

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des structures



Projet de fin d'études

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

Thème :

**Etude et conception du tablier d'un pont
mixte bipoutre**

Réalisé par :

DIF Kheireddine

KARKAR Bilal

Soutenu devant le jury composé de :

Mme R.KETTAB

Mme H. MOHABEDDINE

Mme D. CHERID

Mr S. LAKHAL

Mr B.DJERRIR

Présidente

Encadreur

Encadreur

Examineur

Examineur

Proposé par :



Promotion 2015

*Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger, Algérie*

Tel : +213 21 52 53 01/03 – Fax : +213 21 52 29 73

Remerciements

En tout premier lieu, Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos parents qui nous ont soutenu tout au long de nos études et nous ont fourni toutes les conditions nécessaires à notre réussite.

Nous adressons nos vifs remerciement à nos promotrices, mesdames D.CHERID et H.MOHABEDDINE pour leurs conseils et leur aide tout au long de l'élaboration de ce travail.

Nous souhaitons également manifester notre reconnaissance à tout le personnel de la SAPTA et plus particulièrement à Mr. DJERRIR ,ingénieur chef d'études, pour nous avoir proposé ce thème de travail, pour sa disponibilité et pour toutes les informations et éclaircissements qu'il nous a fournis.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner notre travail.

Nous remercions tous les enseignants ayant contribué à notre formation.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents qui ont toujours cru en moi et m'ont soutenu

Ma chère sœur Meriem que j'aime tant

Toute ma famille adorée

Tous mes amis

Mon binôme Bilal « Bob »

DIF Kheireddine

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

Mes parents qui ont œuvré pour ma réussite.

*Ma sœur qui n'a cessé d'être pour moi un exemple de courage,
et de générosité.*

Mon binôme Kheiro

Ma petite cousine CHOUCOU

La famille MAIZA

Toute la famille KARKAR

*Mes professeurs qui doivent voir dans ce travail la
fierté d'un travail bien acquis.*

Toute la promotion génie civil 2012-2015

Tous mes amis

Tous ceux qui m'aiment et que j'aime.

KARKAR Bilal.

ملخص:

يهدف هذا العمل إلى تصميم و حساب جسر مختلط من النوع المفرط السكون ذو ثمانية طرق, ستة للسير و طريقان جانبيين للتوقف الاستعجالي . طول هذا الجسر يبلغ 508 متر مع 32,5 متر بالنسبة للعرض و يرتكز على ثمانية مساند منها ستة وسطية و مسندان جانبيين.

يعود اختيار هذا النوع من الجسر بعد مراعاة مختلف العوامل الطبيعية و التقنية المتعلقة بالمشروع.

دراسة هذا الجسر تهدف إلى معاينة قدرته على تحمل مختلف القوى الخارجية المؤثرة فيه من خلال حساب الإجهاد و عدم الإستقرار الهندسي و من ثم التحقق منها.

تم استعمال برنامجي CSI Bridge 2015 و SAP 2000 لحساب مختلف القوى.

كلمات مفتاحية : جسر مختلط , عارضة حديدية , ميبس.

Résumé :

L'objectif de ce présent mémoire est la conception et l'étude d'un pont routier mixte courbe et hyperstatique de 508 mètres de longueur et 32,5 mètres de largeur comportant six voies de circulation ainsi que deux bandes d'arrêt d'urgence. Le tablier est composé de sept travées et repose sur six piles et deux culées.

La modélisation du tablier pour l'évaluation des sollicitations a été faite à l'aide des logiciels SAP2000 V15 et CSI Bridge 2015.

Les différentes vérifications vis-à-vis des sollicitations dues à la flexion, cisaillement, ainsi que les différentes instabilités telles que le déversement, le voilement et le flambement ont été faites conformément à la réglementation en vigueur.

Mots clés: pont mixte hyperstatique, poutres métalliques, raidisseurs transversaux, bracons métalliques.

Abstract:

The aim of this dissertation is the design and the study of a highway composite, curved and hyperstatic bridge of 508 meters of length and 32,5 meters of width with eight lanes of circulation. It is composed of seven spans resting over, six piers and two abutments.

The deck's modelling, and the analysis of the loads is made by using the softwares SAP2000 V15 and CSI Bridge 2015.

Using the results provided by the softwares we checked the stress due to the bending moments and shear forces then we verified the different elastic instabilities like the buckling.

Key words: composite mixed bridge, steel girder, transverse stiffener, metallic braces.

Table des matières

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre 1 : Conception générale

I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation du projet	3
I.3. caractéristiques naturelles du site.....	4
I.3.1 géologie du site.....	4
I.3.2 Hydrologie du site	4
I.3.3 Données géotechniques	4
I.3.4 Données sismologiques	4
I.3.5 Données climatiques	5
I.4. Données fonctionnelles	5
I.4.1 Tracé en plan	5
I.4.2. Profil en long	5
I.4.3. Profil en travers	6
I.5. Conclusion	7

Chapitre 2 : Pont mixte et prédimensionnement

II.1. Introduction	8
II.2. Description d'un système mixte bipoutre.....	8
II.2.1. Différents types de tablier.....	9
II.2.2. Eléments constitutifs du tablier.....	11
II.2.3. Equipements des ponts.....	16
II.2.4. les éléments de protection.....	17
II.3. Prédimensionnement du tablier	18
II.3.1. Poutres principales	18
II.3.1.1. Nombre de poutres	18
II.3.1.2. Dimensions de la poutre	19
II.3.2. Dalle	21
II.3.3. Pièces de pont	21
II.3.4. Entretoises en treillis et Bracons.....	22
II.4. Caractéristiques géométriques	24

II.4.1. Poutres principales	24
II.4.2. Bracons et entretoises	26
II.5. Conclusion	26

Chapitre 3 : Caractéristiques des matériaux

III.1. Introduction	27
III.2. Béton armé	27
III.2.1. Résistance à la compression	27
III.2.2. Résistance à la traction	27
III.2.3. Module de déformation longitudinal du béton « E »	28
III.2.4. Coefficient de poisson	28
III.2.5. Contrainte ultime de compression	28
III.3. Les Aciers	28
III.3.1. Aciers pour la charpente	29
III.3.1.1. Nuances	29
III.3.1.2. Qualité	29
III.3.2. Aciers pour le ferrailage de la dalle	30
III.3.2.1. Caractéristiques de calcul	30
III.4. Conclusion	32

Chapitre 4 : Charges et surcharges

IV.1. Introduction	33
IV.2. Charges permanentes	33
IV.2.1. Poids propre de la dalle	33
IV.2.2. Poids de la charpente	33
IV.2.3. Charges complémentaires permanentes	34
IV.3. Actions thermiques	35
IV.3.1. Variation linéaire de la température	35
IV.3.2. Gradient thermique	35
IV.4. Charge du vent	35
IV.5. Surcharges d'exploitation	36
IV.5.1. Détermination des caractéristiques du pont	36
IV.5.2. Détermination des charges de la chaussée	37
IV.5.2.1. Système de charge A	37
IV.5.2.2. Système de charge B	39

IV.5.2.3. Surcharges militaires	40
IV.5.2.4. Coefficient de majoration dynamique	41
IV.5.2.5. Charges exceptionnelles	42
IV.5.2.6. Efforts de freinage	43
IV.5.2.7. Forces centrifuges	44
IV.6. Combinaisons de charges	45
IV.6.1. Coefficients de majoration	45
IV.6.2. Combinaisons	45
IV.7 Conclusion	46

Chapitre 5 : Etude en phase d'exécution

V.1. Introduction	47
V.2. Différentes étapes de réalisation d'un pont	47
V.2.1. Construction des appuis (culées, piles).....	47
V.2.2. Montage de l'ossature métallique	47
V.2.2.1. Principe du lançage	47
V.2.2.2. Assemblage de la charpente sur l'aire de préfabrication	49
V.2.2.3. Lançage par roulement sur chaises à galets	50
V.2.3. Réalisation de la dalle	51
V.3. Méthodologie de calcul	51
V.4 Calcul des sollicitations en phase de lançage	51
V.4.1. Dimensionnement de l'avant-bec	51
V.4.2. Phases de lancement de la charpente	52
V.5. Etude en phase de coulage de la dalle	55
V.5.1. Modélisation	55
V.5.1.1. Modélisation du tablier	55
V.5.1.2. Conditions d'appui	56
V.5.2. Méthode de construction.....	56
V.6. Evaluation des sollicitations	60
V.7. Les différentes étapes de vérification	63
V.7.1. Etape 1 : Vérification des contraintes	63
V.7.2. Etape 2 : Vérification au déversement des poutres principales	63
V.7.3. Etape 3 : Vérification des âmes des poutres principales au voilement	65
V.7.4. Etape 4 : Vérification des bracons au flambement	67

