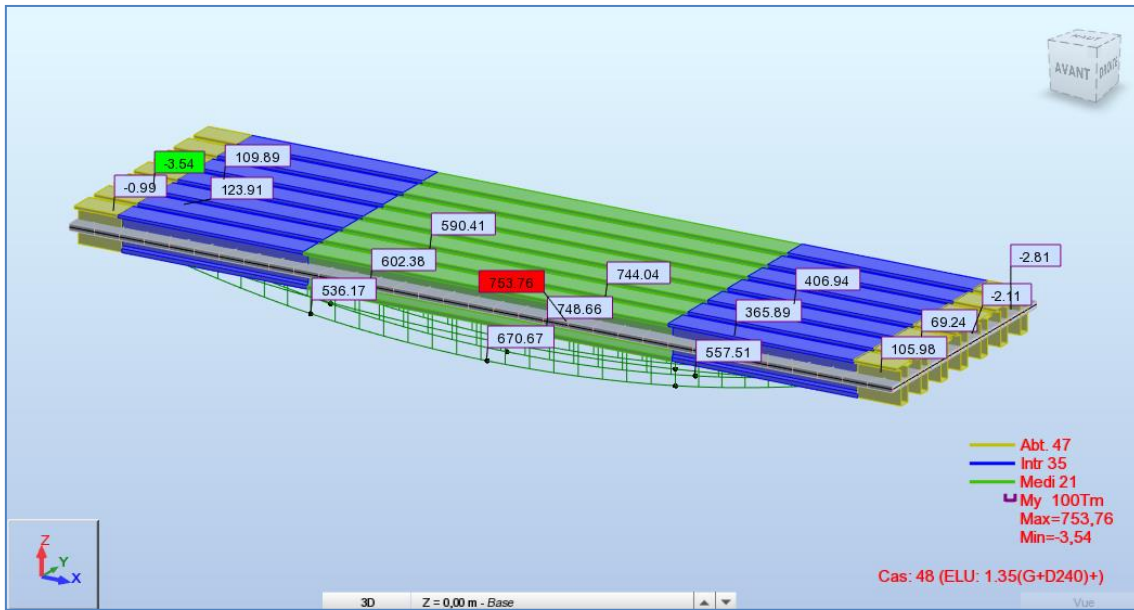


Figure VI.34: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

- La combinaison la plus défavorable à l'ELS est : (G+ D240).

$M_{max} (ELS) = 558,33 \text{ t.m.}$

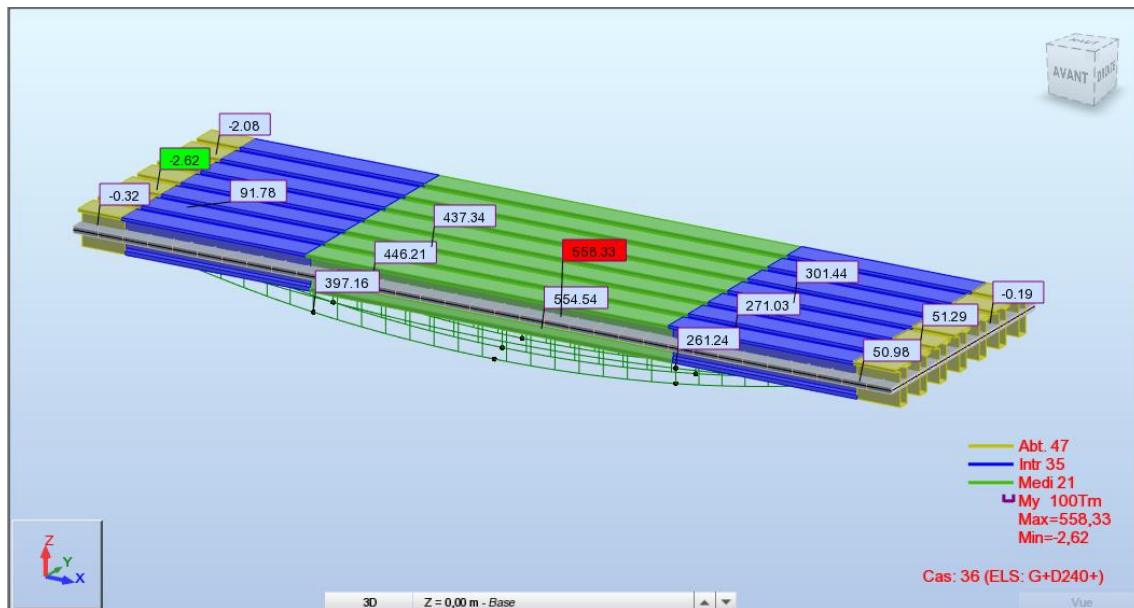


Figure VI.35: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

➤ Effort tranchant

- L'effort tranchant maximal est donné par la combinaison la plus défavorable à l'ELU est : 1,35 (G + D240).

$T_{max} (ELU) = 102,16 \text{ t.}$

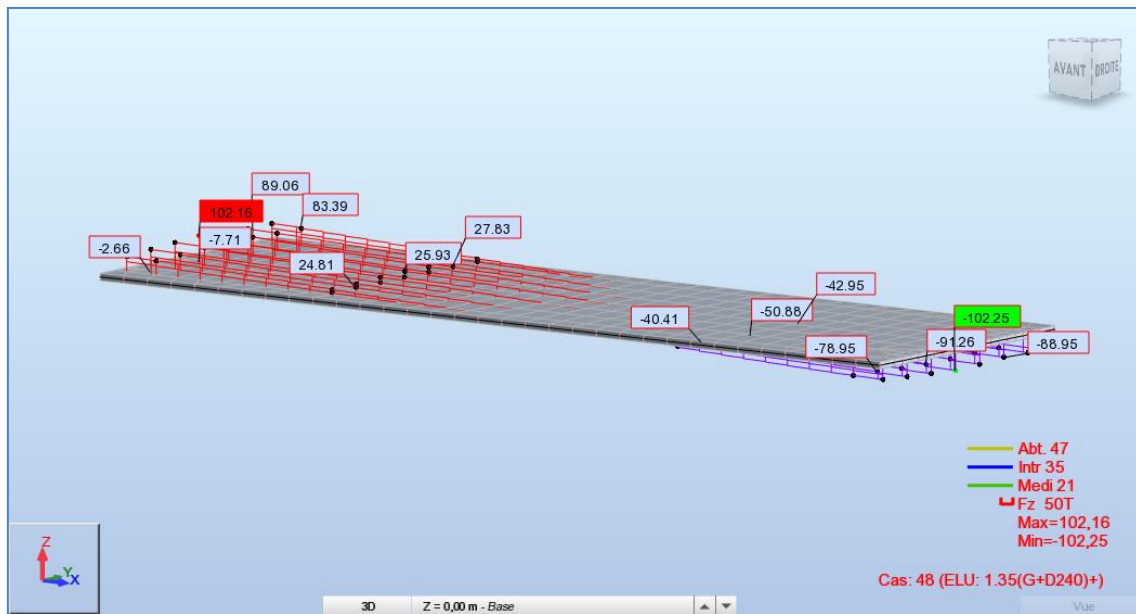


Figure VI.36: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

- La combinaison la plus défavorable à l'ELS est : (G + D240).

$$T_{\max} (\text{ELS}) = 75,67 \text{ t.}$$

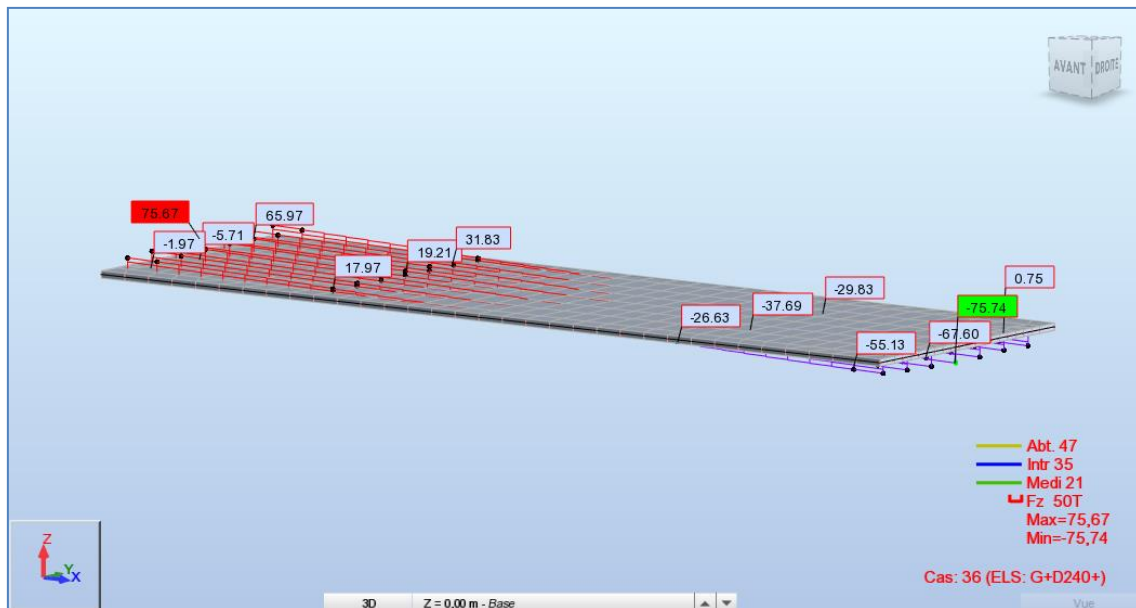


Figure VI.37: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

- ✓ Les efforts internes maximum dans les poutres à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Efforts internes maximum dans les poutres.

	M_{\max} (t.m)	T_{\max} (t)
ELU	753,76	102,16
ELS	558,74	75,67

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre, le tablier du pont est minutieusement modélisé pour évaluer sa capacité à supporter et résister aux charges qui lui sont appliquées. Les étapes clés incluent la définition précise des éléments, l'introduction méthodique des charges permanentes et d'exploitation, ainsi que la création et l'analyse de combinaisons de charges pour déterminer les cas plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et de service (ELS). Cette approche permet de calculer avec précision les moments, les efforts tranchants dans les poutres, utilisées pour le ferrailage des poutres et l'hourdis.

Chapitre VII

Étude de l'hourdis

VII.1. Introduction

L'étude de l'hourdis dans le contexte des ponts est cruciale pour assurer la stabilité, la durabilité et la sécurité de l'ouvrage. L'hourdis, ou dalle de couverture en béton armé, constitue la partie horizontale supérieure du tablier du pont. Il sert de support à la chaussée, aux trottoirs, et transmet les charges verticales aux éléments porteurs tels que les poutres. L'hourdis assure également une répartition efficace des charges transversales, en agissant comme un élément d'entretoisement.

VII.2. Étude de l'hourdis

Le ferrailage sera positionné pour résister au moment maximal engendré par la flexion simple. Ce moment maximal est déterminé par différentes combinaisons, tant pour l'état limite ultime (ELU) que pour l'état limite de service (ELS).

Après modélisation de la dalle, les résultats obtenus pour les moments de flexion et les efforts tranchant dans le sens longitudinal et le sens transversal sont donnés ci-après.

VII.2.1. Flexion dans le sens transversal de la dalle (Y-Y)

Les moments de flexion et effort tranchant max à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal de la dalle sont donnés dans les figures respectivement :

- Moment max transversal à l'ELU : (1,35 (G+D240))
 $M_{yy} = 5,08 \text{ t.m}$ (Aux appuis) ; $M_{yy} = 4,02 \text{ t.m}$ (En travée).

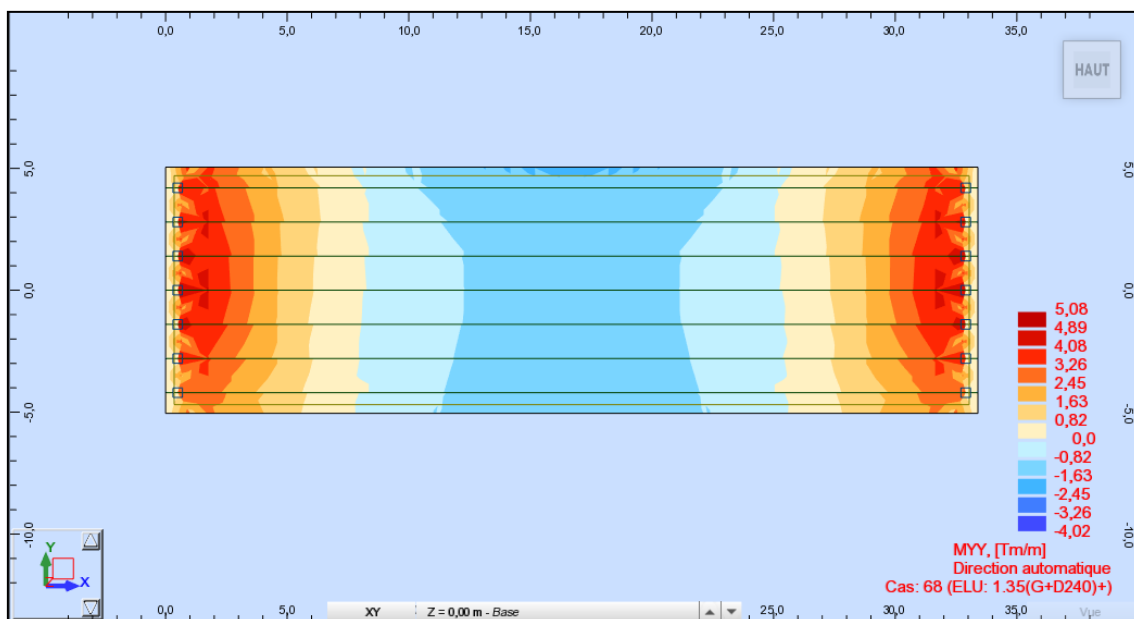


Figure VII.1: Moment max transversal (M_{yy}) à l'ELU.

- Moment max transversal à l'ELS : (G+D240)
 $M_{yy} = 3,77 \text{ t.m}$ (Aux appuis) ; $M_{yy} = 2,98 \text{ t.m}$ (En travée).

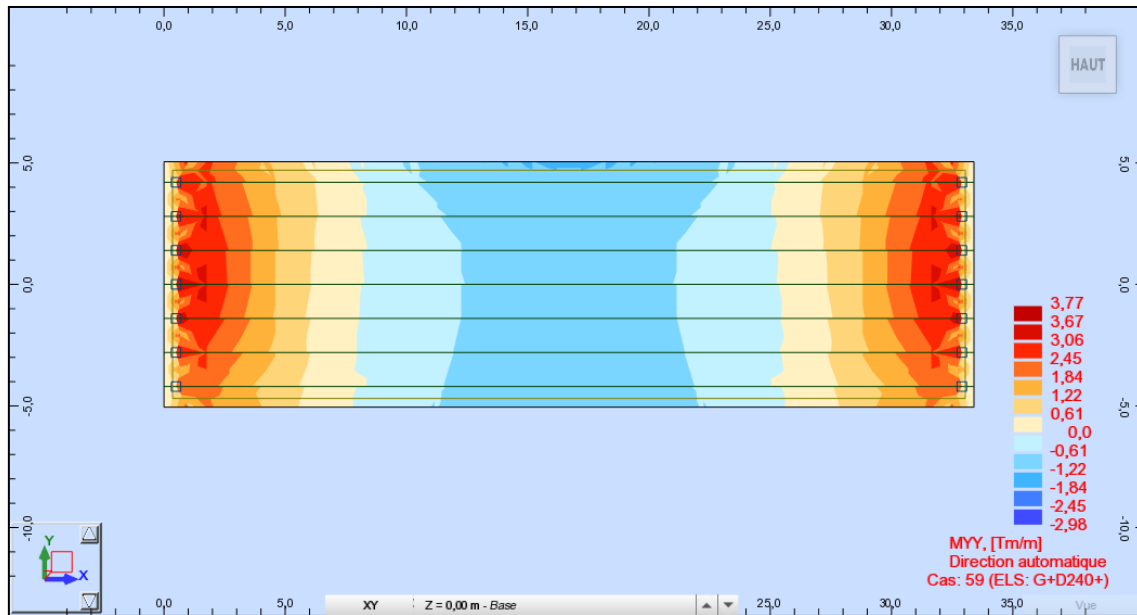


Figure VII.2: Moment max transversal (M_{yy}) à l'ELS.

- Effort tranchant max transversal à l'ELU : (1,35 G + 1,6 ($Q_{\text{trottoir}} + B_c$))
 $Q_{yy} = 12,65 \text{ t}$ (Aux appuis) ; $Q_{yy} = 8,06 \text{ t}$ (En travée).

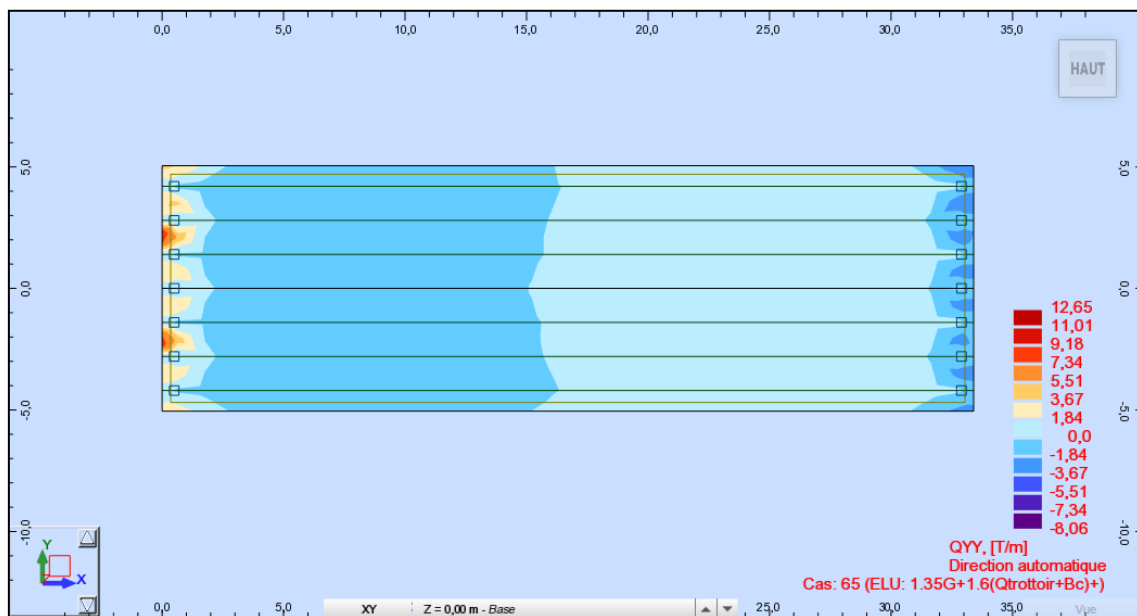


Figure VII.3: Effort tranchant max (Q_{yy}) transversal à l'ELU.

VII.2.2. Flexion dans le sens longitudinal de la dalle (X-X)

Les moments de flexion et effort tranchant max à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal de la dalle sont donnés dans les figures respectivement :

- Moment max longitudinal à l'ELU : $(1,35 G + 1,6 (Q_{\text{trottoir}} + B_c))$

$M_{xx} = 4,42 \text{ t.m}$ (Aux appuis) ; $M_{xx} = 3,71 \text{ t.m}$ (En travée).

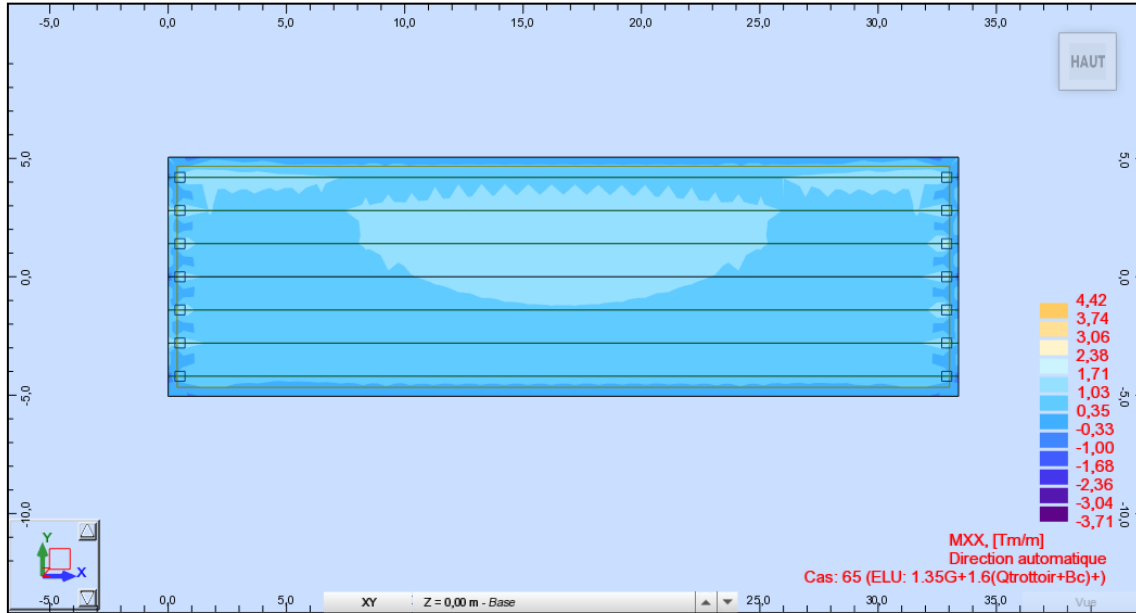


Figure VII.4: Moment max longitudinal (M_{xx}) à l'ELU.

- Moment max longitudinal à l'ELS : $(G + 1,2 (Q_{\text{trottoir}} + B_c))$

$M_{xx} = 3,32 \text{ t.m}$ (Aux appuis) ; $M_{xx} = 2,79 \text{ t.m}$ (En travée).

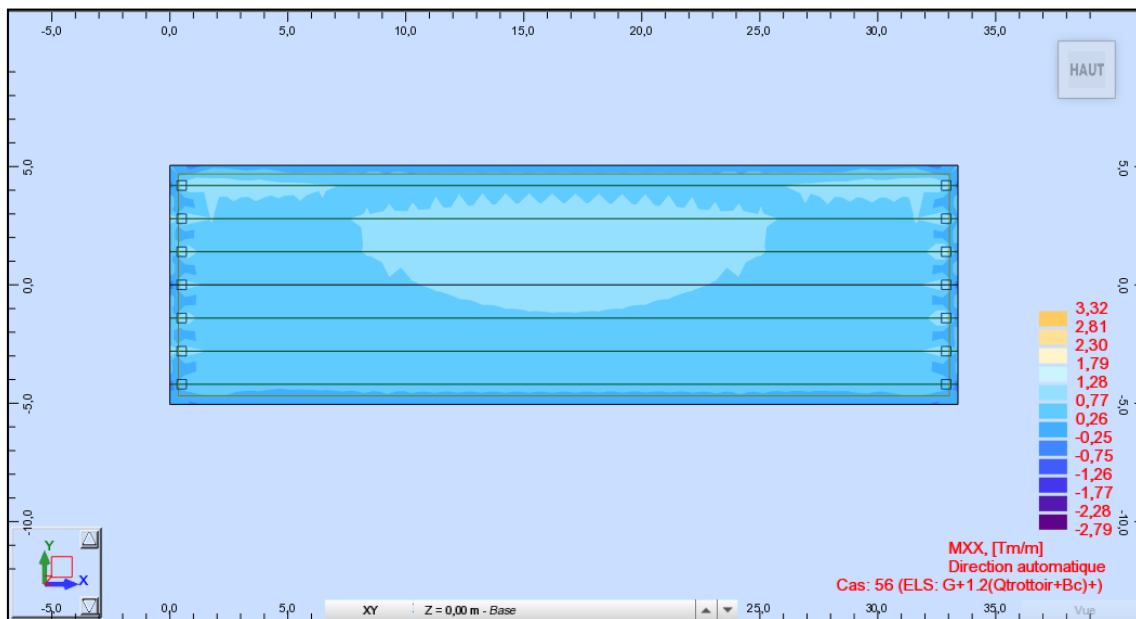


Figure VII.5: Moment max longitudinal (M_{xx}) à l'ELS.

- Effort tranchant max longitudinal à l'ELU : $(1,35 G + 1,6 (Q_{\text{trottoir}} + B_c))$

$Q_{xx} = 17,80 \text{ t}$ (Aux appuis) ; $Q_{xx} = 17,37 \text{ t}$ (En travée).

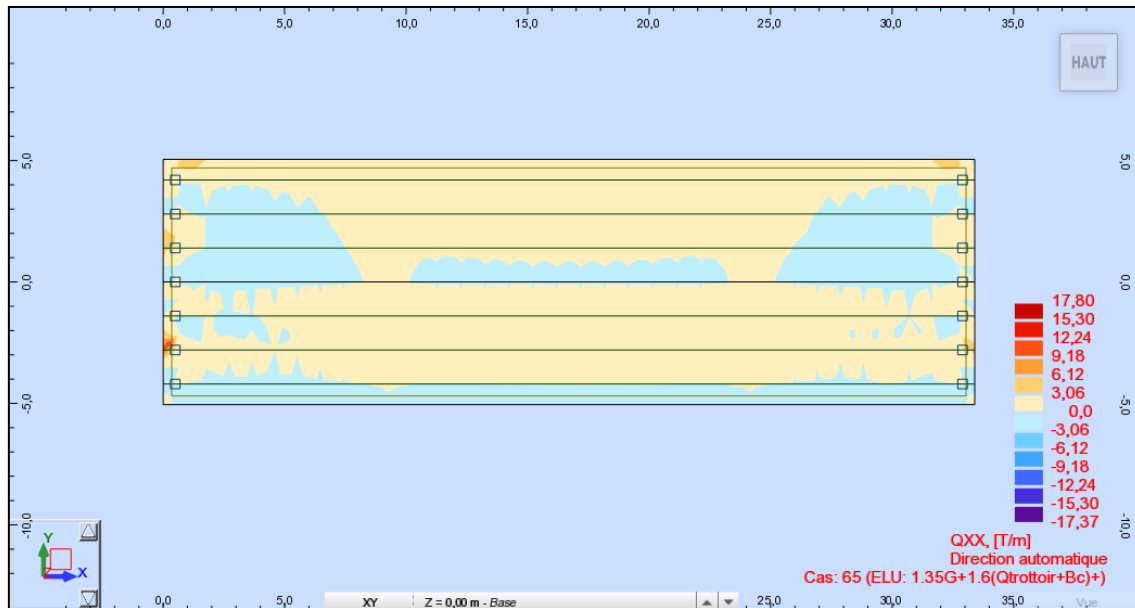


Figure VII.6: Effort tranchant max longitudinal (Q_{xx}) à l'ELU.

VII.3. Ferrailage de la dalle

La dalle travaille en flexion simple, pour la ferriller, nous prendrons en compte sa section transversale avec les dimensions suivantes : hauteur h qui est égale à l'épaisseur de la dalle ($h = 25 \text{ cm}$), et de largeur ($b = 100 \text{ cm}$), la hauteur utile $d = 0,9 \times h = 22,5 \text{ cm}$.

VII.3.1. Ferrailage de la dalle dans le sens transversal de la dalle (Y-Y)

Données :

- $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 25 \Rightarrow d = 22,5 \text{ cm}$.
- $b = 100 \text{ cm}$.
- Béton : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; Acier : $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- Les fissurations préjudiciables.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul suivant BAEL 91.

VII.3.1.1. Ferrailage de la dalle aux appuis

- À l'ELU

$M_u = 5,08 \text{ t.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{5,08 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 19,83} = 0,05$$

$\mu_u < 0,186$ Donc : Pivot A (section simplement armée) ;

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (situation durable).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) \Rightarrow \alpha = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,064) = 0,974$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,08 \times 10^4}{0,974 \times 22,5 \times 434,78} = 5,33 \text{ cm}^2$$

• À L'ÉLÉ

$$M_s = 3,77 \text{ t.m}$$

Les fissurations étant préjudiciables, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3}500 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,7}\right\} = \min(266,66 ; 228,63) = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3,77 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 228,63} = 0,00325$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00325}) \Rightarrow \alpha = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,004) = 0,998$$

$$z_1 = d \times \beta = 22,5 \times 0,998 = 22,45$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3,77 \times 10^4}{22,45 \times 228,63} = 7,34 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \max(A_u ; A_s)$

$$\text{Donc : } A = \max(5,33 \text{ cm}^2 ; 7,34 \text{ cm}^2) \Rightarrow A = 7,34 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA14 = 7,70 cm²**.

➤ **Vérification de la condition de non fragilité du béton**

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par la formule suivante :

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

$$A_{\min} \geq \left(0,23 \times \frac{2,7}{500}\right) \times 100 \times 22,5$$

$$A_{\min} \geq 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A \geq A_{\min} \Rightarrow 7,34 \text{ cm}^2 > 2,79 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

L'effort tranchant est vérifié par la formule suivante :

$$T_u = 12,65 \text{ t. (à l'ELU)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{12,65 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,56 < \min \left\{ 0,15 \frac{35}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence est vérifiée par la formule suivante :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u = n\pi\emptyset$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\emptyset = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ (H.A) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,65 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 219,8} = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2,84 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 8,1 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

VII.3.1.2. Ferrailage de la dalle en travée

• À l'ELU

$$M_u = 4,02 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{4,02 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 19,83} = 0,04$$

$$\mu_u \leq 0,186 \text{ Donc : Pivot A ;}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (situation durable).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,051) = 0,979$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,08 \times 10^4}{0,979 \times 22,5 \times 434,78} = 4,19 \text{ cm}^2$$

• À l'ELS

$$M_s = 2,98 \text{ t.m}$$

Les fissurations étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3}500; 110\sqrt{1,6 \times 2,7}\right\} = \min(266,66; 228,63) = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,98 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 228,63} = 0,00257$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00257}) \Rightarrow \alpha = 0,0032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,0032) = 0,998$$

$$z_1 = d \times \beta = 22,5 \times 0,998 = 22,45$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2,98 \times 10^4}{22,45 \times 228,63} = 5,80 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \max (A_u ; A_s)$

Donc : $A = \max (4,19 \text{ cm}^2 ; 5,80 \text{ cm}^2) \Rightarrow A = 5,80 \text{ cm}^2$

Soit **5HA14 = 7,70 cm²**.

➤ **Vérification de la condition de non fragilité du béton**

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par la formule suivante :

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) b \times d$$

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{2,7}{500}\right) \times 100 \times 22,5$$

$$A_{\min} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{\min} \Rightarrow 5,80 \text{ cm}^2 > 2,79 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

L'effort tranchant est vérifié par la formule suivante :

$$T_u = 8,06 \text{ t. (À l'ELU)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{8,06 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,35 < \min \left\{ 0,15 \frac{35}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa (condition vérifiée)}.$$

➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence est vérifiée par la formule suivante :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u = n\pi\emptyset$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\emptyset = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ (H.A) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{8,06 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 219,8} = 1,81 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,81 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 8,1 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

VII.3.2. Ferrailage de la dalle dans le sens longitudinal (X-X)

VII.3.2.1. Ferrailage de la dalle aux appuis

- À l'ELU

$$M_u = 4,42 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{4,42 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 19,83} = 0,045$$

$$\mu_u < 0,186 \text{ Donc : Pivot A ;}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa . (situation durable)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) \Rightarrow \alpha = 0,057$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,057) = 0,977$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,42 \times 10^4}{0,977 \times 22,5 \times 434,78} = 4,62 \text{ cm}^2$$

- À l'ELS

$$M_s = 3,32 \text{ t.m}$$

Les fissurations étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min\left\{\frac{2}{3} 500; 110\sqrt{1,6 \times 2,7}\right\} = \min(266,66; 228,63) = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3,32 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 228,63} = 0,0029$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0029}) \Rightarrow \alpha = 0,0036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,0036) = 0,999$$

$$z_1 = d \times \beta = 22,5 \times 0,999 = 22,47$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3,32 \times 10^4}{22,47 \times 228,63} = 6,46 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \max(A_u; A_s)$

Donc : $A = \max(4,62 \text{ cm}^2; 6,46 \text{ cm}^2) \Rightarrow A = 6,46 \text{ cm}^2$

Soit **5HA14 = 7,70 cm²**.

➤ **Vérification de la condition de non fragilité du béton**

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par la formule suivante :

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d$$

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{2,7}{500}\right) \times 100 \times 22,5$$

$$A_{\min} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A \geq A_{\min} \Rightarrow 7,23 \text{ cm}^2 > 2,79 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

L'effort tranchant est vérifié par la formule suivante :

$$T_u = 17,80 \text{ t. (À l'ELU)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{17,80 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,79 < \min\left\{0,15 \frac{35}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3,5 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence est vérifiée par la formule suivante :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum u = n\pi\emptyset$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

$$\sum u = n\pi\emptyset = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ (H.A) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,80 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 219,8} = 3,99 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 3,99 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 8,1 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

VII.3.2.2. Ferrailage de la dalle en travée

- À l'ELU

$$M_u = 3,71 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{3,71 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 19,83} = 0,037$$

$$\mu_u \leq 0,186 \text{ Donc : Pivot A ;}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (situation durable).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) \Rightarrow \alpha = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,047) = 0,981$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,71 \times 10^4}{0,981 \times 22,5 \times 434,78} = 3,87 \text{ cm}^2$$

- À l'ELS

$$M_s = 2,79 \text{ t.m}$$

Les fissurations étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} 500; 110 \sqrt{1,6 \times 2,7} \right\} = \min(266,66; 228,63) = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,79 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 228,63} = 0,0024$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_s}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0024}) \Rightarrow \alpha = 0,030$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - (0,4 \times 0,030) = 0,988$$

$$z_1 = d \times \beta = 22,5 \times 0,988 = 22,23$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,79 \times 10^4}{22,23 \times 228,63} = 5,49 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \max(A_u; A_s)$

$$\text{Donc : } A = \max(3,87 \text{ cm}^2; 5,49 \text{ cm}^2) \Rightarrow A = 5,49 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5,65 cm²** .

➤ **Vérification de la condition de non fragilité du béton**

La condition de non fragilité du béton est vérifiée par la formule suivante :

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) b \times d$$

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{2,7}{500} \right) \times 100 \times 22,5$$

$$A_{\min} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A \geq A_{\min} \Rightarrow 3,52 \text{ cm}^2 > 2,79 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

L'effort tranchant est vérifié par la formule suivante :

$$T_u = 17,37 \text{ t. (À l'ELU)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{17,37 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,77 < \min \left\{ 0,15 \frac{35}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence est vérifiée par la formule suivante :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u = n\pi\emptyset$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\emptyset = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ (H. A) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1,5 \times 2,7 = 8,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,37 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 188,4} = 4,55 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 4,55 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 8,1 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

VII.3.3. Ferrailage général de la dalle

Ce tableau résume les résultats du ferrailage général de la dalle.

Tableau VII.1: Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle.