V.8. Vérification de la poutre en I.....	69
V.8.1.Etape 1 : Vérification des contraintes	69
V.8.2.Etape 2 : Vérification au déversement des poutres principales	69
V.8.3.Etape 3 : Vérification du voilement de l'âme	70
V.9. Vérification des bracons métalliques.....	70
V.9.1.Etape 1 : Vérification des contraintes	70
V.9.2. Etape 4 : Vérification des bracons au flambement	70
V.10. Conclusion.....	71

Chapitre 6 : Etude en phase de service

VI.1. Introduction.....	72
VI.2. Dimensionnement de la dalle en béton armé	72
VI.2.1. Fonctionnement	72
VI.2.2.Evaluation des sollicitations	73
VI.3.Calcul des armatures transversales de la dalle	73
VI.3.1.Combinaisons aux états limites	73
VI.3.2. Calcul du ferrailage sous M_{max}	75
VI.3.2.1. Calcul des armatures à l'ELU	75
VI 3.2.2. Vérification des armatures à L'ELS	76
VI.3.3.calcul du ferrailage sous M_{min}	77
VI.3.3.1. Calcul des armatures à l'ELU	77
VI.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS	78
VI.4.Calcul des armatures longitudinales de la dalle	79
VI.4.1.Combinaisons aux états limites	79
VI.4.2. Calcul du ferrailage sous M_{max}	81
VI .4.2.1. Calcul des armatures à l'ELU	81
VI.4.2.2. Vérification des armatures à L'ELS	82
VI.4.3.calcul du ferrailage sous M_{min}	84
VI.4.3.1. Calcul des armatures à l'ELU	84
VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS	84
VI.5.Armatures de l'effort tranchant dans la dalle.....	86
VI.6. Etude de la section mixte (acier-béton).....	88
VI.6.1. Caractéristiques géométriques.....	88
VI.6.1.1. Section d'acier	88

VI.6.1.2. Section du béton	88
VI.6.2. Calcul de la section mixte	94
VI.6.2.1. Hypothèses de calcul	94
VI.6.2.2. Caractéristiques géométriques de la section mixte	94
VI.7. Justification des sections mixtes à l'ELU	98
VI.7.1. La classe d'une section transversale	98
VI.7.1.1. Justification de la section sur appui (sous moment négatif)	99
VI.7.1.2. Justification de la section en travée (sous moment positif)	112
VI.8. Justification des sections mixtes aux ELS	114
VI.8.1. Effets des sollicitations différées	114
VI.8.1.1. Effets du retrait	114
VI.8.1.2. Effets d'une différence de température entre l'acier et le béton	115
VI.8.2. Evaluation des charges à l'ELS	116
VI.8.3. Vérification des contraintes normales:	116
VI.8.3.1. Sous moment négatif	117
VI.8.3.2. Sous moment positif	117
VI.8.4 Vérification de la contrainte de cisaillement	118
VI.8.5 Calcul des déformations	118
VI.9. Calcul des connecteurs à l'ELU	119
VI.10. conclusion	120
Conclusion générale	121
Références Bibliographiques	122
Annexes	123

Liste des tableaux

Tableau.II.1. Caractéristiques géométriques des poutres principales.....	24
Tableau.II.2. Caractéristiques géométriques des profilés SHS	26
Tableau.III.1. Limite d'élasticité (en N/mm ²) en fonction de l'épaisseur des tôles	29
Tableau.III.2. Définition de la qualité selon la norme.....	30
Tableau.III.3. Les contraintes admissibles de traction	31
Tableau.IV.1. Gradient thermique.....	35
Tableau.IV.2. Classe du pont en fonction de la largeur roulable	36
Tableau.IV.3. Valeurs du coefficient a_1	37
Tableau.IV.4. Valeurs de l_0 en fonction de la classe du pont.....	38
Tableau.IV.5. Valeurs de la charge A [t/ml]	38
Tableau.IV.6. Valeurs du coefficient bc	39
Tableau.IV.7. Valeurs de b_t	40
Tableau.IV.8. Valeurs des surcharges (Bc , Bt , Mc 120) et leurs coefficients de majoration dynamique.....	42
Tableau.IV.9. Coefficients multiplicateurs des différentes charges.....	45
Tableau.IV.10. les différentes combinaisons de charge	46
Tableau.V.1. Sollicitations et déformations des différentes phases de mise en place de la structure métallique.....	60
Tableau.V.2. Sollicitations des différentes phases de Coulage de la dalle	61
Tableau.V.3 Facteur d'imperfection et critères de choix de la courbe de déversement.....	64
Tableau.V.4. Valeurs du coefficient de voilement par cisaillement (k_τ).....	67
Tableau.V.5. Valeurs de contrainte post-critique simple (τ_{ba})	67
Tableau.V.6. La longueur de flambement en fonction des conditions limites.....	68
Tableau.V.7. Choix de la courbe de flambement correspondant à une section	68
Tableau.VI.1. Les moments M_{yy} maximaux	73
Tableau.VI.2. Les moments M_{xx} maximaux	79
Tableau.VI.3. Sections des armatures longitudinales et transversales	86
Tableau.VI.4. Caractéristiques géométriques des poutres principales.....	88
Tableau.VI.5. Tableau récapitulatif des sections de la dalle	92
Tableau.VI.6. Caractéristiques géométriques de la section du béton sur appui de rive.....	93
Tableau.VI.7. Caractéristiques géométriques de la section du béton en travée	93
Tableau.VI.8. Caractéristiques géométriques de la section du béton sur appui intermédiaire. 94	
Tableau.VI.9. Valeurs du coefficient d'équivalence « n »	94
Tableau.VI.10. Caractéristiques de la section mixte en travée (Dalle+poutre en I)	96
Tableau.VI.11. Caractéristiques de la section mixte en travée (Dalle+poutre en I)	97
Tableau.VI.12. Principe de classification des sections vis-à-vis de la flexion.....	99
Tableau.VI.13. Diagrammes du moment fléchissant maximal a l'ELU	102
Tableau.VI.14. Contraintes dues au moment négatif à l'ELU	103
Tableau.VI.15. Coefficient de voilement $k\sigma$ de l'âme	104
Tableau.VI.16. Effort normal dans les bracons.....	111
Tableau.VI.17. Contraintes dues au moment positif à l'ELU	114
Tableau.VI.18. Contraintes dues au retrait du béton.....	115

Tableau.VI.19. Contraintes dues à la différence de température	116
Tableau.VI.20. Sollicitations dues aux charges et surcharges à l'ELS	116
Tableau.VI.21. Contraintes normales dues au moment négatif à l'ELS	117
Tableau.VI.22. Contraintes normales dues au moment positif à l'ELS	117
Tableau.VI.23. Valeurs des flèches.....	118
Tableau.VI.24. Valeurs de la flèche maximale	118