Sens transversal		Sens longitudinal	
Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure
5 HA14	5 HA14	5 HA12	5 HA14

VII.3.3.1. Armatures transversales de la dalle

Le ferrailage transversal de la dalle est présenté sur la figure VII.7 :

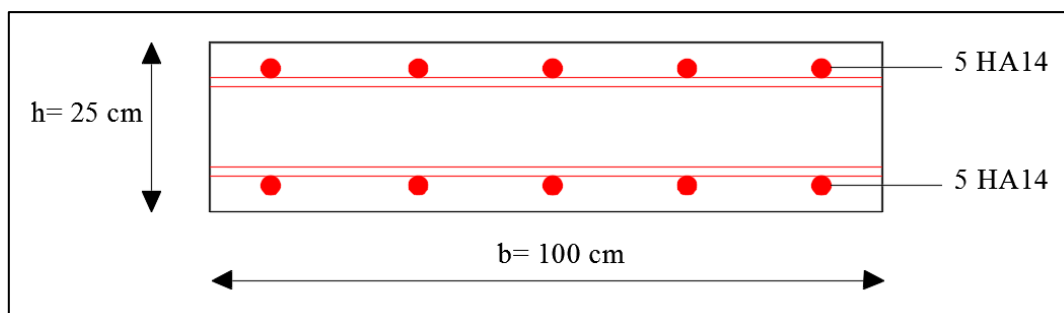


Figure VII.7: Ferrailage transversal de la dalle.

VII.3.3.2. Armatures longitudinales de la dalle

Le ferrailage longitudinal de la dalle est présenté sur la figure VII.8 :

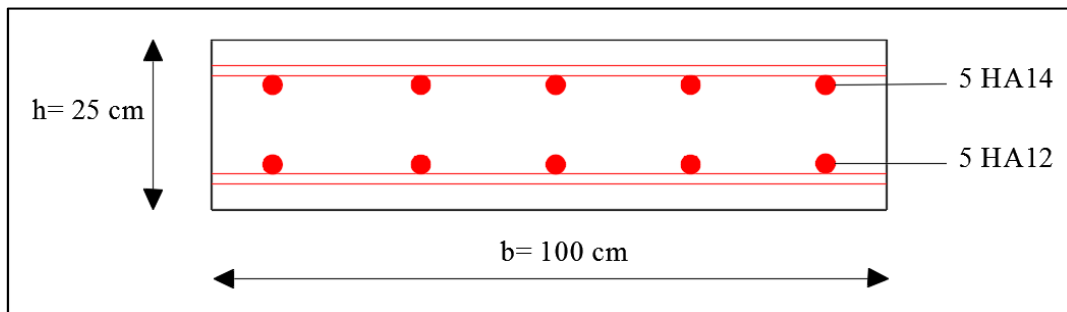


Figure VII.8: Ferrailage longitudinal de la dalle.

VII.4. Conclusion

Après avoir déterminé les moments maximaux défavorables sollicitant la dalle, nous l'avons ferrailé dans les deux sens longitudinal et transversal. Ensuite, des vérifications sont effectuées pour assurer la sécurité et la résistance de la dalle, tel que la condition de non fragilité du béton, vérification à l'effort tranchant et la contrainte d'adhérence. La prochaine étape consistera à entreprendre une étude de la précontrainte pour garantir la performance optimale des poutres du tablier.

Chapitre VIII

Étude de la précontrainte

VIII.1. Introduction

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste à la mise en tension dans les câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

VIII.2. Historique de la précontrainte

L'idée de la précontrainte consiste à comprimer le béton à l'avance, avant de le mettre en place, pour qu'il résiste mieux aux forces qui l'étirent. Cette méthode a été inventée par M. Freyssinet, qui s'est inspiré des arches où la compression compense les tractions. Avant, d'autres ingénieurs avaient essayé de comprimer le béton, mais ça n'a pas marché à cause des problèmes comme le retrait et les déformations lentes. En 1928, M. Freyssinet a déposé des brevets décrivant comment ça fonctionne et comment le faire, avec des câbles, des ancrages et d'autres outils.

VIII.3. Principales méthodes de précontrainte

- **Précontrainte par pré-tension**

Dans cette méthode, les armatures en acier sont tendues avant que le béton ne soit coulé autour d'elles. Une fois le béton durci, les forces de tension sont relâchées, ce qui crée une compression permanente dans le béton. Cela se fait généralement en usine, avant que les éléments préfabriqués ne soient transportés sur le site de construction.

- **Précontrainte par post-tension**

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin hydraulique. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

N.B : Pour le cas de notre ouvrage, on utilise la précontrainte par post-tension.

VIII.4. Définition des classes de précontrainte

La précontrainte est résumée grossièrement dans l'article 1.3 des règles BPEL 91. Les pièces de construction en béton précontraint peuvent être divisées en trois classes :

- **Classe I**

Le béton est toujours soumis à une compression. Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels que les tirants et les pièces en contact avec des milieux agressifs nécessitant une étanchéité parfaite, comme les parois de réservoirs circulaires ou d'autres enceintes étanches.

- **Classe II**

Les contraintes de traction dans le béton sont admises, mais sans formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

- **Classe III**

Une ouverture limitée des fissures est admise sous les sollicitations extrêmes, sans que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée. Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive, par exemple les planchers de bâtiments.

Notre ouvrage n'étant pas soumis à une atmosphère agressive, nous calculons notre ouvrage en **classe II**.

VIII.5. Calcul de la précontrainte

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

- **Phase de mise en tension :**

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complétée par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

- **Variation dans le temps de la tension dans le câble :**

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

VIII.6. Détermination de l'effort la précontrainte

L'étude de la précontrainte se concentrera sur la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus critique.

Pour dimensionner la précontrainte, nous proposons de choisir une valeur minimale de précontrainte, appelée "P_{min}". Cette valeur sera déterminée dans la section la plus sollicitée de l'ouvrage, qui pourrait être soit sous contrainte critique, soit sur contrainte critique. La valeur de la précontrainte minimale "P_{min}" doit être respectée à tout moment pendant la durée de vie de l'ouvrage. Elle est calculée selon la formule suivante :

$$P_{\min} = \sup (P_1, P_2)$$

Avec :

P₁ : Précontrainte minimale en section sous critique.

$$P_1 = \frac{\Delta M + \rho \cdot B_n \cdot (V \cdot \overline{\sigma_{bt2}} + V' \cdot \overline{\sigma_{bt1}})}{\rho \cdot h}$$

P₂ : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B_n \cdot V \cdot \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

- **Calcul de la valeur minimale de la précontrainte « P_{min} »**

Les moments développés dans la section médiane l'ELS sont :

M_{max} = Moment maximale sous l'effet de G+D240 (en charge)

$$M_{\max} = 554,56 \text{ t.m}$$

M_{min} = Moment minimale sous l'effet de G (à vide)

$$M_{\min} = 292,65 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$\Delta M = 554,56 - 292,65$$

$$\Delta M = 261,91 \text{ t.m.}$$

Nous considérons les caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (poutre + hourdis), données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1: Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (Poutre + hourdis).

	B _n (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	ρ (%)	h (cm)
Poutre + hourdis	8177,6	24096844,16	116,02	58,98	43,06	175

- Contrainte de traction du béton :

$$\overline{\sigma}_{bt1} = -1,5 f_{t28} = -1,5 \times (0,6 + 0,06 f_{c28}) = -1,5 \times (0,6 + 0,06 \times 35) = -4,05 \text{ MPa ;}$$

(Hors de la section d'enrobage).

$$\overline{\sigma}_{bt2} = -f_{t28} = -(0,6 + 0,06 f_{c28}) = -(0,6 + 0,06 \times 35) = -2,7 \text{ MPa ; (Dans la section d'enrobage).}$$

- Calcul de l'enrobage des armatures « d' » et excentrement des câbles « e₀ »:

d' : enrobage des armatures.

$$d' = h - 0,9h = 175 - (0,9 \times 175) = 17,5 \text{ cm ; avec (h = 150 + 25 = 175 cm).}$$

e₀: excentrement des câbles, c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre.

$$e_0 = - (V' - d') = - (116,02 - 17,5)$$

$$e_0 = - 98,52 \text{ cm.}$$

- **En section sous critique**

$$P_1 = \frac{\Delta M + \rho \cdot B_n \cdot (V \cdot \overline{\sigma}_{bt2} + V' \cdot \overline{\sigma}_{bt1})}{\rho \cdot h}$$

Application numérique

$$P_1 = \frac{261,91 \times 10^3 + 0,43 \times 8177,6 [58,98 (-2,7 \times 10^{-1}) + 116,02 (-4,05 \times 10^{-1})]}{0,43 \times 175}$$

$$P_1 = 540,67 \text{ KN.}$$

- **En section sur critique**

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B_n \cdot V \cdot \overline{\sigma}_{bt2}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

Application numérique

$$P_2 = \frac{554,56 \times 10^3 + 0,43 \times 8177,6 \times 58,98 \times (-2,7 \times 10^{-1})}{0,43 \times 58,98 + 116,02 - 17,5}$$

$$P_2 = 4024,52 \text{ KN.}$$

Donc à la fin nous avons :

$$P_1 = 540,67 \text{ KN} < P_2 = 4024,52 \text{ KN}$$

La section est sur critique, car le fuseau de passage du câble traverse l'une de ses frontières, coupant ainsi la zone d'enrobage. Par conséquent, l'effort de précontrainte économique P_1 n'est plus suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$$P_{\min} = \sup (P_1, P_2) = (540,67 ; 4024,52)$$

$$P_{\min} = 4024,52 \text{ KN.}$$

VIII.7. Détermination du nombre de câbles

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, on doit estimer les pertes totales à 32 % d'où :

$$P_{\min} \leq 0,68 \times P_0 \times n$$

$$n \geq \frac{P_{\min}}{0,68 \times P_0}$$

Avec :

$$P_0 = \min (0,8 F_{\text{prg}} \times A_p; 0,9 F_{\text{peg}} \times A_p)$$

Les aciers de précontraints adoptés pour l'ouvrage sont des torons 12T15 de classe 1860 TBR (très basse relaxation).

- Section nominale du câble : $A_p = 1668 \text{ mm}^2$
- Contrainte de rupture garantie : $F_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPa}$
- Contrainte limite élastique garantie : $F_{\text{peg}} = 1640 \text{ MPa}$

Application numérique

$$P_0 = \min (0,8 \times 1860 \times 1668 \times 10^{-3} ; 0,9 \times 1640 \times 1668 \times 10^{-3})$$

$$P_0 = \min (2481,98 ; 2461,97)$$

$$P_0 = 2461,97 \text{ KN}$$

$$n = \frac{4024,52}{2461,97 \times 0,68} = 2,40$$

On prend : $n = 3$ câbles de 12T15.

- **Vérification de la borne supérieure de la précontrainte**

Cette vérification revient à s'assurer que P_0 n'est pas excessive.

$$P_0 \times \Delta P \times n \leq \sigma_b \times B_n - \frac{\Delta M}{\rho \times h}$$

On estime les pertes à 32% de P_0 ; ($\Delta P = 0,68$)

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa ; (en construction)}$$

Application numérique

$$2461,97 \times 0,68 \times 3 \leq 21 \times 10^{-1} \times 8177,6 - \frac{261,91 \times 10^3}{0,43 \times 175}$$

$$5022,41 \text{ KN} < 13692,43 \text{ KN (Condition vérifiée).}$$

Donc P_0 n'est pas excessive.

VIII.8. Détermination du nombre de câbles à mettre en tension à l'about

Avant de couler la dalle, il est impératif que les câbles d'about soient complètement tendus à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à **10%** de P_0 .

$$D'où : P = 0,9 \times P_0 \times n \Rightarrow P = 0,9 \times 2461,97 \times n$$

$$P = 2215,77 \times n \text{ (en KN) ; (n : nombre de câbles à l'about).}$$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule). Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivante :

$$\begin{cases} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}} \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} \end{cases}$$

Avec :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 \times V}{I_G} + \frac{M_g \times V}{I_G} \geq -1,5 \cdot f_{tj} = \overline{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V'}{I_G} + \frac{M_g \times V'}{I_G} \leq 0,6 \cdot f_{cj} = \overline{\sigma}_{\text{bc}}$$

$\overline{\sigma}_{\text{bt}}$: Contrainte admissible de traction sur la fibre supérieure.

$\overline{\sigma}_{\text{bc}}$: Contrainte admissible de compression sur la fibre inférieure.

$$\overline{\sigma}_{\text{bt}} = -1,5 \times f_{t28} = -1,5 \times (0,6 + 0,06 f_{c28}) ; \text{ avec : } f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Tableau VIII.2: Caractéristiques géométriques nettes de la section médiane (poutre seule).

	B _n (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	ρ (%)	h (cm)
Poutre seule	4852,6	12450933,5	84,17	65,83	46,30	150

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre P_{poutre} = 1,50 t/ml dans

(Chapitre V) ; tel que : $M_g = \frac{P_{poutre} \times L^2}{8}$

Application numérique

$$M_g = \frac{PL^2}{8} = \frac{1,50 \times 33,4^2}{8} = 209,17 \text{ t.m} = 209,17 \times 10^3 \text{ KN.cm}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -1,5 \times f_{t28} = -1,5 \times (0,6 + 0,06 \times 35) = -1,5 \times 2,7 = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa.}$$

- Fibre supérieure

$$\sigma_{sup} = \frac{(2215,77 \times n)}{4852,6} + \frac{(2215,77 \times n) \times (-98,52) \times 65,83}{12450933,5} + \frac{209,17 \times 10^3 \times 65,83}{12450933,5}$$

$$\geq \bar{\sigma}_{bt} = -4,05 \times 10^{-1} \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{sup} = (0,456 \times n) + (-1,154 \times n) + 1,106 \geq -4,05 \times 10^{-1}$$

$$n \leq \frac{-4,05 \times 10^{-1} - 1,106}{0,456 - 1,154} = 2,16$$

- Fibre inférieure

$$\sigma_{inf} = \frac{(2215,77 \times n)}{4852,6} - \frac{(2215,77 \times n) \times (-98,52) \times 84,17}{12450933,5} + \frac{209,17 \times 10^3 \times 84,17}{12450933,5}$$

$$\leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \times 10^{-1} \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{inf} = (0,456 \times n) + 1,476 \times n + 1,414 \leq 21 \times 10^{-1}$$

$$n \geq \frac{21 \times 10^{-1} - 1,414}{0,456 + 1,476} = 0,35$$

$$\begin{cases} n \leq 2,16 \\ n \geq 0,35 \end{cases} \Rightarrow \text{Donc on prend : } n = 2$$

On place deux câbles à l'about et un câble en extrados.

1^{ère} famille : 02 câbles à l'about.

2^{ème} famille : 01 câble en extrados.

- **Vérification des contraintes à la mise en tension de la section médiane**

Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

Au 7^{ème} jour :

On tire les 2 câbles d'about à 50% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

D'où : $P = 0,5 \times 0,9P_0 \times n$;

Application numérique

$$P = (0,5 \times 0,9 \times 2461,97 \times 2) \Rightarrow P = 2215,77 \text{ KN.}$$

$$M_{\min} = 292,65 \text{ t.m} \Rightarrow M_{\min} = 292,65 \times 10^3 \text{ KN.cm}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c_{28}} \Rightarrow f_{c_7} = \frac{7}{4,76 + 0,83 \times 7} \times 35 = 23,18 \text{ MPa; } f_{c_{28}} = 35 \text{ MPa.}$$

$$f_{t_j} = (0,6 + 0,06 \times f_{c_j}) \Rightarrow f_{t_7} = (0,6 + 0,06 \times f_{c_7}) = 0,6 + 0,06 \times 23,18 = 1,99 \text{ MPa.}$$

$$d' = h - 0,9h \Rightarrow d' = 150 - (0,9 \times 150) = 15 \text{ cm.}$$

$$e_0 = -(V' - d') \Rightarrow e_0 = (84,17 - 15) = -69,17 \text{ cm.}$$

- **Fibre supérieure**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 \times V}{I_G} + \frac{M_{\min} \times V}{I_G} \geq -1,5 \cdot f_{t_j} = \overline{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{2215,77}{4852,6} + \frac{2215,77 \times (-69,17) \times 65,83}{12450933,5} + \frac{292,65 \times 10^3 \times 65,83}{12450933,5} = 1,19 \text{ KN/cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -1,5 \times f_{t_7} = -1,5 \times 1,99 = -2,98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 1,19 \times 10^{-1} \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{bt} = -2,98 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

- **Fibre inférieure**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V'}{I_G} + \frac{M_{\min} \times V'}{I_G} \leq 0,6 \cdot f_{c_j} = \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{2215,77}{4852,6} - \frac{2215,77 \times (-69,17) \times 84,17}{12450933,5} + \frac{292,65 \times 10^3 \times 84,17}{12450933,5} = 3,47 \text{ KN/cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c_7} = 0,6 \times 23,18 = 13,91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 3,47 \times 10^{-1} \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13,91 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

Au 28^{ème} jour :

On tire les câbles d'about à 100% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

D'où : $P = 0,9P_0 \times n$;

Application numérique

$$P = (0,9 \times 2461,97 \times 2) \Rightarrow P = 4431,55 \text{ KN.}$$

$$f_{t28} = (0,6 + 0,06 \times f_{c28}) \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa ; } f_{c28} = 35 \text{ MPa .}$$

- Fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 \times V}{I_G} + \frac{M_{\text{min}} \times V}{I_G} \geq -1,5 \cdot f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{4431,55}{4852,6} + \frac{4431,55 \times (-69,17) \times 65,83}{12450933,5} + \frac{292,65 \times 10^3 \times 65,83}{12450933,5} = 0,83 \text{ KN/cm}^2$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = -1,5 \times f_{t28} = -1,5 \times 2,7 = -4,05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 0,83 \times 10^{-1} \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{bt}} = -4,05 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

- Fibre inférieure

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times V'}{I_G} + \frac{M_{\text{min}} \times V'}{I_G} \leq 0,6 \cdot f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{4431,55}{4852,6} - \frac{4431,55 \times (-69,17) \times 84,17}{12450933,5} + \frac{292,65 \times 10^3 \times 84,17}{12450933,5} = 4,96 \text{ KN/cm}^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4,96 \times 10^{-1} \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa (condition vérifiée).}$$

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées, les 3 câbles seront donc tirés comme suit

1^{ère} famille : (2 câbles à l'about)

Tirés à 50% de P_0 au 7^{ème} jour.

Tirés à 100% de P_0 au 28^{ème} jour.

2^{ème} famille : (1 câble en extrados)

Les câbles d'extrados sont tirés à 100% de P_0 après 28 jours du coulage de la dalle et son durcissement.

VIII.9. Tracé des câbles

VIII.9.1. Disposition constructive des câbles

Section d'about :

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

On prend une distance entre câbles égale à 50cm. ($d = 50 \text{ cm}$).

$\sum M_{\text{Fibre inférieure}} = 0$ donc :

$$(P_1 + P_2) V' = P_1 \times (d + d_1) + P_2 \times d_1$$

Avec : $d = 50 \text{ cm}$.

$$P_1 = P_2 = P = 2215,77 \text{ KN}$$

$$V' = 84,17 \text{ cm.}$$

Application numérique

$$(P_1 + P_2) V' = P_1 \times (d + d_1) + P_2 \times d_1$$

$$2 \times P \times V' = P \times (d + d_1) + P \times d_1$$

$$2 \times P \times V' = (P \times d) + 2 \times (P \times d_1)$$

$$(2 \times 2215,77 \times 84,17) = (2215,77 \times 50) + 2 (2215,77 \times d_1)$$

$$373002,72 = 110788,5 + 2 (2215,77 \times d_1)$$

$$d_1 = 59,17 \text{ cm.}$$

$$d + d_1 = d_2 \Rightarrow d_2 = 50 + 59,17 \Rightarrow d_2 = 109,17 \text{ cm.}$$

- Section médiane :

En respectant la distance limite autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante :

Tel que :

$$d_1' = d_2' = 1,5 \varnothing_{\text{gaine}}$$

$$d_3' = 3 \varnothing_{\text{gaine}}$$

Diamètre de la gaine : $\varnothing_{\text{gaine}} = 0,08\text{m}$.

$$d_1' = d_2' = 1,5 \times 8 = 12 \text{ cm}$$

$$d_3' = 3 \times 8 = 24 \text{ cm.}$$

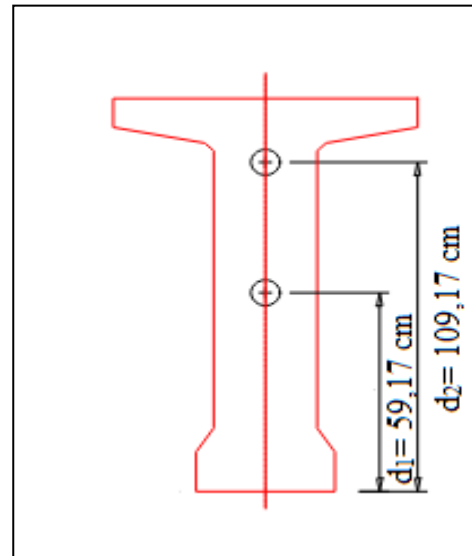


Figure VIII.1 : Disposition des câbles (section d'about).

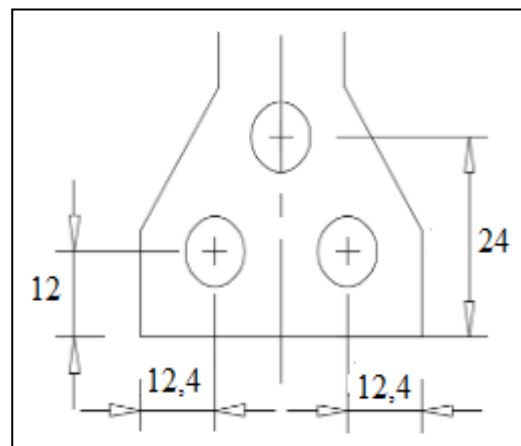


Figure VIII.2 : Disposition des câbles (section médiane).

NB : À mi travée, le moment est maximum, donc l'excentricité des câbles doit être aussi maximale et négative.

VIII.9.2. Détermination de l'angle de relevage :

A l'extrémité, les contraintes de cisaillements sont généralement importantes. Ainsi, le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes.

Soit α l'angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui. Les conditions liées à l'effort tranchant imposent sur appui : $-V \leq V_{\text{red}} \leq V$

Avec :

V : étant l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'appui.

$V_{\text{red}} = V_m - P \sin \alpha$: sous l'effet minimale des charges.

$V_{\text{red}} = V_M - P \sin \alpha$: sous l'effet maximale des charges.

c.à.d.

$V = V_m - P \sin \alpha$; (V_m : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre la poutre seule)

$V = V_M - P \sin \alpha$; (V_M : effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS)

Donc on peut agir sur α de façon à ne pas créer de cisaillement excessif :

V est estimé égale à : $V = \tau \times b_n \times 0,8h$

On calcul τ :

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

τ : contrainte tangentielle limite à l'ELS.

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$$f_{tj} = f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

Avec : $P = 0,68 \times n \times P_0 \Rightarrow P = 0,68 \times 2 \times 2461,97 = 3348,28 \text{ KN}$; et $B_n = 8177,6 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{3348,28 \times 10^3}{8177,6 \times 10^2} = 4,09 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{0,4 \times 2,7(2,7 + 4,09)} = 2,71 \text{ MPa.}$$

On calcul b_n :

$$b_n = b_0 - m.K.\phi_g$$

$m = 1$ (nombre de gaine par lit)

$K = 0,5$ (câble injecté de coulis de ciment)

$\emptyset_g = 0,08$ m (diamètre de la gaine)

$b_n = 0,5 - (1 \times 0,5 \times 0,08) = 0,46$ m = 46 cm

$h = h_{\text{poutre}} + h_{\text{dalle}} = 150 + 25 = 175$ cm

$V = \tau \times b_n \times 0,8h \Rightarrow V = 2,71 \times 10^{-1} \times 46 \times 0,8 \times 175 = 1745,24$ KN

$V = 1745,24$ KN

$V_M = 75,67$ t = 756,7 KN. (V_M : Effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable (G+D240) à l'ELU)

$V_m = 37,46$ t = 374,6 KN. (V_m : Effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre G (à vide) de la poutre seule)

D'après les conditions imposées sur appui on aura :

$$\text{Arc sin } \frac{(V_M - V)}{P} \leq \alpha \leq \text{Arc sin } \frac{(V_m + V)}{P}$$

$$\text{Arc sin } \frac{756,7 - 1745,24}{3348,28} \leq \alpha \leq \text{Arc sin } \frac{374,6 + 1745,24}{3348,28}$$

$$-17,17^\circ \leq \alpha \leq 39,28^\circ$$

La valeur optimale de α est donnée par :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arc sin } \frac{V_M + V_m}{2P}$$

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arc sin } \frac{756,7 + 374,6}{2 \times 3348,28}$$

$\alpha_{\text{opt}} = 9,72^\circ$; Cet angle donne la valeur minimale de V_{red} .

On fixe : $\alpha_1 = 9^\circ$; $\alpha_2 = 15^\circ$ et $\alpha_3 = 25^\circ$

VIII.9.3. Tracé individuel des câbles et détermination de « x_k » et « x_d »

Pour le tracé de chaque câble il faut poser les hypothèses suivantes :

La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0 = \text{cst}$

L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontraint par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole de deuxième degré.

Avec :

x_k : Longueur de la partie courbe du câble.

x_d : Longueur de la partie rectiligne du câble.

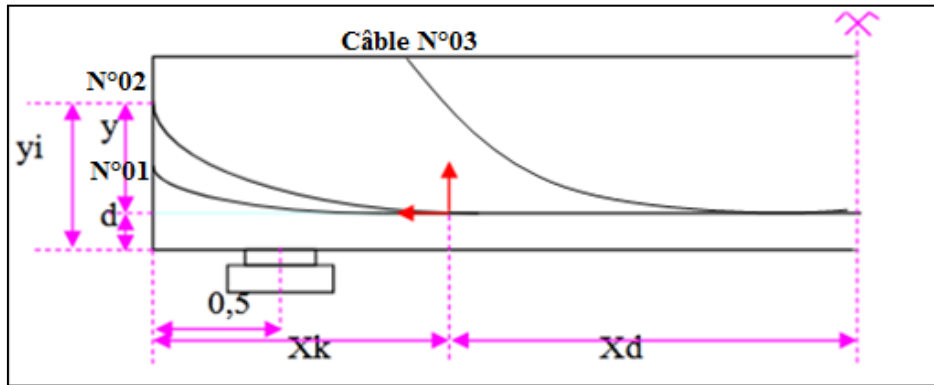


Figure VIII.3: Tracé des câbles.

L'équation de la parabole de chaque câble est donnée par : $y = ax^2$

Et ses dérivées sont :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{dx}{dy} = 2ax$$

$$\begin{cases} x = x_k \cdot y_k = a \cdot x_k^2 \\ a = \frac{y_k}{x_k^2} \end{cases}$$

$$\operatorname{tg}\alpha = 2a \cdot x_k = 2 \left(\frac{y_k}{x_k^2} \right) \cdot x_k = \left(\frac{2y_k}{x_k} \right)$$

$$\begin{cases} x_k = \frac{2y_k}{\operatorname{tg}\alpha} \\ x_d = \frac{L}{2} - x_k ; \text{ avec } L = 33,4 \text{ m} \end{cases}$$

$$y_k = y_i - d_i$$

Avec : $d_i \Rightarrow d_1 = d'_1 = 12 \text{ cm}$; $d_2 = d'_2 = 12 \text{ cm}$; $d_3 = d'_3 = 24 \text{ cm}$.

$y_i \Rightarrow y_1 = d_1 = 59,17 \text{ cm}$; $y_2 = d_2 = 109,17 \text{ cm}$; $y_3 = d_3 = 150 \text{ cm}$

- **Câble N°01 :**

On fixe : $\alpha_1 = 9^\circ$

$$y_k = y_i - d_i \Rightarrow y_k = 59,17 - 12 = 47,17 \text{ cm} = 0,47 \text{ m}$$

$$x_k = \frac{2y_k}{\operatorname{tg}\alpha} \Rightarrow x_k = \frac{2 \times 0,47}{\operatorname{tg} 9^\circ} = 5,93 \text{ m}$$

$$x_d = \frac{L}{2} - x_k \Rightarrow x_d = \frac{33,4}{2} - 5,93 = 10,77 \text{ m}$$

$$a = \frac{yk}{xk^2} \Rightarrow a = \frac{0,47}{5,93^2} = 0,013 \text{ m}^{-1}$$

$$y = ax^2 \Rightarrow y = 0,013x^2 .$$

- **Câble N°02 :**

On fixe : $\alpha_2 = 15^\circ$

$$yk = 109,17 - 12 = 97,17 \text{ cm} = 0,97 \text{ m}$$

$$xk = \frac{2 \times 0,97}{\text{tg } 15^\circ} = 7,24 \text{ m}$$

$$xd = \frac{33,4}{2} - 7,24 = 9,46 \text{ m}$$

$$a = \frac{0,97}{7,24^2} = 0,018 \text{ m}^{-1}$$

$$y = 0,018x^2 .$$

- **Câble N°03 (sortant de l'extrados) :**

On fixe : $\alpha_3 = 25^\circ$

$$yk = 150 - 24 = 126 \text{ cm} = 1,26 \text{ m}$$

$$xk = \frac{2 \times 1,26}{\text{tg } 25^\circ} = 5,40 \text{ m}$$

$$xd = \frac{33,4}{2} - 5,40 = 11,30 \text{ m}$$

$$a = \frac{1,26}{5,40^2} = 0,043 \text{ m}^{-1}$$

$$y = 0,043x^2 .$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus de chaque câble.

Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus.

Câble	α_i (°)	y_i (m)	y_k (m)	x_k (m)	x_d (m)	a_i (m)	d_i (m)
1	9	0,59	0,47	5,93	10,77	0,013	0,12
2	15	1,09	0,97	7,24	9,46	0,018	0,12
3	25	1,50	1,26	5,40	11,30	0,043	0,24

VIII.9.4. Position et analyse de chaque câble en différentes positions

Les équations paraboliques des différents câbles :

$$y_1 = 0,013x^2$$

$$y_2 = 0,018x^2$$

$$y_3 = 0,043x^2$$

Position et angles de relevage des câbles et de câble moyen dans les différentes positions :

$$y_i = a_i (x_{k_i} - x_i)^2 + d_i$$

$$\text{tg}\alpha_i = 2a_i (x_{k_i} - x_i)$$

Ci-dessous un tableau qui nous résume les positions et les angles de chaque câble dans les différentes positions :

Tableau VIII.4: Positions et angles de chaque câble dans les différentes positions.

Câbles	x _i (m)	0	0,5	L/8	0,25L	3L/8	0,5L
		0	0,5	4,175	8,35	12,525	16,7
1	y _i (m)	0,59	0,50	0,16	0,12	0,12	0,12
	α _i (°)	9	8,04	2,61	0	0	0
2	y _i (m)	1,09	0,94	0,29	0,12	0,12	0,12
	α _i (°)	15	13,64	6,30	0	0	0
3	y _i (m)	/	/	1,50	0,61	0,24	0,24
	α _i (°)	/	/	25	14,23	0	0
Câble moyen	y _i (1,2)	0,84	0,72	0,23	0,12	0,12	0,12
	α _i	12	10,84	4,23	0	0	0
	y _i (3)	/	/	1,50	0,61	0,24	0,24

VIII.9.5. Calcul des caractéristiques géométriques nettes

$$B_n = B_{\text{brut}} - n B(\phi_g) ; \text{ avec : } B(\phi_g) = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

n : Nombre de câbles.

φ_g : Diamètre de la gaine = 0,08 m

$$V'_n = \frac{V'_{\text{brut}} \times B_{\text{brut}} - B(\phi_g) \sum y_i}{B_n} ; \text{ et } V_n = h - V'_n$$

$$I_n = I_{\text{brut}} - B_{\text{brut}}(V'_n - V'_{\text{brut}})^2 - [B(\emptyset)_g(y_i - V'_n)^2]$$

$$\rho_n = \frac{I_n}{V'_n \times V_n \times B_n}$$

Les caractéristiques nettes de la poutre seule et de la poutre plus hourdis sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5: Caractéristiques géométriques nettes de poutre+hourdis et poutre seule.

Section		About		Intermédiaire	Médiane	
Nombre de câble		2	2	3	3	3
Position		0,00 m	0,50 m	4,175 m	8,35 m	16,7 m
Caractéristique				(L/8)	(0,25 L)	(0,5 L)
B_n (m²)	Poutre seule	0,7706	0,7706	0,6364	0,4958	0,4958
	Poutre+hourdis	1,1206	1,1206	0,9813	0,8458	0,8458
V'_n (m)	Poutre seule	0,835	0,835	0,848	0,854	0,854
	Poutre+hourdis	0,849	0,849	1,150	1,209	1,209
V_n (m)	Poutre seule	0,655	0,655	0,652	0,646	0,646
	Poutre+hourdis	0,901	0,901	0,600	0,541	0,541
I_n (m⁴)	Poutre seule	0,131	0,131	0,144	0,131	0,131
	Poutre+hourdis	0,312	0,312	0,291	0,252	0,252
ρ_n (%)	Poutre seule	30,5	30,5	41,2	47,9	47,9
	Poutre+hourdis	36,3	36,3	42,9	45,5	45,5

VIII.10. Calcul des pertes

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

Les pertes instantanées : Elles se produisent lors de la mise en tension :

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

Les pertes différées : Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage :

- Pertes dues au retrait du béton ;

- Pertes dues au fluage ;
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

VIII.10.1. Pertes instantanées

VIII.10.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

Lors de la mise en tension du câble, celui-ci entre en contact avec la gaine, ce qui génère des frottements et entraîne une réduction de la tension dans le câble. La tension à n'importe quel point d'abscisse (x) après la mise en tension peut être exprimée comme suit :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

Avec :

σ_{P_0} : Contrainte de tension à l'origine $\sigma_{P_0} = 1476 \text{ MPa}$; ($\sigma_{P_0} = \text{Min} (0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg})$)

f : Coefficient de frottement angulaire. f : $0,18 \text{ rad}^{-1}$

α : L'angle de relevage du câble sur la distance (x) en rad.

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi : 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

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

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_P(x) \cdot e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

Tableau VIII.6 : Récapitulatif des pertes par frottement « $\Delta\sigma_f(x)$ » (MPa).

Position	$\alpha(^{\circ})$	$\alpha(\text{rad})$	x=0,00m		x=0,50m		x= 8,35 m (0,25L)		x= 16,70 m (0,5L)	
			$\sigma_P(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\sigma_P(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\sigma_P(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$	$\sigma_P(x)$	$\Delta\sigma_f(x)$
1	9	0,157	1434,87	41,13	1433,44	42,56	1411,11	64,89	1387,74	88,26
2	15	0,262	1408,01	67,99	1406,85	69,15	1384,69	91,31	1361,76	114,24
3	25	0,437	/	/	/	/	1341,75	134,25	1319,53	156,47
Valeur moyenne des 2 câbles	/	/	/	54,56	/	55,86	/	78,10	/	101,25
Valeur moyenne des 3 câbles	/	/	/	/	/	/	/	96,82	/	119,66

VIII.10.1.2. Perte par recul d'ancrage

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton. Ce mouvement dépend du type d'ancrage utilisé, il se varie entre 1 mm et 12 mm suivant la puissance de l'ancrage (et donc le type de câble) et la méthode de précontrainte employée.