Liste des figures

Figure. I.1. Plan de situation du projet	3
Figure. I.2. Tracé en plan	5
Figure. I.3. Profil en long	6
Figure. I.4. Profil en travers	6
Figure. II.1. Entretoise en treillis (travée)	8
Figure. II.2. Entretoise cadre simple	9
Figure. II.3. Entretoise pleine (diaphragme)	9
Figure. II.4. Tablier bipoutre mixte à entretoises	10
Figure. II.5. Tablier bipoutre à pièces de pont	10
Figure. II.6. Tablier bipoutre large avec pièces de pont et consoles	11
Figure. II.7 Tablier bipoutre avec dalle précontrainte transversalement.....	11
Figure. II.8. Section de poutre en I.....	12
Figure. II.9. Poutres courbe.....	13
Figure. II.10. Poutres droites.....	13
Figure. II.11. Exemple d'un pont bipoutre avec des pièces de pont.	14
Figure. II.12. Entretoisement en zone courante par des bracons métallique.....	14
Figure. II.13. Les différents types de connecteurs	15
Figure. II.14. Différentes formes des montants d'appui	16
Figure. II.15. Détail appareils d'appuis de notre pont.....	16
Figure. II.16. Différents équipements des ponts	17
Figure. II.17. Eléments de protection	17
Figure. II.18. Coupe transversale du tablier	18
Figure. II.19. Section d'une poutre en I	19
Figure. II.20. Section transversales de la poutre principale	21
Figure. II.21. Section transversal des pièces de pont	22
Figure. II.22. Entretoisement sur appuis	23
Figure. II.23. Entretoisement en travée courante	23
Figure. II.24. Section d'un profilé SHS 350 x 12,5	23
Figure. II.25. Caractéristiques géométrique de la poutre	24
Figure III.1. Diagramme déformations-contraintes des aciers à l'état limite ultime	31
Figure.IV.1. Section transversale d'une corniche	34
Figure. IV.2. disposition du système B_c	39
Figure IV.3.disposition du système B_t	40
Figure. IV.4 : disposition du système M_c 120	41
FigureIV.5.Disposition du système D280	42
FigureIV.6.Disposition du système D240	43
Figure. V.1. Lançage d'une charpente.	48
Figure. V.2. Phasage de mise en œuvre des soudures d'assemblage bout à bout des poutres d'un bipoutre.	49
Figure. V.3. Chaises à galets	50

Figure. V.4. Principe de traction à l'aide d'un treuil.....	50
Figure. V.5. Principe de traction par vérins avaleurs de câbles.	50
Figure. V.6. Schéma statique phase critique 1	52
Figure. V.7. Schéma statique phase critique 2	52
Figure. V.8. Schéma statique phase critique 3	52
Figure. V.9. Schéma statique phase critique 4	52
Figure. V.10. Schéma statique phase critique 5	53
Figure. V.11. Schéma statique phase critique 6	53
Figure. V.12. Schéma statique phase critique 7	53
Figure. V.13. Schéma statique phase critique 8	53
Figure. V.14. Schéma statique phase critique 9	54
Figure. V.15. Schéma statique phase critique 10	54
Figure. V.16. Schéma statique phase critique 11	54
Figure. V.17. Schéma statique phase critique 12	54
Figure. V.18. Schéma statique phase critique 13	54
Figure. V.19. Schéma statique phase critique 14	55
Figure.V.20.Vue en 3D du modèle de calcul.....	55
Figure.V.21.Coulage de la dalle dans les travées C1-P1 et P1-P2	56
Figure. V.22. Coulage de la dalle en zone d'appui P1	57
Figure. V.23. Coulage de la dalle dans la travée P2-P3	57
Figure. V.24. Coulage de la dalle en zone d'appui P2	57
Figure. V.25. Coulage de la dalle dans la travées P3-P4	58
Figure. V.26. Coulage de la dalle en zone d'appui P3	58
Figure. V.27. Coulage de la dalle dans la travées P4-P5	58
Figure. V.28. Coulage de la dalle en zone d'appui P4	58
Figure. V.29. Coulage de la dalle dans la travées P5-P6	59
Figure. V.30. Coulage de la dalle en zone d'appui P5	59
Figure. V.31. Coulage de la dalle dans la travées P6-C2	59
Figure. V.32. Coulage de la dalle en zone d'appui P6	60
Figure. V.33. Diagramme du moment fléchissant de la phase 3 (M_{\min}).....	61
Figure. V.34. Diagramme du moment fléchissant de la phase 5 (M_{\max})	62
Figure. V.35. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 2 (T_{\max}).....	62
Figure. V.36. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 6 (T_{\min}).....	62
Figure. V.37. Section transversale de la poutre principale	65
Figure. V.38. Contraintes dans l'âme de la poutre	66
Figure. V.39. abaque donnant χ en fonction de l'élanement réduit	68
FigureVI.1 Les sollicitations de la dalle.....	72
Figure.VI.2. M_{yy} Max ELU (KN.m/m)	73
Figure.VI.3. M_{yy} Min ELU (KN.m/m).....	74
Figure.VI.4. M_{yy} Max ELS (KN.m/m).....	74
Figure.VI.5. M_{yy} Min ELS (KN.m/m)	74
Figure.VI.6. Section à considérer en travée	75
Figure VI.7 Section considérée sur appui	77
Figure VI.8 M_{xx} Max ELU (KN.m/m).....	80

Figure VI.9 M_{xx} Min ELU (KN.m/m)	80
Figure VI.10 M_{xx} Max ELS (KN.m/m)	80
Figure VI.11. M_{xx} Min ELS (KN.m/m)	81
FigureVI.12. Section à considérer en travée	81
Figure VI.13 Section considérée sur appui	84
FigureVI.14. Effort tranchant maximal dans la dalle.....	86
FigureVI.15. Schéma de ferrailage de la section sur appui.....	87
FigureVI.16.Schéma de ferrailage de la section en travée.....	87
Figure VI.17. Détermination de la largeur efficace.....	89
Figure VI.18. Détermination des portées équivalentes	89
Figure VI.19 Section du béton (dalle + gousset).....	92
Figure VI.20 Section mixte en travée.....	96
Figure VI.21 Section mixte sur appui	97
Figure VI.22 Semelle inférieure comprimée	101
Figure VI.23 Paroi de l'âme	101
Figure VI.24 Diagramme élastique des contraintes à l'ELU	103
Figure VI.25 Identification de la largeur efficace de l'âme	105
Figure VI.26 Moment résistant plastique des semelles seules	107
Figure VI.27 Détermination du moment résistant plastique	108
Figure VI.28 Moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ en travée	113
Figure.VI.29. Goujons à tête ronde	119

Introduction générale

Introduction générale

Le réseau routier algérien écoule la plus grande partie des flux de transport de voyageurs et de marchandises, il constitue ainsi un support fondamental au développement économique du pays. C'est pour cela que l'Algérie vise à améliorer son infrastructure routière en favorisant la réalisation de différents ouvrages d'art tel que les ponts.

La fonction des ponts est avant tout de permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou non, par une voie de transport (routière, ferroviaire ou fluviale). L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction.

Le bois a été le matériau le plus utilisé jusqu'au XVIIe siècle. C'est un matériau très courant, simple à travailler, mais ses caractéristiques restent cependant très limitées. C'est pourquoi la pierre fut utilisée pour des ouvrages plus importants et durables, ayant de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résistant peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués d'arcs, de voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau, mais hélas ce procédé limite la distance entre appuis, c'est pour cela qu'il a fallu se tourner vers un matériau plus performant qui est la fonte.

Puis vint l'acier. C'est en 1867 que sa fabrication industrielle se développa. Grâce à ses caractéristiques mécaniques et surtout grâce à sa résistance à la traction élevée, l'acier supplanta entièrement la fonte et le fer et permit ainsi d'accroître les performances des ponts en amenant des structures beaucoup plus légères. C'est à cette époque que débute l'ère des grands ouvrages en acier.

En parallèle, en 1845, la formulation du béton est mise au point. Vint ensuite le béton armé qui consiste à associer des armatures en acier au béton, puis en 1928, Eugène Freyssinet mit au point le béton précontraint. Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères.

Aujourd'hui, on cherche à allier les performances toujours croissantes du béton en compression, en l'utilisant pour la réalisation des piles, et les avantages de l'acier, pour la réalisation du tablier. Cette association permet d'obtenir des ouvrages de plus en plus performants.

De par le monde, on assiste actuellement à un retour en force des ponts mixtes acier-béton pour les ouvrages, ce qui met fin à de longues années durant lesquelles l'immense majorité des ponts furent construits en béton armé et précontraint. Cette tendance s'explique en partie par la rationalisation des procédés de fabrication en atelier, comme par exemples le développement d'acier à haute résistance avec des aptitudes de soudage améliorées. Pour ces diverses raisons, les ponts mixtes et à plus forte raison les ponts bipoutres mixtes, semblent être promis à une utilisation très large pour ces prochaines décennies tant pour les ponts routes que pour les ponts rails.

Introduction générale

L'objet de ce présent mémoire est l'étude de la variante proposée par l'entreprise publique économique EPE-SAPTA d'un pont routier permettant de franchir l'OUED ATTELI se trouvant sur le dédoublement de l'axe routier RN-1 reliant CHIFFA à BERROUAGHIA.

L'ouvrage en question est un pont courbe de 508 m de longueur comportant un alignement droit de 64 m de long et un arc de cercle de 444 m de longueur doté d'un rayon de courbure de 420m.

Il possède sept travées dont deux de rive de 64 m et cinq intermédiaires de 76 m.

Le tablier repose sur six piles de hauteur différente et deux culées. Il est constitué d'une dalle en béton armé coulée in situ sur des éléments préfabriqués de type prédalles, ces derniers sont fixés sur des poutres principales à l'aide des connecteurs (goujons).

Ainsi l'objectif de ce modeste mémoire de fin d'étude est d'approcher le comportement d'un tablier de pont mixte bipoutre. Pour se faire on a structuré ce travail en six chapitres.

Dans le premier chapitre, nous présentons les divers paramètres influant la conception générale d'un pont. Puis nous proposerons la variante qui nous a été proposée par l'entreprise.

Le second chapitre donne un aperçu sur les ponts mixtes bipoutres, en présentant les différents éléments qui les constituent ainsi que leur pré dimensionnement.

Le troisième chapitre traite les caractéristiques des différents matériaux utilisés.

Le quatrième chapitre porte sur l'étude des charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage.

Une fois toutes les charges définies, on passera au chapitre cinq qui concerne l'étude de l'ouvrage en phase d'exécution. Pour ce faire, on fera appel au logiciel *SAP2000 V15*, pour une modélisation du tablier et la détermination des sollicitations. Puis, nous procéderons aux vérifications des différents éléments structuraux de notre ouvrage.

Par la suite, le sixième chapitre sera consacré au dimensionnement en phase de service. L'étude transversale de la dalle et le calcul de son ferrailage ont été déterminés selon les règles BAEL. Puis on s'intéressera à l'étude de la section mixte acier-béton, dont il y a lieu de vérifier les contraintes normales et tangentielles, la stabilité vis-à-vis du déversement et du voilement relatif à l'âme des poutres principales. On terminera ce chapitre par un calcul des flèches.

Enfin, on clôturera ce mémoire par une conclusion générale.

Chapitre 1 : Conception générale

I.1. Introduction

La conception d'un pont suppose, de la part de l'Ingénieur, une vaste connaissance technique. Ce qui lui permet d'identifier les solutions les plus économiques tout en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Cette étude portera sur la conception, le dimensionnement du tablier et la méthodologie d'exécution du passage.

I.2. Présentation du projet

Le présent travail a pour objet la conception et l'étude d'un pont routier permettant de franchir l'OUED ATTELI. Il est situé au niveau de la borne PK17 sur le nouveau tracé du dédoublement de l'axe routier RN-1 reliant CHIFFA à BERROUAGHIA.

L'ouvrage en question nommé V17.0 S3 est représenté en rouge sur la figure I.1.

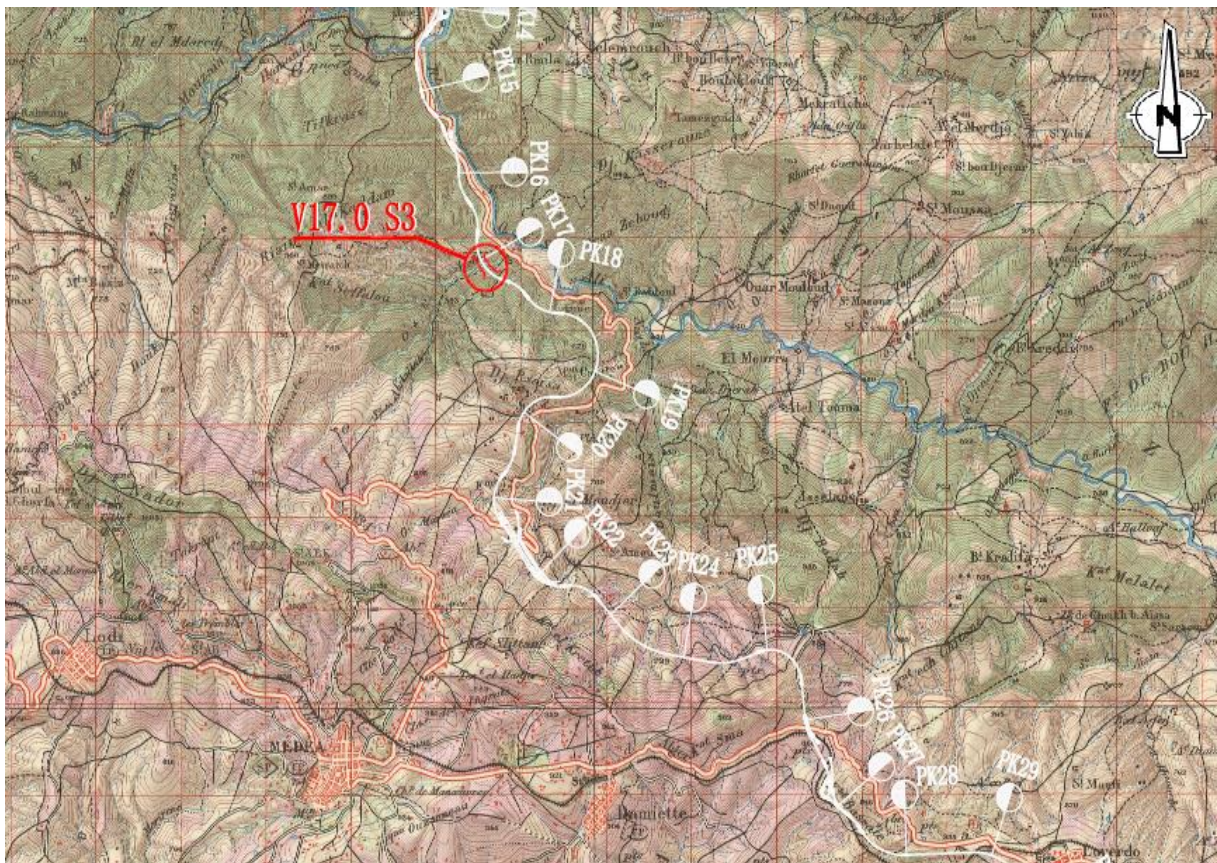


Figure. I.1. Plan de situation du projet

I.3. caractéristiques naturelles du site

I.3.1 géologie du site

Les données géologiques sont des données très importantes qui précisent la nature du sol. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations à réaliser.

La reconnaissance géologique du site a été mise en évidence par la réalisation de neuf sondages carottés, figés de 25 à 35m de profondeur.

L'analyse des coupes lithologiques révèle que le terrain est essentiellement formé d'une marne de couleur verdâtre à intercalations rocheuses de nature marneuse ou calcaire-marneuse.

En exposant les coupes lithologiques dans le cadre géologique local, la région peut être attribuée au massif Crétacé faisant partie de l'Atlas Blidéen,

I.3.2 Hydrologie du site

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable de connaître les différents niveaux d'eau ainsi que les périodes de crue et d'étiage car ils peuvent conditionner la conception des piles ou la mise en place de piles provisoires.

Si la présence des appuis dans le cours d'eau est admise, des données concernant le débit solide, le charriage de corps flottant et la profondeur d'affouillement sont nécessaires. Il convient donc d'évaluer la hauteur d'affouillement potentielle au voisinage des appuis et de limiter, autant que possible, leur nombre en site aquatique.

I.3.3 Données géotechniques

Les données géotechniques obtenues sur la base de mesures d'essais in situ et en laboratoire permettent d'estimer les propriétés du sol nécessaires au calcul de sa résistance et sa déformabilité. Ces informations interviennent dans la définition du niveau des fondations à mettre en place et le calcul des tassements prévisibles du terrain.

I.3.4 Données sismologiques

L'endroit où sera implanté notre ouvrage est à proximité de la région d'EL Hamdania dans la wilaya de MEDEA qui est classé selon le règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art « RPOA » comme suit : [15]

- Zone sismique : **II-b** (sismicité élevée) ;
- Groupe de pont : **1** (pont stratégique) ;
- Site : **catégorie S2** (site ferme).