L'influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « x » dite distance d'influence du recul d'ancrage à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

➤ Câble N°1

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 0,5) = 1474,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0,18 \times 0,157 - 2 \times 10^{-3} \times 5,93) = 1416,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0,18 \times 0,157 - 2 \times 10^{-3} \times 10,77) = 1402,49 \text{ MPa}$$

$$g. E_p = 5 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 950 \text{ MPa.m}$$

- Calcul des aires

$$S_1 = (1476 - 1474,52) \times \frac{0,5}{2} = 0,37 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1474,52 - 1416,78) \times 0,5 = 28,87 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1474,52 - 1416,78) \times \frac{(5,93 - 0,5)}{2} = 156,76 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1416,78 - 1402,49) \times 5,93 = 84,74 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1416,78 - 1402,49) \times \frac{(10,77 - 5,93)}{2} = 34,58 \text{ MPa.m}$$

$$S_{\text{total}} = 305,32 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 305,32 = 610,64 \text{ MPa.m}$$

$g. E_p > S \Rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g. E_p = S + \Delta\sigma_M \times (AD) \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{g. E_p - S}{(AD)} \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{950 - 610,64}{10,77} = 31,50 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 31,50 \text{ MPa .}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°1 :

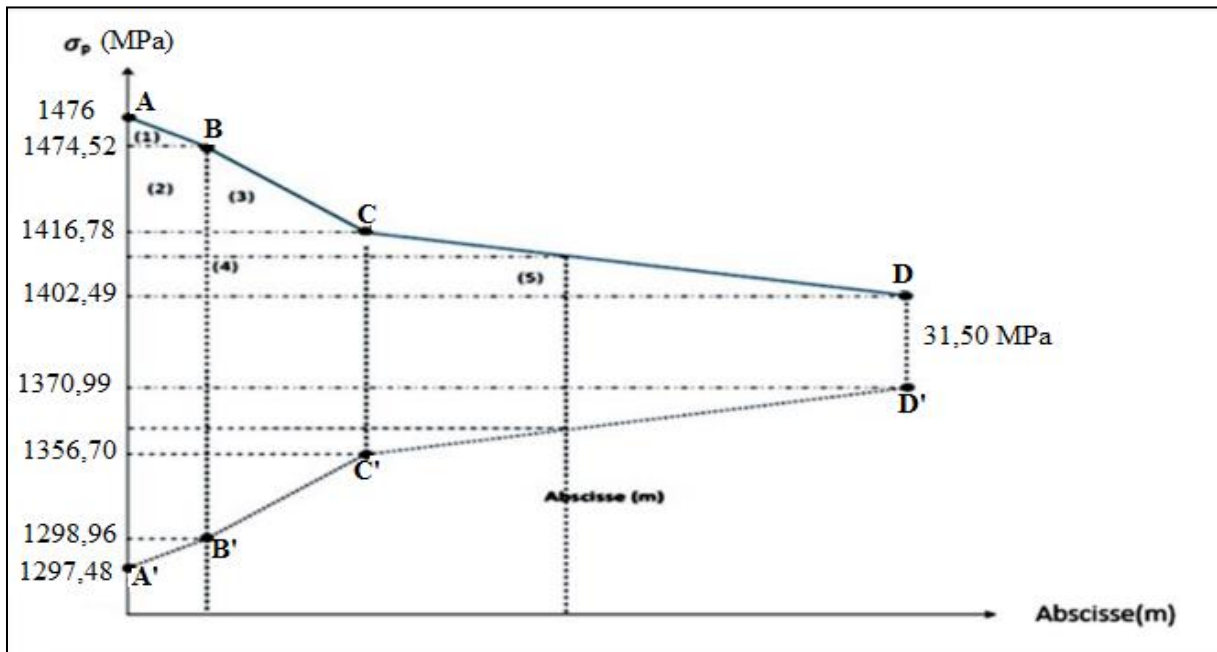


Figure VIII.4: Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°1.

➤ Câble N°2

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1476$ MPa.

$\sigma_i = \sigma_{p_0} (1 - f\alpha - \phi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476 (1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 0,5) = 1474,52 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_C = 1476 (1 - 0,18 \times 0,261 - 2 \times 10^{-3} \times 7,24) = 1385,29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = 1476 (1 - 0,18 \times 0,261 - 2 \times 10^{-3} \times 9,46) = 1378,73 \text{ MPa}$$

$$g. Ep = 5 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 950 \text{ MPa. m}$$

- Calcul des aires

$$S_1 = (1476 - 1474,52) \times \frac{0,5}{2} = 0,37 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1474,52 - 1385,29) \times 0,5 = 44,62 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1474,52 - 1385,29) \times \frac{(7,24 - 0,5)}{2} = 300,71 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1385,29 - 1378,73) \times 7,24 = 47,49 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1385,29 - 1378,73) \times \frac{(9,46 - 7,24)}{2} = 7,28 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 400,47 = 800,94 \text{ MPa.m}$$

g. $E_p > S \Rightarrow$ Il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$$g. E_p = S + \Delta\sigma_M \times (AD) \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{g. E_p - S}{(AD)} \Rightarrow \Delta\sigma_M = \frac{950 - 800,94}{9,46} = 15,75 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_M = 15,75 \text{ MPa}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°2 :

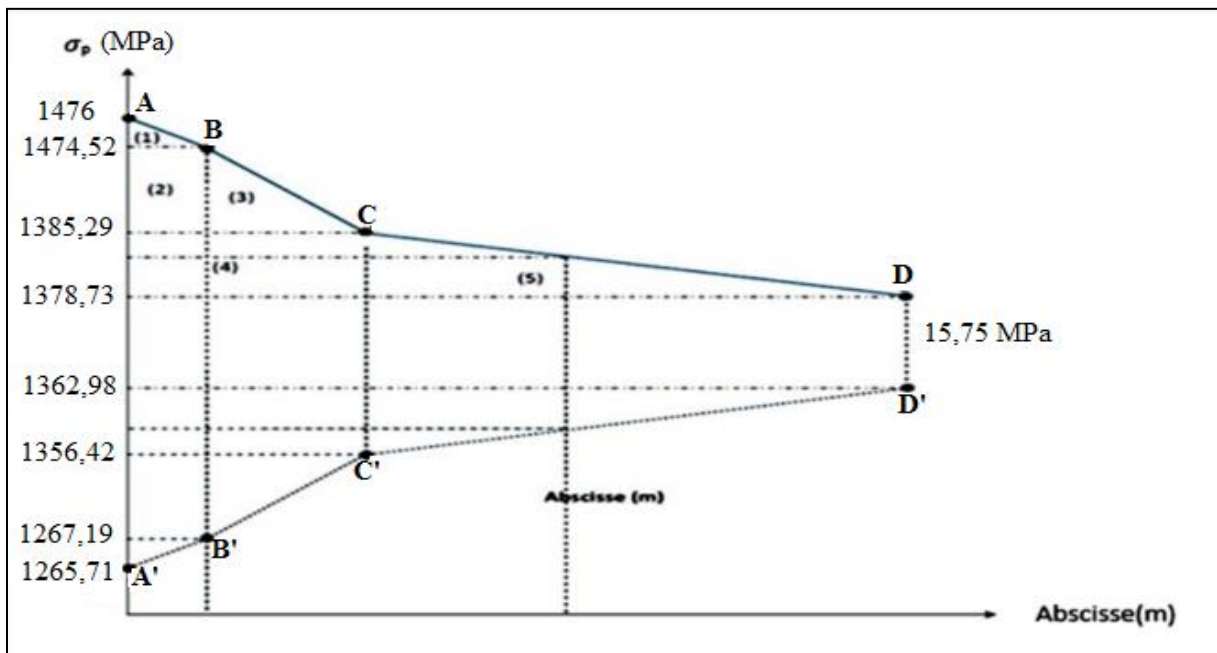


Figure VIII.5: Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°2.

- Câble N°3

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476(1 - 0,18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 0,5) = 1474,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0,18 \times 0,436 - 2 \times 10^{-3} \times 5,40) = 1344,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0,18 \times 0,436 - 2 \times 10^{-3} \times 16,70) = 1310,87 \text{ MPa}$$

$$g. E_p = 5 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 950 \text{ MPa.m}$$

- Calcul des aires

$$S_1 = (1476 - 1474,52) \times \frac{0,5}{2} = 0,37 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1474,52 - 1344,22) \times 0,5 = 65,15 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1474,52 - 1344,22) \times \frac{(5,40 - 0,5)}{2} = 319,24 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1344,22 - 1310,87) \times 5,40 = 180,09 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1344,22 - 1310,87) \times \frac{(16,70 - 5,40)}{2} = 188,42 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 753,27 = 1506,54 \text{ MPa. m}$$

g. $E_p < S \Rightarrow$ le point M n'appartient pas à (BC).

Le point M appartient à (CD).

- Détermination de la longueur d'influence « x »

$$g. E_p = S_{\text{aire (ABCMC'B'A')}}$$

$$S_1 = 0,37 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = 65,15 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 319,24 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1344,22 - \sigma_M) \times 5,40$$

$$S_5 = (1344,22 - \sigma_M) \frac{(x - 5,40)}{2}$$

$$\frac{1}{2} S = 384,76 + (1344,22 - \sigma_M) \left(5,40 + \frac{(x-5,40)}{2} \right).$$

$$S = 769,52 + (1344,22 - \sigma_M)(5,40 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0,18 \times 0,436 - 2 \times 10^{-3} \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1360,16 - 2,952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 769,52 + (1344,22 - [1360,16 - 2,952 \cdot x])(5,40 + x)$$

$$S = 691,4 + (-86,07 + 2,952 x^2)$$

$$S = 2,952 x^2 + 683,45$$

$$2,952 x^2 + 683,45 = 0 \Rightarrow x = 15,22 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1360,16 - 2,952 \times 15,22$$

$$\sigma_M = 1315,23 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°3 :

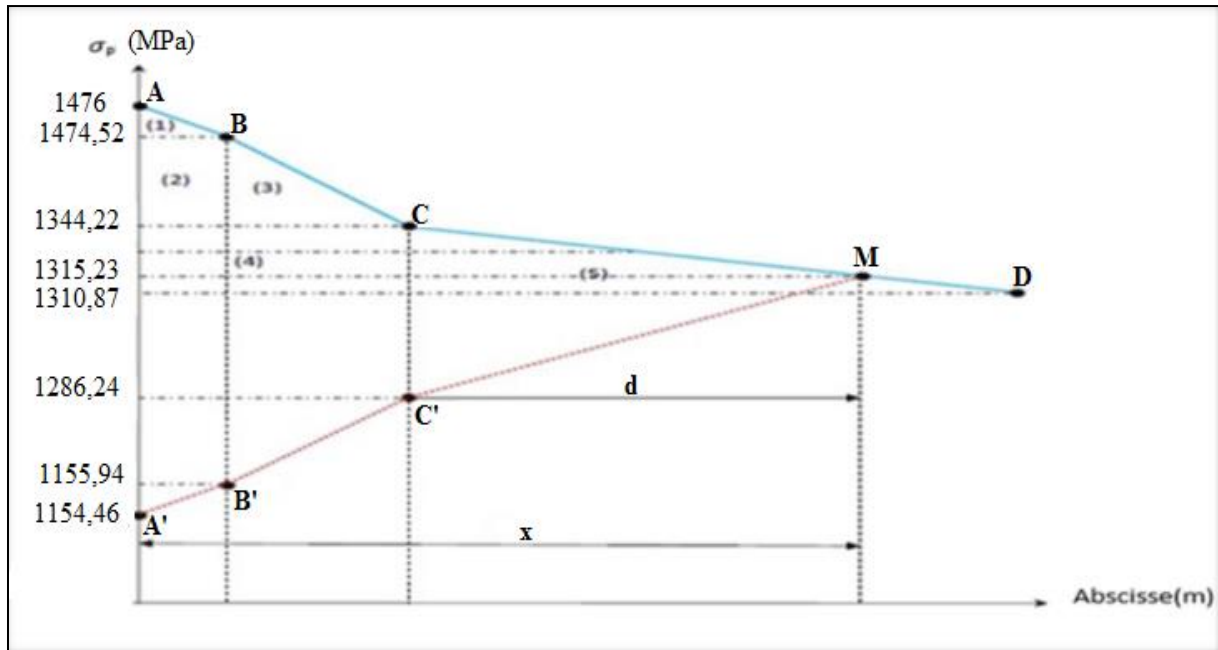


Figure VIII.6: Diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble N°3.

- Pertes par recul d'ancrage

Câble N°1

$$\Delta\sigma_g(x = 16,70 \text{ m}) = 31,50 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 8,35 \text{ m}) = (1409,64 - 1402,49) \times 2 + 31,50 = 45,80 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 0,50 \text{ m}) = (1474,52 - 1298,48) = 176,04 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 0,00 \text{ m}) = (1476 - 1297,48) = 178,52 \text{ MPa} .$$

Câble N°2

$$\Delta\sigma_g(x = 16,70 \text{ m}) = 15,75 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 8,35 \text{ m}) = (1382,01 - 1378,73) \times 2 + 15,75 = 22,31 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 0,50 \text{ m}) = (1474,52 - 1267,19) = 207,33 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 0,00 \text{ m}) = (1476 - 1265,71) = 210,29 \text{ MPa} .$$

Câble N°3

$$\Delta\sigma_g(x = 16,70 \text{ m}) = 0,00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(x = 8,35 \text{ m}) = (1335,51 - 1315,23) \times 2 + 0,00 = 40,56 \text{ MPa} .$$

Tableau VIII.7: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage « $\Delta\sigma_g(x)$ » (MPa).

Section	$\Delta\sigma_g(x)$			
	0,00L	0,5	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	x = 0,00	x = 0,5	x = 8,35	x = 16,7
Câble 1	178,52	176,04	45,80	31,50
Câble 2	210,29	207,33	22,31	15,75
Câble 3	/	/	40,56	0
Valeur moyenne des 2 câbles	194,40	191,685	34,055	23,625
Valeur moyenne des 3 câbles	/	/	36,223	15,75

VIII.10.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton

Lorsqu'une contrainte est appliquée sur le béton, celui-ci subit une déformation immédiate. En conséquence, les armatures de précontrainte subissent également une déformation, ce qui entraîne une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en une deux phases :

- La première famille sera tendue au 7^{ème} et au 28^{ème} jour (n = 2 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28^{ème} jour (n = 1 câble).

➤ **Câbles de la 1^{ère} famille**

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due à la non-simultanéité de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n} \right)$$

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes.

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

n : Nombre de câble par famille.

A_p : Section nominale du câble.

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton .

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

I_n : Inertie de la poutre seule

$M_g(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

- Position (x = 0 m)

$$B_n = 7706 \text{ cm}^2$$

$$f_{c7} = 23,18 \text{ MPa}$$

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c7}} \Rightarrow E_{bi(7)} = 11000 \sqrt[3]{23,18} = 31363,93 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,131 \text{ m}^4$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité « e_p »

$$e_p = y_i - V'_n$$

$$V'_n = 0,835 \text{ m}$$

$$y_{(1,2)} = 0,84 \text{ m}$$

$$e_p = 0,84 - 0,835 = 0,005 \text{ m} \Rightarrow e_p = 50 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$P_{poutre} = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 0 \Rightarrow M_g(0) = 0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 31363,93} \times \frac{2 \times 1668(1476 - 54,56 - 194,4)}{7706 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7706 \times 10^2 \times 50^2}{0,131 \times 10^{12}}\right)$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0) = 10,88 \text{ MPa} .$$

- Position ($x = 0,25L$)

$$B_n = 4958 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'excentricité « e_p »

$$e_p = y_i - V'_n$$

$$V'_n = 0,854 \text{ m}$$

$$y_{(1,2)} = 0,12 \text{ m}$$

$$e_p = 0,12 - 0,854 = -0,734 \text{ m}$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$P_{\text{poutre}} = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 8,35 \text{ m} \Rightarrow M_g(0,25L) = \frac{1,5 \times 8,35}{2} \times (33,4 - 8,35)$$

$$M_g(0,25L) = 156,88 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{pi}(0,25L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 31363,93} \times \frac{156,88 \times 10^7 \times (-734)}{0,131 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 31363,93} \\ \times \frac{2 \times 1668(1476 - 78,10 - 34,055)}{4958 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4958 \times 10^2 \times (-734)^2}{0,131 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0,25L) = 38,57 \text{ MPa}$$

- Position ($x = 0,5L$)

$$B_n = 4958 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'excentricité « e_p »

$$e_p = y_i - V'_n$$

$$V'_n = 0,854 \text{ m}$$

$$y_{(1,2)} = 0,12 \text{ m}$$

$$e_p = 0,12 - 0,854 = -0,734 \text{ m}$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$P_{\text{poutre}} = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 16,7 \text{ m} \Rightarrow M_g(0,5L) = \frac{1,5 \times 16,7}{2} \times (33,4 - 16,7)$$

$$M_g(0,5L) = 209,16 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,5L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 31363,93} \times \frac{209,16 \times 10^7 \times (-734)}{0,131 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 31363,93} \times \frac{2 \times 1668(1476 - 101,25 - 23,625)}{4958 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{4958 \times 10^2 \times (-734)^2}{0,131 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0,5L) = 63,50 \text{ MPa}.$$

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.8: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1^{ère} famille).

	Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_{Pi}(x)$ (MPa)	10,88	38,57	63,50

➤ **Câble de la 2^{ème} famille**

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

• **Perte subie par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille**

La perte subie par chaque câble de la 1^{ère} famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2^{ème} famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + n \cdot A_p \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_n} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B_n} \cdot \left(1 + \frac{B_n \cdot (e_p)^2}{I_n}\right)$$

• Position ($x = 0,25L$)

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B_n = 8458 \text{ cm}^2$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{bi(7)} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,252 \text{ m}^4$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité « e_p »

$$e_p = y_i - V'_n$$

$$V'_n = 1,209 \text{ m}$$

$$y_{(3)} = 1,50 \text{ m}$$

$$e_p = 1,50 - 1,209 = 0,291 \text{ m}$$

$$e_p = 291 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$P_{\text{poutre}} = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 8,35 \text{ m} \Rightarrow M_g(0,25L) = \frac{1,5 \times 8,35}{2} \times (33,4 - 8,35)$$

$$M_g(0,25L) = 156,88 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{pi}(0,25L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35981,73} \times \frac{156,88 \times 10^7 \times (291)}{0,252 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35981,73} \\ \times \frac{3 \times 1668(1476 - 96,82 - 36,22)}{8458 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8458 \times 10^2 \times (291)^2}{0,252 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0,25L) = 21,14 \text{ MPa}.$$

- Position ($x = 0,5L$)

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B_n = 8458 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,252 \text{ m}^4$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$e_p = 291 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$P_{\text{poutre}} = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 16,7 \text{ m} \Rightarrow M_g(0,5L) = \frac{1,5 \times 16,7}{2} \times (33,4 - 16,7)$$

$$M_g(0,5L) = 209,16 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\Delta\sigma_{pi}(0,5L) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35981,73} \times \frac{209,16 \times 10^7 \times (291)}{0,252 \times 10^{12}} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 35981,73} \\ \times \frac{3 \times 1668(1476 - 119,66 - 15,75)}{8458 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{8458 \times 10^2 \times (291)^2}{0,252 \times 10^{12}}\right).$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0,5L) = 22,17 \text{ MPa}.$$

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.9: Pertes subies par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille.

	Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	/	21,14	22,17

VIII.10.1.4. Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_{inst}(x)$ »

En appliquant la formule suivante, on trouve les résultats des pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_{inst}(x) = \Delta\sigma_f(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.10: Pertes instantanées totales à différentes sections « $\Delta\sigma_{inst}(x)$ »(MPa).

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_f(x)$	54,56	78,10	101,25
	$\Delta\sigma_g(x)$	194,40	34,055	23,625
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	10,88	38,57	63,50
	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	259,84	150,725	188,375
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_f(x)$	/	96,82	119,66
	$\Delta\sigma_g(x)$	/	36,223	15,75
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	/	21,14	22,17
	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	/	154,183	157,58

VIII.10.1.5. Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}(x)$ »

Les tensions initiales probables pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

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

Tableau VIII.11: Tensions initiales probables « $\sigma_{pi}(x)$ » (MPa).

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\sigma_{p0}(x)$	1476,00		
	$\sigma_{inst}(x)$	259,84	150,725	188,375
	$\sigma_{pi}(x)$	1216,16	1325,28	1287,625
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\sigma_{p0}(x)$	1476,00		
	$\sigma_{inst}(x)$	/	154,183	157,58
	$\sigma_{pi}(x)$	/	1321,817	1318,42

VIII.10.2. Pertes différées

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

VIII.10.2.1. Perte due au retrait du béton

Le béton subit un raccourcissement dû à l'évaporation de l'eau excédentaire, ce qui détend les câbles de précontrainte, entraînant une perte de tension. Cette perte de tension peut être mesurée par un coefficient de retrait, qui est déterminé par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait.}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon moyen de la section.}$$

B : aire de la section nette.

U : périmètre de la section.

t : âge du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait final du béton tel que $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ « BPEL 91 Art 2.1.51 »

Section d'about :

$$r_m = \frac{7706}{496,89} = 15,51 \text{ cm}$$

Section intermédiaire :

$$r_m = \frac{6364}{507,19} = 12,55 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{4958}{517,14} = 9,59 \text{ cm}$$

➤ **Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille.**

- Section d'about :

$$r(j_7) = \frac{7}{7 + 9r_m} = \frac{7}{7 + 9 \times 15,51} = 0,048$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(1)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,048] \times 1,9 \times 10^5 = 54,26 \text{ MPa}$$

- Section intermédiaire :

$$r(j_7) = \frac{7}{7 + 9r_m} = \frac{7}{7 + 9 \times 12,55} = 0,058$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(1)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,058] \times 1,9 \times 10^5 = 53,69 \text{ MPa}$$

- Section médiane :

$$r(j_7) = \frac{7}{7 + 9r_m} = \frac{7}{7 + 9 \times 9,59} = 0,075$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(1)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,075] \times 1,9 \times 10^5 = 52,73 \text{ MPa}$$

➤ **Perte dans le câble de la 2^{ème} famille**

- Section intermédiaire :

$$r(j_{28}) = \frac{28}{28 + 9r_m} = \frac{28}{28 + 9 \times 12,55} = 0,20$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{r(2)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,20] \times 1,9 \times 10^5 = 45,60 \text{ MPa .}$$

- Section médiane :

$$r(j_{28}) = \frac{28}{28 + 9r_m} = \frac{28}{28 + 9 \times 9,59} = 0,24$$

Donc : $\Delta\sigma_{r(2)} = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0,24] \times 1,9 \times 10^5 = 43,32 \text{ MPa}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.12: Valeurs des pertes dues au retrait de béton « $\Delta\sigma_r$ » (MPa).

	Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câbles de la 1 ^{ère} famille	7 ^{ème} jour	54,26	53,69	52,73
Câble de la 2 ^{ème} famille	28 ^{ème} jour	/	45,60	43,32

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x =0,5L) est égale à :

$$\Delta\sigma_{r(\text{moy})} = \frac{2 \times 52,73 + 1 \times 43,32}{3} = 49,59 \text{ MPa} .$$

VIII.10.2.2. Perte due à la relaxation des aciers « BPEL 91 Art3.3.23 »

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

ρ_{1000} (%) : Relaxation des aciers garantie à 1000 heures = 2,5%

μ_0 : Coefficient 0,43 pour les armatures de très basse relation (TBR).

$\sigma_{pi}(x)$: Tension probable après tout pertes instantanées.

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie ; (f_{prg} = 1860 MPa).

➤ Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille

- Position (x = 0 m)

$$\Delta\sigma_p(0) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1216,16}{1860} - 0,43 \right) \times 1216,16 = 40,84 \text{ MPa} .$$

- Position (x = 0,25 L)

$$\Delta\sigma_p(0,25L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1325,28}{1860} - 0,43 \right) \times 1325,28 = 56,16 \text{ MPa} .$$

- Position (x = 0,5 L)

$$\Delta\sigma_p(0,5L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1287,625}{1860} - 0,43 \right) \times 1287,625 = 50,24 \text{ MPa} .$$

➤ **Perte dans le câble de la 2^{ème} famille**

- Position (x = 0,25 L)

$$\Delta\sigma_p(0,25L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1321,817}{1860} - 0,43 \right) \times 1321,817 = 55,65 \text{ MPa} .$$

- Position (x = 0,5 L)

$$\Delta\sigma_p(0,5L) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left(\frac{1318,42}{1860} - 0,43 \right) \times 1318,42 = 55,27 \text{ MPa} .$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.13: Récapitulatif des pertes par relaxation dans les câbles « $\Delta\sigma_p(x)$ » (MPa).

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\sigma_{pi}(x)$	1216,16	1325,28	1287,625
	$\Delta\sigma_p(x)$	40,84	56,16	50,24
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\sigma_{pi}(x)$	/	1321,817	1318,42
	$\Delta\sigma_p(x)$	/	55,65	55,27

VIII.10.2.3. Perte dues au fluage « BPEL 91 Art 3.3.22 »

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps. Les câbles étant ancrés dans le béton vont subir les mêmes déformations, ce qui engendre une chute de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

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

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

➤ **Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille**

• **Position (x = 0 m)**

La Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen peut être calculée par la formule suivante :

$$\sigma_M(x) = n \cdot A_p \cdot \sigma_{Pi}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

Avec :

$$\sigma_{Pi}(x) = 1216,16 \text{ MPa}$$

$$B_n = 7706 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,131 \text{ m}^4$$

$$e_p = 50 \text{ mm}$$

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{bi(28)} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

n = 2 câbles

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x); \text{ pour } x = 0 \Rightarrow M_g(0) = 0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0) = 2 \times 1668 \times 1216,16 \times \left(\frac{1}{7706 \times 10^2} + \frac{(50)^2}{0,131 \times 10^{12}} \right) + 0$$

$$\sigma_M(0) = 5,34 \text{ MPa} .$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_p \cdot (\sigma_\infty(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

Calcul de la tension finale probable « $\sigma_\infty(x)$ » ; d'après le BPEL 91, est égale à :

$$\sigma_\infty(x) = \sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\sigma_\infty(x) = \sigma_{Pi}(x) - \left(\Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x) \right)$$

$$\sigma_{\infty}(0) = 1216,16 - \left(54,26 + \frac{5}{6} 40,84 + \Delta\sigma_{fl}(x) \right)$$

$$\sigma_{\infty}(0) = 1127,87 - \Delta\sigma_{fl}(x)$$

Donc :

$$\sigma_b(0) = 2 \times 1668 \times (1127,87 - \Delta\sigma_{fl}) \times \left(\frac{1}{7706 \times 10^2} + \frac{50^2}{0,131 \times 10^{12}} \right)$$

$$\sigma_b(0) = 3336 \times (1127,87 - \Delta\sigma_{fl}) \times (1,32 \times 10^{-6})$$

$$\sigma_b(0) = 4,40 \times 10^{-3} \times (1127,87 - \Delta\sigma_{fl})$$

$$\sigma_b(0) = 4,96 - 4,40 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0) = (5,34 + 4,96 - 4,40 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}) \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0) = (10,3 - 4,40 \times 10^{-3} \Delta\sigma_{fl}) \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0) = 53,31 \text{ MPa .}$$

- **Position (x=0,25L)**

Calcul de $\sigma_M(x)$

Avec :

$$\sigma_{pi}(x) = 1325,28 \text{ MPa}$$

$$B_n = 4958 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,131 \text{ m}^4$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

Calcul du moment « $M_g(x)$ »

$$P_{poutre} = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$M_g(x) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x)$$

$$\text{pour } x = 8,35\text{m} \Rightarrow M_g(8,35) = \frac{1,5 \times 8,35}{2} \cdot (33,4 - 8,35)$$

$$M_g(0,25L) = 156,88 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,25L) = 2 \times 1668 \times 1325,28 \times \left(\frac{1}{4958 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,131 \times 10^{12}} \right) + \frac{156,88 \times 10^7 \times (-734)}{0,131 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_M(0,25L) = 18,30 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_p \cdot (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,25L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = \left[\sigma_M(x) + \left[\sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = \left[2 \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,25L) = 53,69 + \frac{5}{6} \times 56,16 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,25L) = 100,49 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = \left[2 \times 18,30 - 2 \times 1668 \times (100,49 + \Delta\sigma_{fl}) \times \left(\frac{1}{4958 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,131 \times 10^{12}} \right) \right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [36,6 - 3336 \times (100,49 + \Delta\sigma_{fl}) \times (6,129 \times 10^{-6})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = [36,6 - (2,055 + 0,02 \Delta\sigma_{fl})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = 164,32 \text{ MPa} .$$

- **Position (x = 0,5L)**

Calcul de $\sigma_M(x)$

Avec :

$$\sigma_{pi}(x) = 1287,62 \text{ MPa}$$

$$B_n = 4958 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,131 \text{ m}^4$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

$$M_g(0,5L) = 209,16 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,5L) = 2 \times 1668 \times 1287,62 \times \left(\frac{1}{4958 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,131 \times 10^{12}} \right) + \frac{209,16 \times 10^7 \times (-734)}{0,131 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_M(0,5L) = 14,61 \text{ MPa}.$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,5L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[\sigma_M(x) + \left[\sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[2 \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 52,73 + \frac{5}{6} \times 50,62 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 94,91 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[2 \times 14,61 - 2 \times 1668 \times (94,91 + \Delta\sigma_{fl}) \times \left(\frac{1}{4958 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,131 \times 10^{12}} \right) \right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [29,22 - 3336 \times (94,91 + \Delta\sigma_{fl}) \times (6,129 \times 10^{-6})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [29,22 - (1,94 + 0,02 \Delta\sigma_{fl})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = 129,77 \text{ MPa}.$$

➤ Perte dans le câble de la 2^{ème} famille

De la même façon on calculera les pertes dans le câble la 2^{ème} famille, Seulement que le nombre de câbles change et la section résistante sera dans ce cas la poutre avec hourdis.

- Position ($x = 0,25L$)

Calcul de $\sigma_M(x)$

Avec :

$$\sigma_{pi}(0,25L) = 1321,817 \text{ MPa}$$

$$B_n = 8458 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,252 \text{ m}^4$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

$n = 3$ câbles

Calcul de $M_g(x)$:

$$M_g^{p+d}(0,25L) = \frac{P \cdot x}{2} \cdot (L - x)$$

$$\text{pour } x = 8,35\text{m} \Rightarrow M_g^{p+d}(0,25L) = \frac{2,375 \times 8,35}{2} \times (33,4 - 8,35) = 248,39 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\begin{aligned} \sigma_M(0,25L) &= 3 \times 1668 \times 1321,817 \times \left(\frac{1}{8458 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,252 \times 10^{12}} \right) \\ &\quad + \frac{248,39 \times 10^7 \times (-734)}{0,252 \times 10^{12}} \end{aligned}$$

$$\sigma_M(0,25L) = 14,72 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_p \cdot (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,25L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = \left[\sigma_M(x) + \left[\sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,25L) = \left[2 \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,25L) = 45,60 + \frac{5}{6} \times 49,01 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{\text{diff}}(0,25L) = 86,44 + \Delta\sigma_{\text{fl}}$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,25L) = \left[2 \times 14,73 - 3 \times 1668 \times (86,44 + \Delta\sigma_{\text{fl}}) \times \left(\frac{1}{8458 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,252 \times 10^{12}} \right) \right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,25L) = [29,46 - 5004 \times (86,44 + \Delta\sigma_{\text{fl}}) \times (3,32 \times 10^{-6})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,25L) = [29,46 - (1,44 + 0,02 \Delta\sigma_{\text{fl}})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,25L) = 133,29 \text{ MPa}$$

- **Position (x = 0,5L)**

Calcul de $\sigma_M(x)$

Avec :

$$B_n = 8458 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

$$I_n = 0,252 \text{ m}^4$$

$$e_p = -734 \text{ mm}$$

$$n = 3 \text{ câbles}$$

$$\sigma_{\text{pi}}(0,5L) = 1318,42 \text{ MPa}$$

Calcul de $M_g(x)$:

$$P_{\text{poutre+dalle}} = 1,5 + 0,875 = 2,375 \text{ t/ml (poutre + dalle)}$$

$$M_g^{\text{p+d}}(0,5L) = \frac{PL^2}{8} = \frac{2,375 \times 33,4^2}{8} = 331,18 \text{ t.m}$$

Application numérique

$$\sigma_M(0,5L) = 3 \times 1668 \times 1318,42 \times \left(\frac{1}{8458 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,252 \times 10^{12}} \right) + \frac{331,18 \times 10^7 \times (-734)}{0,252 \times 10^{12}}$$

$$\sigma_M(0,5L) = 12,26 \text{ MPa} .$$

- La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(x) = n \cdot A_p \cdot (\sigma_{\text{Pi}}(x) - \Delta\sigma_{\text{diff}}(x)) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) + \frac{M_g(x) \cdot e_p}{I_n}$$

$$\sigma_b(0,5L) = \sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{\text{diff}}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(0,5L) = \left[\sigma_M(x) + \left[\sigma_M(x) - n \cdot A_p \cdot \Delta\sigma_{\text{diff}}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \right] \times \frac{E_p}{E_{\text{bij}}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[2 \sigma_M(x) - n \cdot A_P \cdot \Delta\sigma_{diff}(x) \cdot \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p^2}{I_n} \right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

D'après le BPEL 91, la perte différée « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 43,32 + \frac{5}{6} \times 50,06 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{diff}(0,5L) = 85,04 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = \left[2 \times 12,26 - 3 \times 1668 \times (85,04 + \Delta\sigma_{fl}) \times \left(\frac{1}{8458 \times 10^2} + \frac{(-734)^2}{0,252 \times 10^{12}} \right) \right] \times \frac{1,9 \times 10^5}{35981,73}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [24,52 - 5004 \times (94,91 + \Delta\sigma_{fl}) \times (3,32 \times 10^{-6})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = [24,52 - (1,57 + 0,02 \Delta\sigma_{fl})] \times 5,28$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5L) = 109,18 \text{ MPa..}$$

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.14: Récapitulatif des pertes par fluage « $\Delta\sigma_{fl}(x)$ ».

Section	$\Delta\sigma_{fl}(x)$		
	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	53,31	164,32	129,77
Câble de la 2 ^{ème} famille	/	133,29	109,18

• **Pertes différés totales**

Les pertes différées totales pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_r(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p(x) + \Delta\sigma_{fl}(x)$$

Tableau VIII.15: Pertes différées totales « $\Delta\sigma_{diff}(x)$ » dans les différentes sections.

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_r(x)$	54,26	53,69	52,73
	$\Delta\sigma_p(x)$	40,84	56,16	50,24
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	53,31	164,32	129,77
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	141,60	261,81	224,36
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_r(x)$	/	45,60	43,32
	$\Delta\sigma_p(x)$	/	55,65	55,27
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$	/	133,29	109,18
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	/	225,27	198,56

VIII.11. Représentations des résultats finaux

VIII.11.1. Tension finale probable

Donc, les tensions finales probables pour chaque famille de câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus, après l'application de la formule suivante :

$$\sigma_{p\infty}(x) = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

Tableau VIII.16: Tensions finales probables « $\sigma_{p\infty}(x)$ » (MPa).