I.3.5 Données climatiques

- **le vent**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement à 2KN/m^2 [13]. L'effet du vent est pris en considération dans notre cas à cause de la hauteur élevée des piles.

- **La température**

Les effets de température sont pris en compte au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

I.4. Données fonctionnelles

Notre ouvrage est défini par son tracé en plan, son profil en long et en travers:

I.4.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée sur un plan de situation.

L'ouvrage en question est un pont courbe de 508 m de longueur comportant un alignement droit de 64 m et un arc de cercle de 444 m de longueur doté d'un rayon de courbure de 420m.

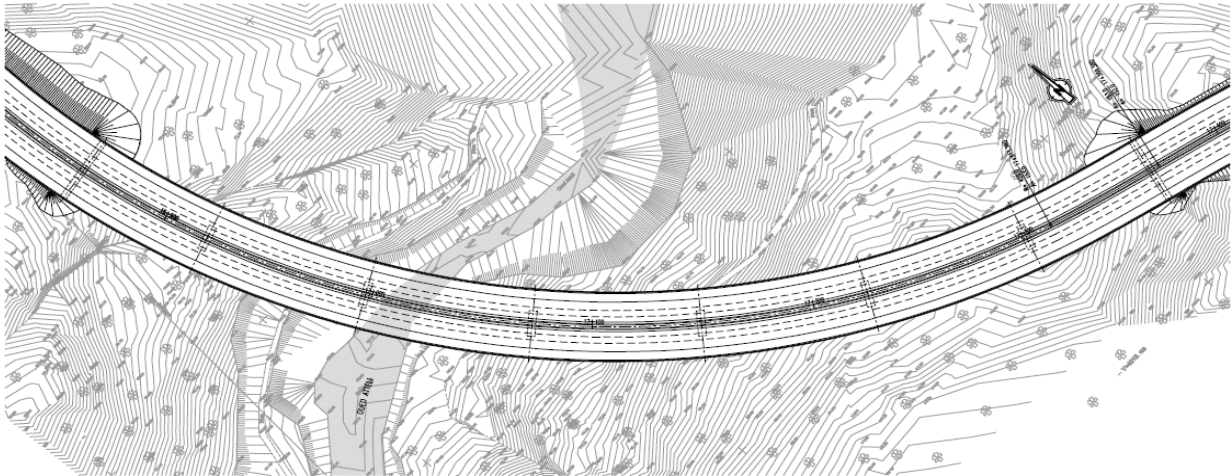


Figure. I.2. Tracé en plan

I.4.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne définissant en élévation le tracé en plan, il doit être élaboré en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles et au type d'ouvrage.

Notre structure de pont présente une pente longitudinale de $I=5,91\%$ et possède sept (7) travées. Elle comporte deux (02) travées de rive de 64 m et cinq (05) travées intermédiaires de 76 m.

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté la variante proposée « pont à tablier continu mixte bipoutre ».

La présentation de l'ouvrage étant faite, on passe au pré dimensionnement de ses éléments constitutifs.

Chapitre 2 : Pont mixte et Prédimensionnement

II.1. Introduction

L'utilisation de la complémentarité des matériaux béton et acier s'est beaucoup développée ces dernières années dans le domaine du génie civil. Cette association a permis aux ingénieurs de concevoir et de réaliser des ouvrages de portées et des hauteurs de plus en plus importantes avec un temps d'exécution de plus en plus court.

Les ponts mixtes sont constitués d'une charpente porteuse en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton (élément secondaire). Qu'elle soit connectée ou non à la charpente métallique, la dalle en béton permet d'apporter la raideur nécessaire au pont.

II.2. Description d'un système mixte bipoutre

Un pont mixte bipoutre est constitué de trois éléments principaux : dalle, poutres maitresses et appuis (piles et culées). Les deux éléments dalles et poutres forment la superstructure d'un pont appelée tablier.

Le tablier des bipoutres mixtes est constitué d'une dalle en béton connectée à deux poutres métalliques de manière à former un ensemble monolithique qui peut être à travées indépendantes ou continues.

Les poutres métalliques sont de hauteur constante ou variable, à âme pleine (en forme de I), le plus souvent continues.

Elles sont entretoisées, en fonction de la largeur du tablier, suivant les trois modes présentés ci-après :

- entretoises en treillis,
- entretoises cadres,
 - simple,
 - à pièce de pont,
 - à pièce de pont avec console,
- entretoises pleines ou diaphragmes.

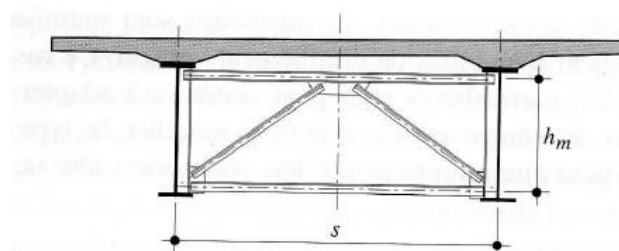


Figure. II.1. Entretoise en treillis (travée) [3]

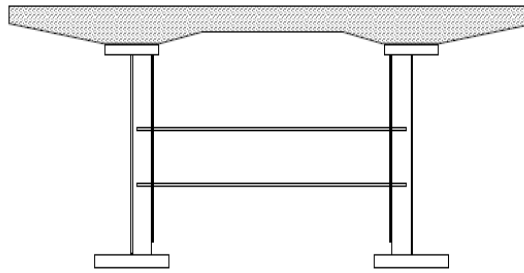


Figure. II.2. Entretien cadre simple [3]

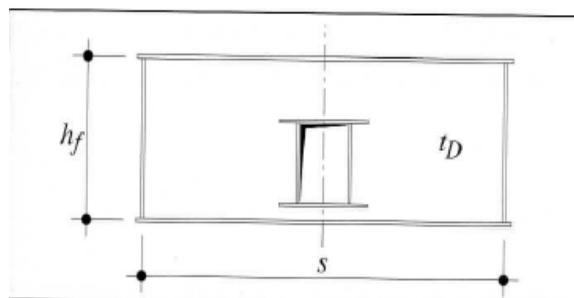


Figure. II.3. Entretien pleine (diaphragme) [3]

II.2.1. Différents types de tablier

En fonction de leur largeur, les tabliers sont de différent type : [2]

- **Bipoutre mixte à entretoises**

Lorsque la largeur du tablier est inférieure à 13 ou 14 m, on va plutôt utiliser le bipoutre mixte à entretoises.

Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier. La dalle repose alors principalement sur les poutres. La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placées vers la mi-hauteur des poutres et attachées sur les montants afin d'augmenter la stabilité de la structure métallique pendant la vie du pont.

Etant donné que les entretoises sont disposées à mi-hauteur des poutres, il reste un espace vide entre la partie supérieure de l'entretoise et la partie supérieure de la poutre. Cet espace peut donc être utilisé pour un coffrage mobile (lorsque la dalle est coulée sur place).

Les entretoises sont espacées d'environ 8 m.

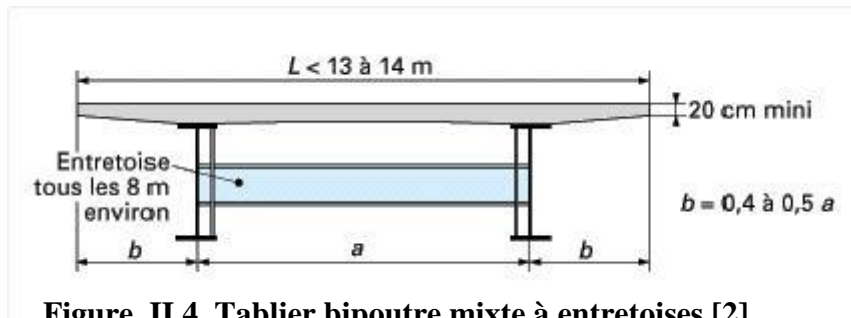


Figure. II.4. Tablier bipoutre mixte à entretoises [2]

▪ Bipoutre mixte à pièces de ponts

Lorsque la largeur du tablier est supérieure à 13 ou 14 m, on va plutôt utiliser le bipoutre mixte à pièces de ponts.

Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres devrait augmenter dans les mêmes proportions que la largeur de la dalle. Or, pour ne pas augmenter la hauteur de la dalle, il existe une solution consistant à créer des lignes d'appuis supplémentaires sous la dalle, grâce à des pièces de pont. La dalle repose désormais sur les poutres et sur les pièces de pont distantes d'environ 4 m.

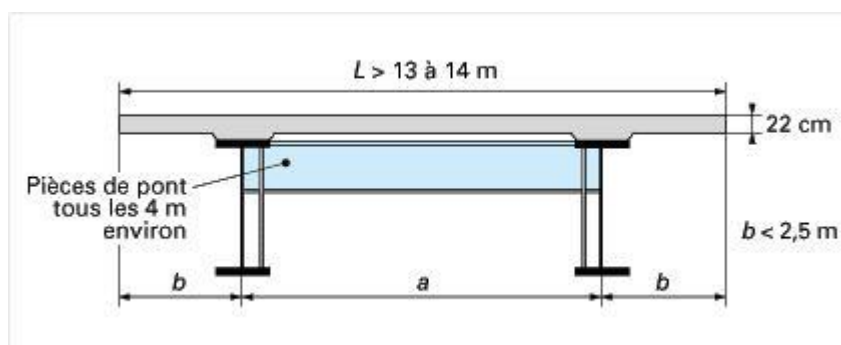


Figure. II.5. Tablier bipoutre à pièces de pont [2]

▪ Bipoutre large avec pièces de pont et consoles

Ce type de tablier est dans le prolongement du bipoutre à pièces de pont. En effet, il est composé de pièces de pont auxquelles des consoles métalliques ont été ajoutées. Ce qui permet de supporter de très large encorbellement, tout en réduisant la distance entre les poutres. Ce qui a pour avantage de réduire la largeur des piles et donc de les affiner.

Un autre avantage est que l'on peut placer ce type de tablier dans des endroits où la place disponible au sol est réduite.

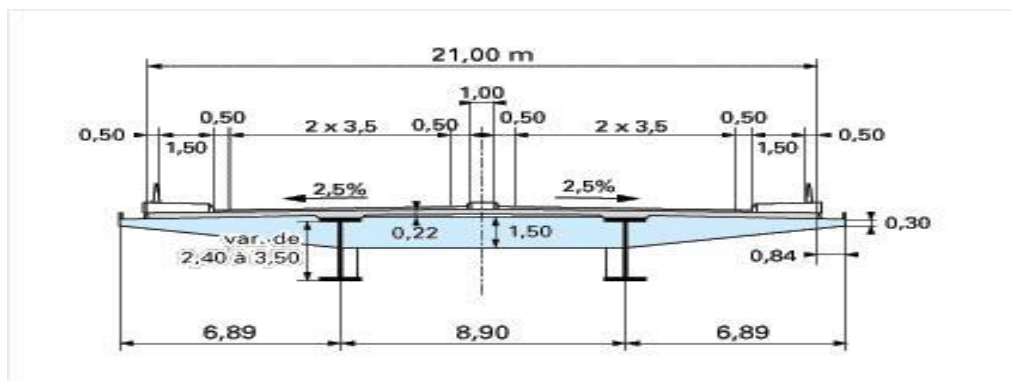


Figure. II.6. Tablier bipoutre large avec pièces de pont et consoles [2]

- **Bipoutre avec dalle précontrainte transversalement**

Il existe également une autre alternative pour les tabliers de grande largeur : le tablier bipoutre avec dalle précontrainte transversalement.

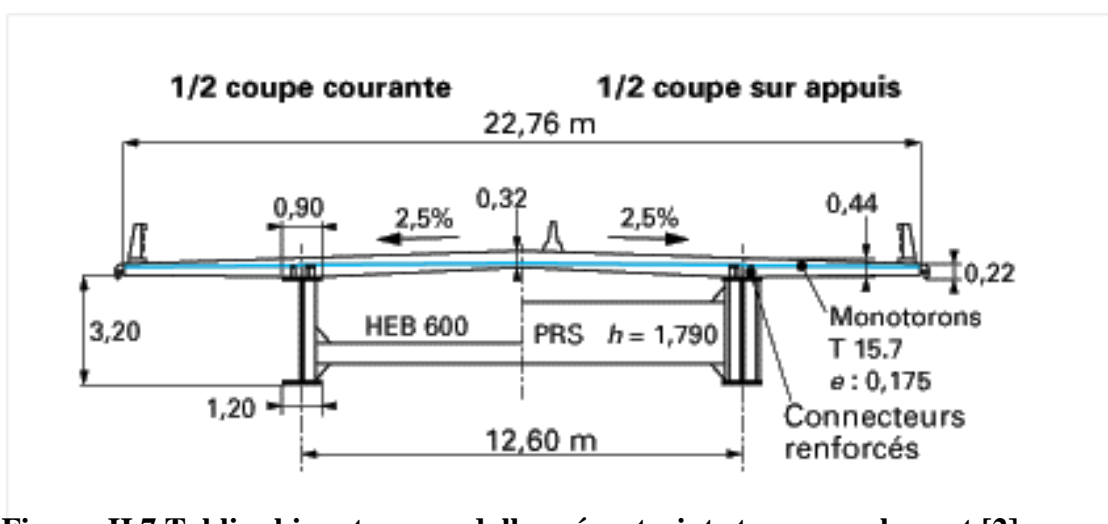


Figure. II.7 Tablier bipoutre avec dalle précontrainte transversalement [2]

Il s'agit en réalité de la même technique que pour le tablier bipoutre à entretoises mais adapté aux tabliers de grande largeur. Les seules différences sont que la dalle est précontrainte transversalement, grâce à l'action de câbles, pour augmenter sa résistance et que les entretoises sont plutôt placées dans la partie basse du tablier pour ne pas s'opposer à l'effort de compression produit par la précontrainte.

II.2.2. Eléments constitutifs du tablier

- **La Dalle**

C'est le premier élément de résistance du pont. C'est elle qui porte la chaussée, trottoir, garde-corps... etc. La plupart du temps, elle est en béton armé et sa fonction principale est d'offrir une surface supportant les charges d'utilisation (trafic routier).

La dalle est également conçue de telle sorte qu'elle supporte certains équipements nécessaires du pont comme les barrières de sécurité, les garde-corps, les bordures...etc.

Ses fonctions peuvent se résumer donc en :

- La résistance aux actions verticales et horizontales dues au trafic.
- La transmission des efforts, engendrés par les actions, aux poutres principales.
- Un rôle de contreventement horizontal pour la transmission des forces transversales aux piles et culées.
- La participation à la flexion longitudinale du pont

La dalle peut avoir une épaisseur variable, ceci est conditionné par l'utilisation des entretoises ou des pièces de pont.

Sa largeur dépend du type d'utilisation de l'ouvrage, par contre, son épaisseur et son ferrailage sont définies par les efforts dus aux charges et surcharges appliquées.

L'emploi de connecteurs soudés sur les semelles supérieures des poutres et des pièces de pont a pour but de les solidariser avec la dalle afin qu'ils subissent les mêmes déformations.

▪ Poutres principales

Les poutres principales portent la dalle auxquelles elles sont connectées par des éléments de fixation.

Elles sont composées d'une âme et de deux semelles (section en I) qui sont des tôles larges assemblées par des cordons de soudure d'angle 5mm au minimum.

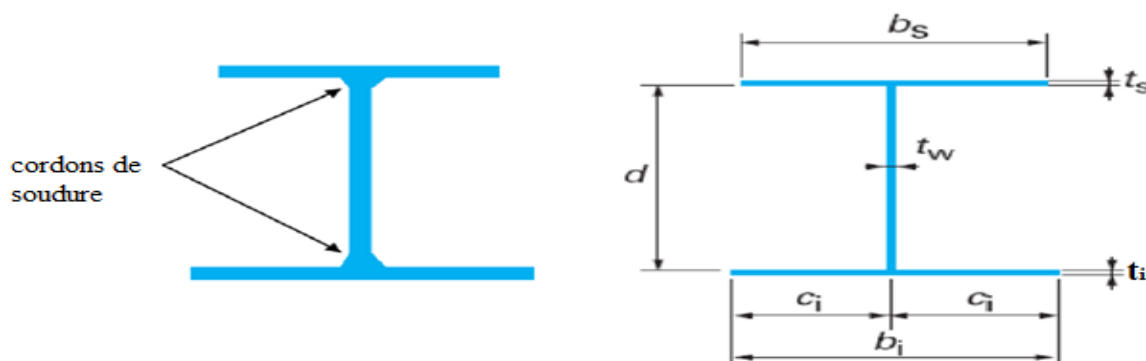


Figure. II.8. Section de poutre en I

Quand la voie portée présente un dévers unique, les deux poutres sont identiques mais décalées verticalement d'une hauteur égale au produit de leur entraxe par le dévers.