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	1216,16	1325,28	1287,625
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	141,60	261,81	224,36
	$\sigma_{p\infty}(x)$	1074,56	1063,47	1063,265
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_{pi}(x)$	/	1321,817	1318,42
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	/	225,27	198,56
	$\sigma_{p\infty}(x)$	/	1096,547	1119,86

VIII.11.2. Pertes totales

En appliquant la formule suivante, on trouve les résultats des pertes totales :

$$\Delta\sigma_{Tot}(x) = \Delta\sigma_{inst}(x) + \Delta\sigma_{diff}(x)$$

En appliquant la formule suivante, on trouve les pourcentages des pertes totales :

$$\Delta\sigma_{Tot}(\%) = \left(\frac{\Delta\sigma_{Tot}(x)}{\sigma_{P_0}} \right) \times 100 \%$$

Avec :

$$\sigma_{P_0} = 1476 \text{ MPa} .$$

Les résultats finaux des pertes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.17: Récapitulatif des pertes totales « $\Delta\sigma_{Tot}(x)$ » par famille.

Section		0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)		x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
Câbles de la 1 ^{ère} famille	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	259,84	150,725	188,375
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	141,60	261,81	224,36
	$\Delta\sigma_{Tot}(x)$	401,440	412,535	412,735
	$\Delta\sigma_{Tot}(\%)$	27,19	27,95	27,96
Câble de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_{inst}(x)$	/	154,183	157,58
	$\Delta\sigma_{diff}(x)$	/	225,27	198,56
	$\Delta\sigma_{Tot}(x)$	/	379,453	356,140
	$\Delta\sigma_{Tot}(\%)$	/	25,71	24,13

Les valeurs des pertes totales sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.18: Récapitulatif des pertes totales « $\Delta\sigma_{Tot}(\%)$ ».

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Abscisse (m)	x = 0,00	x = 8,35	x = 16,7
$\Delta\sigma_{Tot}(x)$	401,440	395,994	383,737
$\Delta\sigma_{Tot}(\%)$	27,19	26,82	26,00
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VIII.12. Conclusion

On constate que le pourcentage maximum des pertes totales comprises entre 26 % et 27,19 % ne dépasse pas celui des pertes estimées à (**32 %**). Cette constatation suggère une meilleure efficacité du système de précontrainte post-tension ou de ses composants par rapport aux attentes initiales. En conséquence, cette différence entre les pertes réelles et les pertes prévues offre des perspectives positives, telles qu'une réduction potentielle des coûts énergétiques et une amélioration des performances globales du système.

Chapitre IX

Étude des appareils d'appuis

IX.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude des appareils d'appuis et des dés d'appuis. Chaque poutre repose sur des appuis par l'intermédiaire d'un appareil d'appui, les appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre la superstructure et l'infrastructure. Ils permettent d'absorber les déformations et les translations de la structure.

Par ailleurs ils participent à la stabilité du pont, compte tenu de leur capacité à se déformer vis-à-vis des efforts qui les sollicitent.

IX.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.

IX.3. Types des appareils d'appuis

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

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

Remarque

Le pont faisant l'objet cette étude est doté d'appareils d'appuis en élastomère fretté de type B (Norme NF EN 1337-3).

IX.4. Appareils d'appuis en élastomère fretté de type B

Ils sont constitués de feuillets 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, de contrôle, et pratiquement aucun entretien.
- Bonne répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Coût 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 suivante représente un appareil d'appui en élastomère fretté de type B comme celui qui sera, éventuellement utilisé pour le pont étudié.



Figure IX.1: Appareil d'appui en élastomère fretté de type B.

IX.5. Réactions maximums

D'après les calculs effectués au chapitre VI, l'effort maximum en service par appareil d'appui est : $T_{\max} = G + D_{240} = 69,46 + 102,16 = 171,62 \text{ t} = 1,7162 \text{ MN}$.

IX.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 suivante.

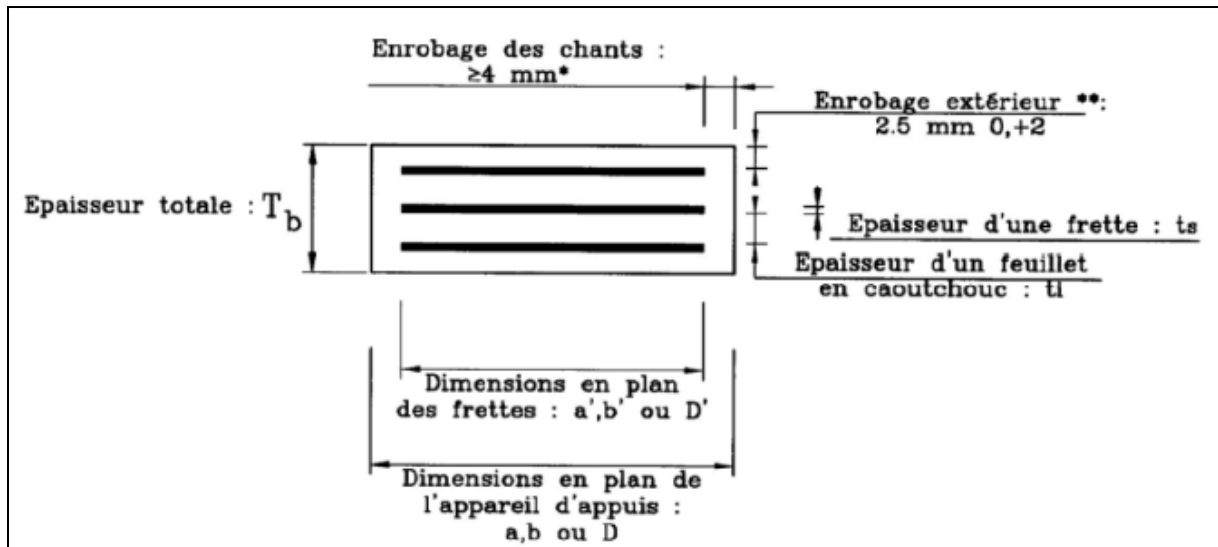


Figure IX.2: Constitution type d'un appareil d'appui de type B.

IX.7. Pré-dimensionnement 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.

IX.7.1. L'aire des appareils d'appuis ($a \times b$)

L'aire des appareils d'appui est tirée de la relation suivante :

$$\frac{T_{\max}}{a \times b} \leq \overline{\sigma}_m$$

Sachant que :

T_{\max} : Effort normal agissant sur l'appareil d'appui.

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

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

$\overline{\sigma}_m = 15 \text{ MPa}$: Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

a' et b' : caractéristiques géométriques des frettes ($a \geq a' + 4 \text{ mm}$ et $b \geq b' + 4 \text{ mm}$)

Application numérique

$$\frac{17162}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow a \times b \geq 1144,13 \text{ cm}^2$$

On prend :

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

La surface totale en plan de l'appareil d'appui est :

$$A = a \times b = 350 \times 350 = 122500 \text{ mm}^2 = 1225 \text{ cm}^2$$

La surface réduite en plan de l'appareil d'appui :

$$A_r = a' \times b'$$

Avec:

$$a \geq a' + 4 \text{ mm} \Rightarrow a - 4 \times 2 \geq a' \Rightarrow 342 \geq a'$$

Ce qui donne

$$a' = 340 \text{ mm}$$

$$b' = 340 \text{ mm}$$

Et, on obtient :

$$A_r = 340 \times 340 = 115600 \text{ mm}^2 = 1156 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1156 \text{ cm}^2.$$

IX.7.2. Pré-dimensionnement d'épaisseur nominale total d'élastomère « T_e »

L'épaisseur nominale totale d'élastomère T_e est fixée par la condition de non flambement :

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

$$\frac{350}{10} \leq T_e \leq \frac{350}{5}$$

$$35 \leq T_e \leq 70$$

Soit :

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

IX.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 :

$$t_s = \frac{K_p \times F_z \times (t_1 + t_2) K_h \times \gamma_m}{A_r \times f_y}$$

Avec :

k_p : Coefficient de correction de contrainte = 1,3

F_z : Effort vertical = 171,62 t

t_1 et t_2 : Épaisseurs normalisées de la frette : $t_1 = t_2 = 1,2$ 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 = 1156 cm²

f_y : Limite d'élasticité de l'acier (pour notre cas, acier S235 dont la limite élastique vaut 235 MPa).

Soit :

$$t_s = \frac{1,7162 \times 1,3 \times (0,012 + 0,012) \times 1 \times 1}{0,1156 + 235} = 1,97 \times 10^{-3}$$

$t_s = 1,97$ 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 : 350 × 350 × 5 (12 + 3)

Cela veut dire :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 12$ mm.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t_i/2 = 6$ mm.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3$ mm.

La figure IX.3 représente les épaisseurs des frettes de l'appareil d'appui.

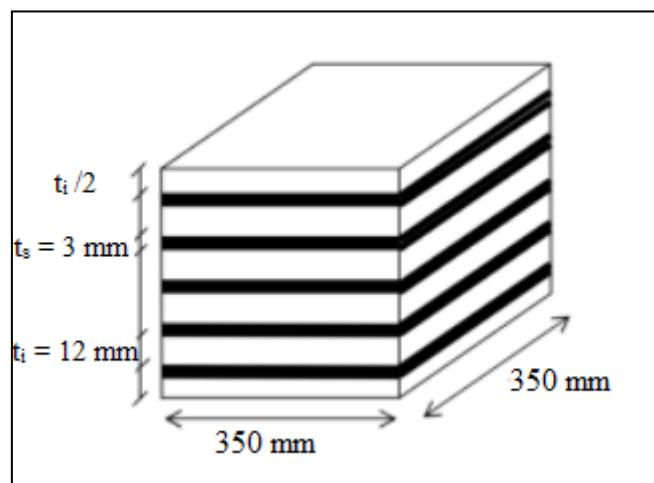


Figure IX.3: Épaisseurs des frettes de l'appareil d'appui.

IX.8. Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions

IX.8.1. 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 :

$$S_x = \frac{G_0 \times a \times b \times \Delta_x}{T_e}$$

Tel que :

S_x : Effort correspondant.

G_0 : Module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté = 0,9 MPa

Δ_x : Déplacement horizontal.

$T_e = 0,06$ m

$a = 0,35$ m

$b = 0,35$ m

En remplaçant les grandeurs par leurs valeurs numériques dans l'équation précédente on obtient :

a) Effort dû au retrait dans l'appareil d'appui

Le déplacement dû au retrait est donné par la formule suivante :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2}$$

Avec :

$L = 33,4$ m

$\varepsilon_r = 1,5 \times 10^{-4}$

$\Delta_r = 2,50 \times 10^{-3}$ m

Application numérique :

$$S_r = \frac{0,9 \times 10^2 \times 0,35 \times 0,35 \times 2,50 \times 10^{-3}}{0,06}$$

$$S_r = 1,31 \text{ t.}$$

b) Effort dû à la variation de la température

Le déplacement dû à la température est donné par la formule suivante :

$$\Delta_T = E_{Tem} \times \frac{L}{2}$$

Avec :

$E_{Tem} = 3 \times 10^{-4}$: Coefficient dépendant de la température court terme.

Application numérique :

$$\Delta_T = 3 \times 10^{-4} \times \frac{33,4}{2} = 5,01 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$S_T = \frac{0,9 \times 10^2 \times 0,35 \times 0,35 \times 5,01 \times 10^{-3}}{0,06}$$

$$S_T = 0,92 \text{ t.}$$

c) Effort dû au fluage

Le déplacement dû au fluage est donné par la formule suivante :

$$\Delta_{fl} = \frac{\sigma_{bm} \times L}{E_i \times 2}$$

σ_{bm} : Valeur moyenne des contraintes au niveau de l'axe neutre sous « P » à $x = L/2$ est : 10 MPa.

Module d'élasticité : $E_i = 3 \times 10^4$ MPa .

$$\Delta_{fl} = 5,56 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$S_{fl} = 1,02 \text{ t.}$$

IX.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.

a) Charge A (l)

$$S_A = \frac{F_A}{n}$$

Avec :

F_A : force de freinage due à la charge A.

n : nombre d'appuis dans une travée = $7 \times 2 = 14$.

Calcul de la force de freinage F_A :

$$F_A = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

Avec :

$$S = L \times L_c = 33,4 \times 7,30 = 243,82 \text{ m}^2$$

$$A = 0,998 \text{ t/m}^2 \text{ (voir chapitre V)}$$

D'où,

$$F_A = 11,67 \text{ t.}$$

Donc :

$$S_A = \frac{11,67}{14} = 0,83$$

$$S_A = 0,83 \text{ t.}$$

b) Système de charge Bc

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 : $F_{bc} = 30 \text{ t}$. D'où,

$$S_{bc} = b_c \times \frac{F_{bc}}{n} = 1,10 \times \frac{30}{14}$$

$$S_{bc} = 2,35 \text{ t.}$$

➤ 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 : $A_{lt} = L \times H$

L : portée totale = 33,4 m.

H : hauteur totale du tablier = 1,75 m

$A_{lt} = 33,4 \times 1,75 = 58,45 \text{ m}^2$.

$A_{lt} = 58,45 \text{ m}^2$.

$$S_v = 58,45 \times \frac{2}{14}$$

$S_v = 8,35 \text{ t}$.

IX.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.

IX.9.1. Condition limite en rotation

Pour les appareils d'appui frettés, la limite en rotation doit être satisfaite lorsque la déformation verticale totale $\sum V_z$ est conforme à :

$$\sum V_z = \frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{K_r} \geq 0$$

Avec :

$$V_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A_r} \left(\frac{1}{5G_0 S^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

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 un feuillet intermédiaire :

$$S_{\text{int}} = \frac{a' \times b'}{2t_i(a' + b')} = \frac{0,34 \times 0,34}{2 \times 0,012(0,34 + 0,34)}$$

$$S_{\text{int}} = 7,08$$

- Pour un feuillet externe :

$$S_{\text{ext}} = \frac{2}{1,4} S_{\text{int}}$$

$$S_{\text{ext}} = 10,11$$

Soit :

$$V_z = \frac{1,7162 \times (4 \times 0,012)}{0,34 \times 0,34} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 7,08^2} + \frac{1}{2000} \right) + \frac{1,7162 \times (2 \times 0,006)}{0,34 \times 0,34} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 10,11^2} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$V_z = 3,52 \times 10^{-3} + 0,48 \times 10^{-3} = 4 \times 10^{-3}$$

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 :

$$\frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{K_r} = \frac{0,34 \times 0,006 + 0,34 \times 0,009}{3} = 1,7 \times 10^{-3}$$

$$\sum V_z - \frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{K_r} = 2,3 \times 10^{-3} > 0 \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

IX.9.2. Stabilité au flambement

Pour les appareils d'appui frettés, la pression F_z/A_r doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times a' \times G \times S_{\text{ext}}}{3 \times T_e}$$

$$\frac{F_z}{A_r} = \frac{1,7162}{0,34 \times 0,34} = 14,85 \text{ MPa}$$

$$\frac{2 \times a' \times G \times S_{\text{ext}}}{3 \times T_e} = \frac{2 \times 0,34 \times 0,9 \times 10,11}{3 \times 0,06} = 34,37 \text{ MPa}$$

14,85 MPa < 34,37 MPa \Rightarrow (condition vérifiée).

IX.9.3. Condition de non-glissement

Pour satisfaire la condition de non glissement, les conditions suivantes doivent être respectées :

$$F_{xy} = \frac{V_x \times G \times a' \times b'}{T_e} \leq \mu_e \times F_z$$

$$\frac{F_z (\text{min})}{A_r} > 3 \text{ MPa (sous l'effet des charges permanentes).}$$

$F_z (\text{min})$: Effort dû au charges permanentes = 0,6946 t.

$$\frac{F_z (\text{min})}{A_r} = \frac{0,6947}{0,34 \times 0,34} = 6,01 > 3 \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

F_{xy} : 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 :

$$V' = \Delta_r + \Delta_T = 2,5 \times 10^{-3} + 5,01 \times 10^{-3} = 0,00751 \text{ m}$$

V'' : Déplacement dû au freinage :

$$V'' = \frac{H_x \times T_e}{8 \times G \times a' \times b'}$$

H_x : Effort de freinage = $F_A + F_{Bc}$

$$F_A = 11,67 \text{ t}$$

$$F_{Bc} = 30 \times b_c = 30 \times 1,10 = 33 \text{ t}$$

$$H_x = F_A + F_{Bc} = 11,67 + 33 = 44,67 \text{ t} = 0,4467 \text{ MN}$$

D'où :

$$V'' = \frac{0,4467 \times 0,06}{8 \times 0,9 \times 0,34 \times 0,34} = 0,0322 \text{ m}$$

$$V_x = 0,00751 + 0,0322 = 0,03971 \text{ m}$$

$$F_{xy} = \frac{0,03971 \times 0,9 \times 0,34 \times 0,34}{0,06} \leq 0,0689 \text{ MN.}$$

F_z : Réaction verticale totale = 1,7162 MN.