L'âme et les semelles sont constituées de tronçons successifs assemblés entre eux par soudure ou boulonnage. La longueur moyenne de ces tronçons est de l'ordre de 20 m à 25 m.

L'épaisseur de l'âme dépend [4]:

- De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- Des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- De l'esthétique (déformation des âmes au niveau des raidisseurs visible de l'extérieur).

Dans le cas de pont courbe, la courbure pourra être réalisée de différentes façons, le plus souvent [4]:

- Par courbure des poutres,
- Par des poutres droites et des encorbellements de largeur variable si cela est possible.

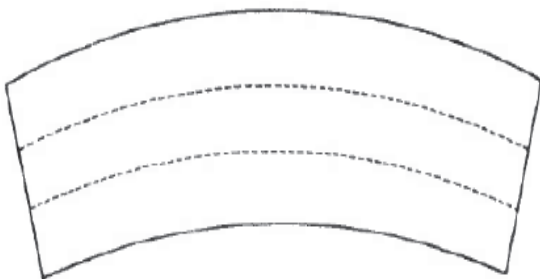


Figure. II.9. Poutres courbe

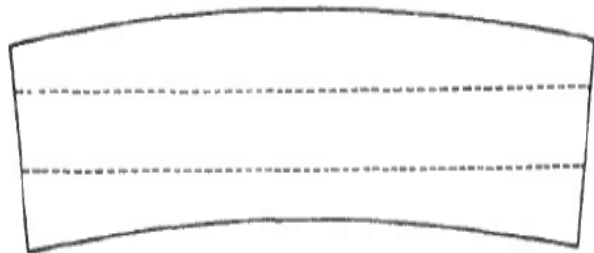


Figure. II.10. Poutres droites

▪ Entretoisement en zone courante

Il est constitué d'un assemblage de pièces de pont et de bracons métalliques :

❖ Pièces de pont

Une largeur du tablier qui dépasse les 13 mètres nécessite un raidissage transversal de la dalle en utilisant des pièces de pont, ce qui limite les risques de déversement.

Les pièces de pont sont le plus souvent des profilés reconstitués soudés en acier, leur assemblage se fait avec des montants de poutres et doit être capable de résister aux moments de flexion sans déformations excessives [4].

La hauteur des pièces de pont est d'environ 1/11ème de l'entraxe des poutres principales.

En plan, les pièces de pont doivent être disposées de préférence dans des plans perpendiculaires au profil en long donc, suivant le rayon de courbure. L'entraxe est souvent pris égal à 4 m mais peut être compris entre 3,50 m et 4,50 m.



Figure. II.11. Exemple d'un pont bipoutre avec des pièces de pont.

L'entretoisement par des pièces de pont assure les fonctions suivantes [3] :

- Répartition des charges entre les poutres principales, en imposant le déplacement en bloc de l'ensemble des poutres,
- Stabilisation des poutres contre le déversement par le maintien des semelles supérieures comprimées aux montants des cadres,
- Contreventement horizontal avec platelage pour des charges horizontales du vent sur les appuis,
- Raidissage transversal des poutres par le biais des montants,

❖ Bracons métalliques

Ce sont des barres métalliques inclinées qui partent du bas de la poutre vers l'extrémité du tablier.

Leur rôle est de soulager les efforts de flexion dans la console.

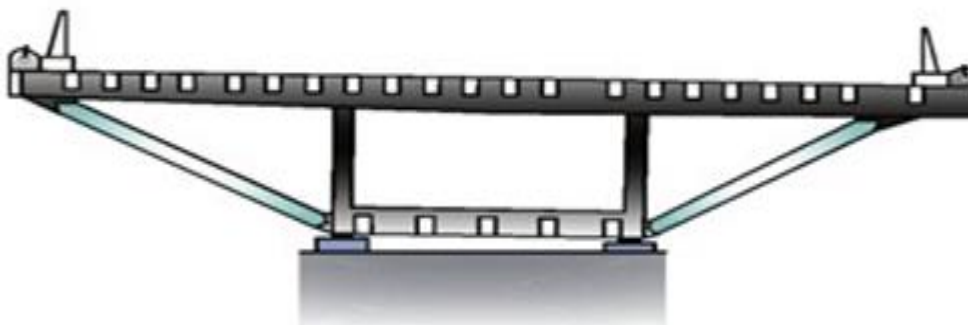


Figure. II.12. Entretoisement en zone courante par des bracons métallique

- **Entretoisement sur appuis**

Il est constitué d'un assemblage de pièces de pont, diaphragmes, et des bracons métalliques :

- ❖ **Diaphragmes [3]**

Les diaphragmes appartiennent à la famille des pièces de pont puisqu'ils sont connectés à la dalle. Cependant, leurs hauteurs sont plus importantes car elles sont identiques à celles des poutres. Ils sont constitués de tôles soudées à membrures symétriques.

Les membrures supérieures et inférieures des diaphragmes sont soudées aux membrures des poutres, tandis que les âmes des diaphragmes sont soudées aux montants.

Les diaphragmes améliorent la transition des efforts en les dirigeant directement vers les membrures des poutres, la transmission des efforts se diffuse alors parfaitement entre les deux semelles empêchant ainsi toute concentration de contraintes.

Leurs hauteurs étant identiques à celle des poutres principales, des trous d'homme sont nécessaires afin de permettre le passage des agents au cas d'entretien.

- **Les connecteurs**

Les connecteurs sont des organes qui assurent la liaison entre l'ossature métallique et la dalle, ils ont pour fonction principale de résister aux efforts de glissement entre la dalle et la poutre métallique, ainsi qu'aux efforts de séparation de la dalle (soulèvement de la dalle par rapport à la membrure supérieure des poutres) [1].

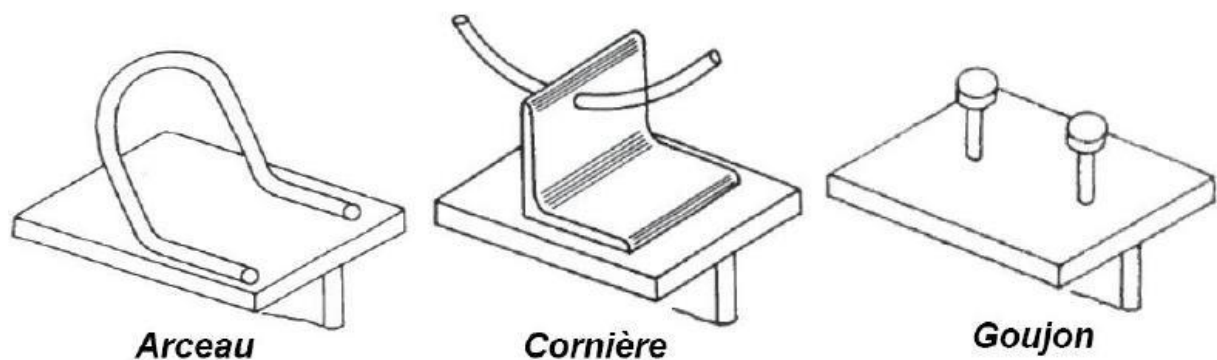


Figure. II.13. Les différents types de connecteurs [4]

- **Montants d'appui**

Leurs rôles sont d'empêcher la flexion transversale de la membrure inférieure, de transmettre la réaction d'appui à l'âme et d'empêcher le voilement local de cette dernière.

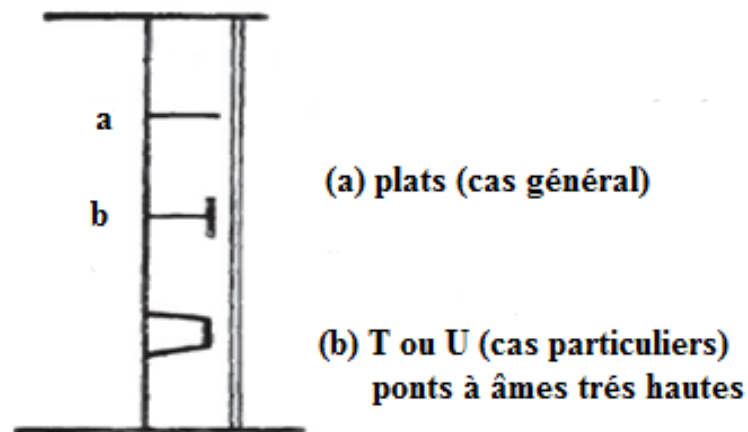


Figure. II.14. Différentes formes des montants d'appui [4]

▪ Les appareils d'appuis [3]

Les appareils d'appuis se situent à l'interface entre superstructure et infrastructure. Ils doivent transmettre les charges verticales et horizontales de la superstructure aux piles et aux culées et permettre les mouvements de la superstructure

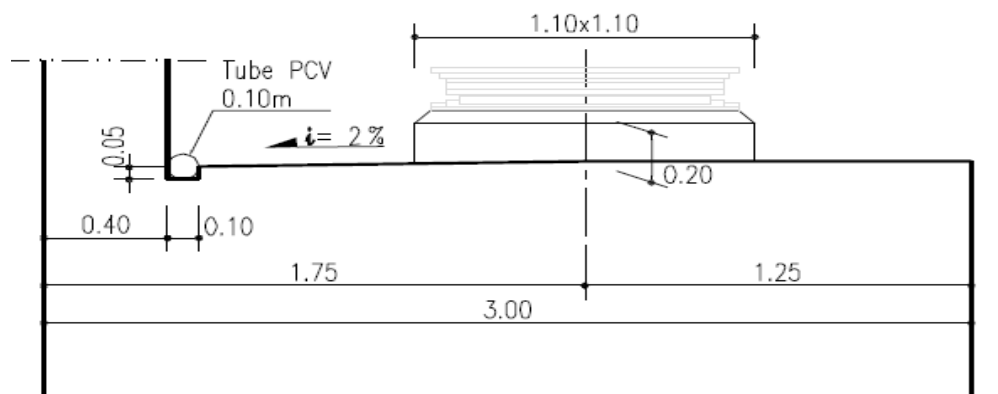


Figure. II.15. Détail appareils d'appuis de notre pont

II.2.3. Equipements des ponts

C'est l'ensemble des dispositifs permettant au tablier de remplir sa fonction vis-à-vis des usagers.

Ces dispositifs permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers (qualité de la chaussée, dalles de transition entre les remblais et les culées, bordures de trottoirs et dispositifs de retenue, à savoir garde-corps, glissières et barrières), de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation des eaux, etc.), tout en favorisant le bon fonctionnement du pont (couche de roulement, joints de dilatation), ainsi que le rôle esthétique qu'apporte les corniches à l'ouvrage.

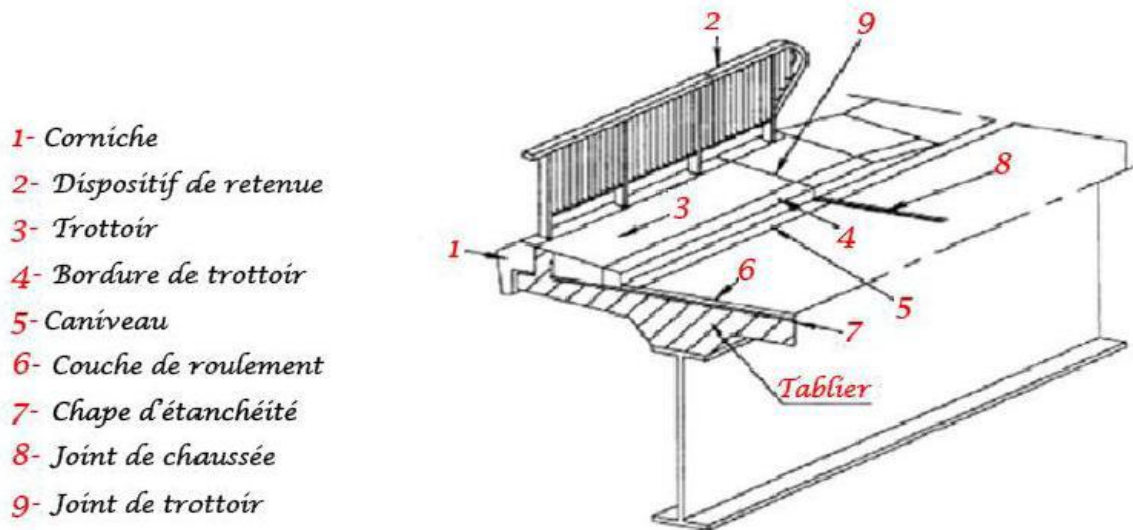


Figure. II.16. Différents équipements des ponts [17]

Ces équipements ont une importance économique réelle : ils représentent 8 à 12 % du coût total d'un pont lors de son exécution, et environ 36 % de son coût d'entretien [5].

II.2.4. les éléments de protection

Ils jouent un rôle important dans la durabilité de l'ouvrage en assurant sa protection contre les effets de l'érosion par les eaux de ruissèlement, sans participer à sa résistance. Ils jouent également un rôle d'esthétique.

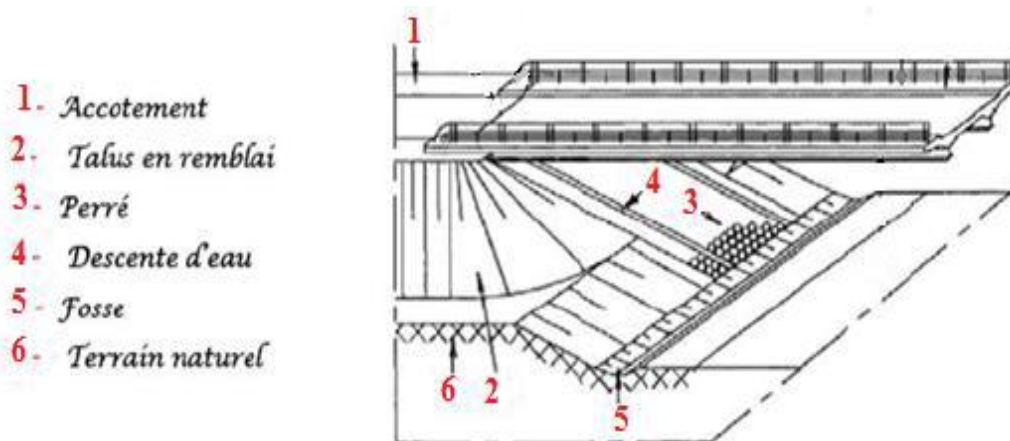


Figure. II.17. Eléments de protection [17]

II.3. Prédimensionnement du tablier

Le pré dimensionnement des éléments structuraux de notre ouvrage (dalle, poutre principale, pièces de pont avec consoles) est effectué en se référant à [3] et [5] :

II.3.1. Poutres principales

II.3.1.1. Nombre de poutres

Le nombre de poutres principales « N » constitutives du tablier de notre ouvrage est donné par la relation :

$$N = \frac{L}{a} \quad \text{ou (L) représente la largeur du tablier et (a) l'entre axe des poutres}$$

Par ailleurs on a : $L = 32.5$ m et $a = 10$ m, donc $N = 3,25$.

On prend alors $N = 4$ (tablier quadri-poutres). La mise en place de 4 poutres nécessiterait la réalisation de deux tabliers distincts ce qui reste difficile et onéreux étant donné la hauteur impressionnante de certaines piles (jusqu'à 70 m) ainsi que la grande largeur du tablier. Donc pour des raisons de réalisation et des raisons économiques, Nous remplacerons les 2 poutres de rives par des bracons métallique qui seront reliés aux poutres principales et qui agiront comme appuis pour la dalle.

Donc nous optons pour la mise en place de 2 poutres principales et 2 bracons métalliques.