μ_e : Coefficient de frottement donné par l'expression ci-après :

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 K_f}{\sigma_m}$$

Avec :

$K_f = 0,6$ (Cas du béton)

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{1,7162}{0,34 \times 0,34} = 14,85 \text{ MPa}$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times 0,6}{14,85} = 0,161$$

$$\mu_e \times F_z = 0,161 \times 1,7162 = 0,276 \text{ MN.}$$

$$F_{xy} = 0,0689 \text{ MN} < \mu_e \times F_z = 0,276 \text{ MN} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

IX.10. Étude de dés 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 de dés d'appuis

D'après le document SETRA, la hauteur du dé d'appui supérieur doit être ≥ 2 cm et celle du dé inférieur doit être ≥ 6 cm et leur dimensionnement présentent un débordement de 5 cm par rapport à l'appareil d'appui.

a) Dé inférieur

- Dimension d'un côté :

$$a_{\text{dé}} = 35 + 10 = 45 \text{ cm.}$$

- Hauteur :

$$H_{\text{dé}} = 20 \text{ cm.}$$

b) Dé supérieur

- Dimension d'un côté :

$$a_{\text{dé}} = 35 + 10 = 45 \text{ cm.}$$

- Hauteur :

$$H_{\text{dé}} = 10 \text{ cm.}$$

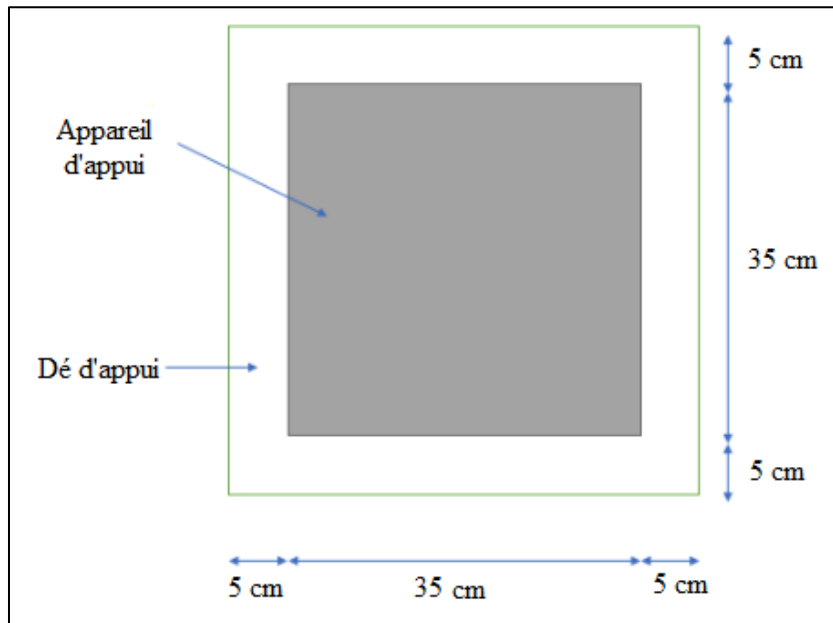


Figure IX.4: Dimensions de dé d'appui.

➤ **Ferraillage de dés d'appuis**

Selon le document SETRA, Les armatures doivent être capables de reprendre 4% de T_{max}

$$A_s = \frac{0,04 T_{\text{max}}}{\sigma_s}$$

Avec

$$T_{\text{max}} = 1,7162 \text{ MN} = 1716,2 \text{ N}$$

$$\sigma_s = \frac{2 \times f_e}{3} = \frac{2 \times 500}{3} = 333,34 \text{ MPa}$$

La section d'armature

$$A_s = \frac{0,04 \times 1716,2}{333,34} = 2,06 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,06 \text{ cm}^2$, Soit deux nappes de **4 HA8** dans les deux sens (figure IX.5).

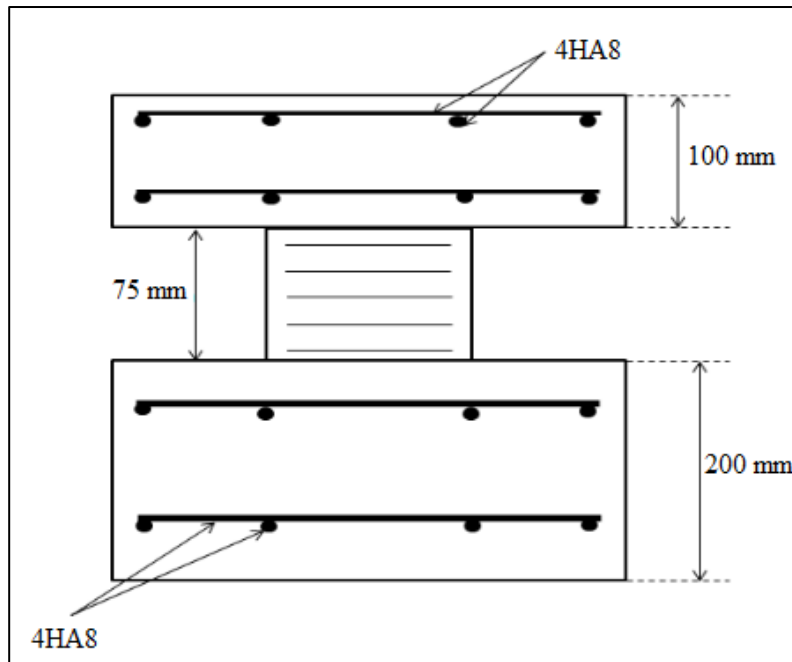


Figure IX.5: Ferrailage du dé d'appui.

IX.11. Conclusion

Les calculs effectués précédemment, nous ont permis de déterminer les caractéristiques de l'appareil d'appui en élastomère fretté de type B, qui est de dimensions (350×350×75) mm ont été soigneusement choisis pour répondre aux normes strictes de stabilité, notamment en ce qui concerne le flambement, le glissement et le fluage. Ils reposent sur des dés d'appui mesurant (450×450) mm, renforcés par une armature de section 4HA8. Cette combinaison garantit la résilience et la sécurité requises pour notre projet.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce projet de fin d'études, nous avons effectué **une étude d'un tablier de pont à poutre en béton précontraint**, situé au projet de réalisation du dédoublement de la RN 127 (ex CW 19) entre la RN 14 au PK 76+000 (Commune de Layoune Wilaya de Tissemsilt) et l'autoroute Nord-Sud (Echangeur Ksar El Boukhari Wilaya de Médéa) sur 72,7 Km. L'ouvrage en question **se situe au PK 41+780 au niveau de l'évitement de Sebt Aziz à la Wilaya de Médéa sur Oued Bouzarou.**

Le travail, que nous avons élaboré constitue une étape importante dans notre parcours de formation. Il nous a offert l'opportunité de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre cursus à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Cette étude technique est basée sur les résultats de l'étude topographique, géotechnique, hydraulique réalisée au stade d'avant-projet sommaire. L'étude du tablier est faite selon les exigences des codes et les règlements en vigueur à savoir le BAEL, le BPEL et le RPOA.

Le pré-dimensionnement des éléments du tablier est basé sur le document (S.E.T.R.A), sa modélisation est effectuée par le *logiciel Robot Autodesk 2016*, le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée. La dalle est ferrillée en flexion simple en supposant les deux moments (transversal et longitudinal). Le dimensionnement de la précontrainte a abouti à deux familles de câbles. La première est formée de deux câbles ancrés à l'about, la seconde un seul câble à l'extrados. On a utilisé trois câbles 12T15 qui sont mis en tension par post-tension. L'estimation des pertes de tension prise initialement est vérifiée puisque les pertes calculées n'ont pas atteint les 32%. Les résultats ont montré que cette approche répond aux exigences de sécurité tout en minimisant les pertes de tension, validant ainsi notre méthode de calcul et de conception.

Le stage pratique avec l'entreprise de réalisation chargée de ce projet est une expérience transformative. Cela m'a permis de comprendre les défis pratiques auxquels font face les ingénieurs au quotidien et de développer des compétences essentielles dans le domaine des travaux publics.

En conclusion, ce travail est une expérience très enrichissante, et une occasion pour s'intégrer dans le monde professionnel.

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 ». Hemès-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.

Règlements :

- 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 2007. Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté.

Références bibliographiques

Mémoires de fin d'études

- ZARGOU. M, BETTACHE. M, 2008 PFE (Conception et étude d'un pont à poutres en béton précontraint) ; Ecole Nationale des Travaux Publics.
- HENNICHE. S, BOUABDALLAH. B, 2018 PFE (Etude et calcul d'un pont à poutres en béton précontraint réalisé par post-tension) ; Ecole Nationale Polytechnique.
- MOHAMEDI. H, ZOUBAGH. A, 2024 PFE (Etude d'un viaduc autoroutier à poutres multiples en Béton Précontraint par Post-tension, reliant la RN14 au PK 76+000 et l'autoroute Nord-Sud implanté à Tissemsilt au PK 68+400) ; UMMTO.
- LACHI. M, HAMAZ. D, 2024 PFE (Étude d'un pont à poutre en béton précontraint par post-tension, réorientant CW 222 vers la RN5 situé à la commune du BOUDOUAOU wilaya de BOUMERDES); UMMTO.
- HACHEMANI. T, KHALDI. A, 2020 PFE (Étude d'un pont à poutre multiples en béton précontraint par post-tension); UMMTO.

Sites Internet

- [https://public.iutenligne.net/genie-civil/beton-
arme/hivin/beton_arme/documents/Cours_BA_ST2_chap_2.pdf](https://public.iutenligne.net/genie-civil/beton-arme/hivin/beton_arme/documents/Cours_BA_ST2_chap_2.pdf)
- [https://www.solosar.fr/fr/solosteel/gs2#:~:text=Poids%20%2F%20ml%20avec%20sup
port%201,Boulonnerie%20NF%20incluse\)](https://www.solosar.fr/fr/solosteel/gs2#:~:text=Poids%20%2F%20ml%20avec%20support%201,Boulonnerie%20NF%20incluse)
- <https://fr.scribd.com/document/489565939/les-charges-et-surcharge>
- [http://dspace.univ-
tiaret.dz/bitstream/123456789/11659/15/16%20ETUDE%20DE%20LA%20PRECON
TRAITE%20PDF.pdf](http://dspace.univ-tiaret.dz/bitstream/123456789/11659/15/16%20ETUDE%20DE%20LA%20PRECONTRAITE%20PDF.pdf)

Logiciels

- Microsoft Word 2013.
- AutoCAD 2016.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016.

Annexes

- Section réelles d'armatures en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm :

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

▪ Sondage pressiométrique SP01 :

PROF. (m)	E (Bars)	PI (Bars)	E/PL	Lithologie
1,00	348,23	15,6	22,32	Argile friable altérée.
2,00	442,63	17,48	25,32	
3,00	422,63	17,7	23,88	
4,00	550,26	22,92	24,01	Argile compacte avec présence des cailloux
5,00	469,58	25	18,78	
6,00	486,54	25,73	18,91	
7,00	584,5	26,95	21,69	
8,00	458,09	26,37	17,37	Argile mameuse peu plastique avec présence des cailloux
9,00	575,61	28,99	19,86	
10,00	536,84	32,68	16,43	
11,00	688,75	32,19	21,40	
12,00	697,72	37,67	18,52	
13,00	1430,13	41,84	34,18	Calcaire
14,00	1681,55	41,98	40,06	
15,00	1508,02	44,9	33,59	
16,00	1649,43	47,09	35,03	
17,00	1756,35	50,23	34,97	
18,00	1833,63	53,27	34,42	
19,00	1807,46	53,28	33,92	
20,00	2168,42	53,18	40,78	

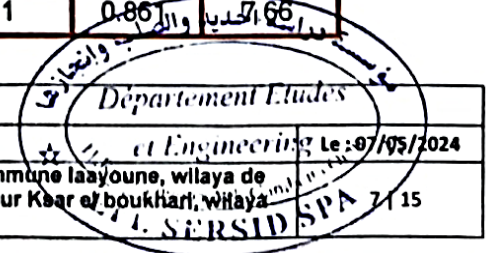
• **Calcul de la pression limite nette :**

PROF. (m)	PI mesuré (Bars)	q' ₀ (Bars)	U (Bars)	P ₀ (Bars)	PI* (Bars)
1,00	15,60	0,18	0,10	0,14	15,46
2,00	17,48	0,36	0,20	0,28	17,20
3,00	17,70	0,54	0,30	0,42	17,28
4,00	22,92	0,72	0,40	0,56	22,36
5,00	25,00	0,90	0,50	0,70	24,30
6,00	25,73	1,08	0,60	0,84	24,89
7,00	26,95	1,26	0,70	0,98	25,97
8,00	26,37	1,44	0,80	1,12	25,25
9,00	28,99	1,62	0,90	1,26	27,73
10,00	32,68	1,80	1,00	1,40	31,28
11,00	32,19	1,98	1,10	1,54	30,65
12,00	37,67	2,16	1,20	1,68	35,99
13,00	41,84	2,34	1,30	1,82	40,02
14,00	41,98	2,52	1,40	1,96	40,02
15,00	44,90	2,70	1,50	2,10	42,80
16,00	47,09	2,88	1,60	2,24	44,85
17,00	50,23	3,06	1,70	2,38	47,85
18,00	53,27	3,24	1,80	2,52	50,75
19,00	53,28	3,42	1,90	2,66	50,62
20,00	53,18	3,60	2,00	2,80	50,38

Le calcul de la capacité portante a été fait pour un radier de 5.00x10.00m :

Sondage	L (m)	B (m)	D (m)	PI ₀ * (kg/cm ²)	D ₀ (m)	I _s	Kp	Q _{adm} (kg/cm ²)
SP01	10.00	5.00	3.00	25.84	1.93	1	0.86	27.66

ETUDE GEOTECHNIQUE	
E-SERSID-SPA	Client : COSIDER OUVRAGE D'ART (A75)
G240207	Projet : la réalisation du dédoublement de la RN27 (ex CW19- axe RN14 commune laayoune, wilaya de tissimelt) et l'autoroute Nord, Sud avec construction d'un échangeur Ksar el boukhar, Wilaya de Média sur 73KM.





Groupes des industries Metallurgiques et Siderurgiques
 "FER-METAL-SEA"
 Entreprise d'Engineering et d'Etudes geotechniques

RAPPORT DE SONDAGE
Essai Pressiométrique Menard
 NF P 94-110-1

Projet: REALISATION D'UN CIMENT D'UN COTE DE 1000.000 DA.

N° Dossier: G240237

Lieu: KSAR EL BOUKHARI / MEDEA

Cliant: COSIDER

Sondage N°: SP01

Appareil: MENERD

Date essai:

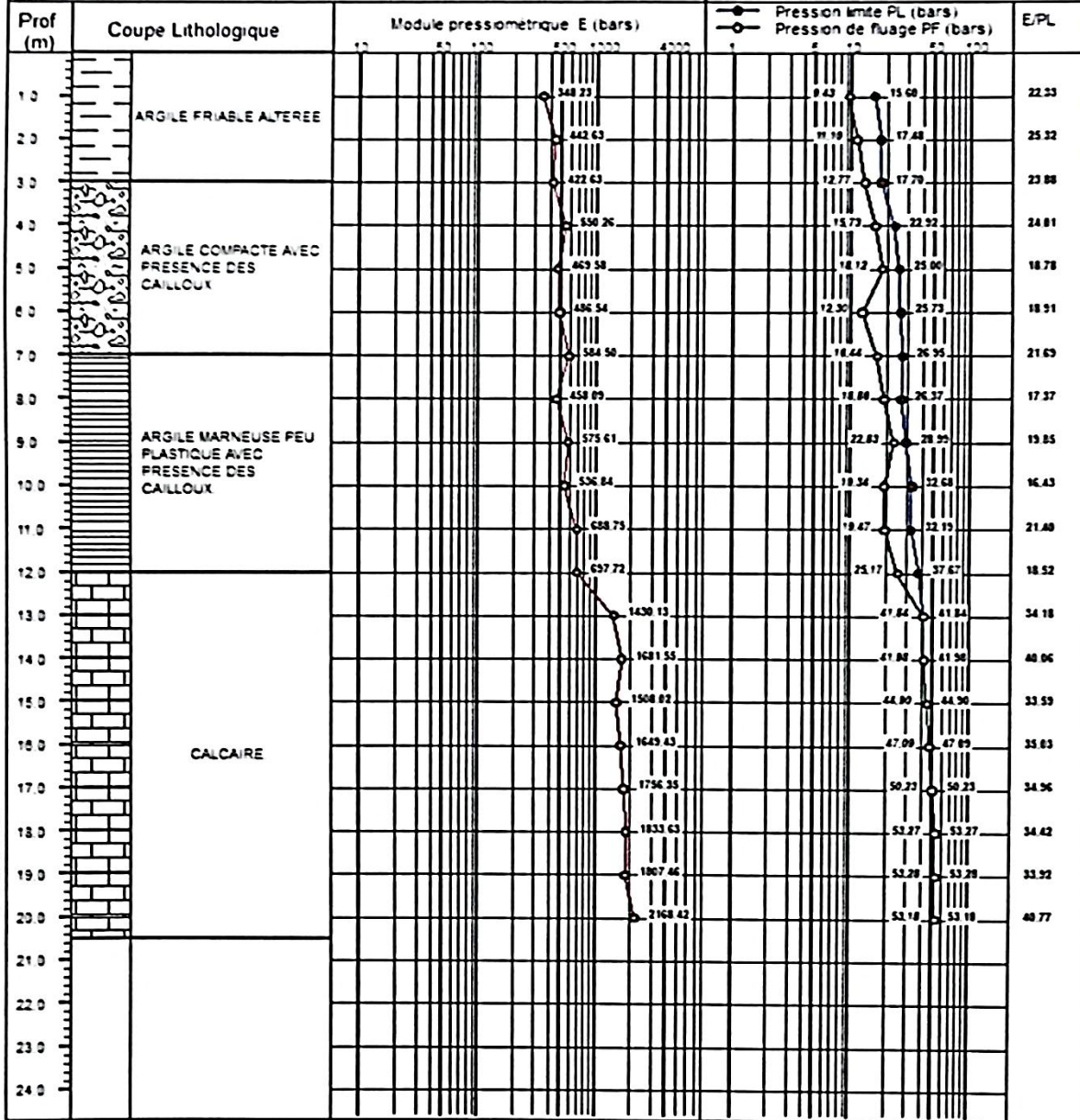
Profondeur nappe / TN (m)

Coordonnées GPS:

X

Z

Y



© SoITests 2013

Remarque:

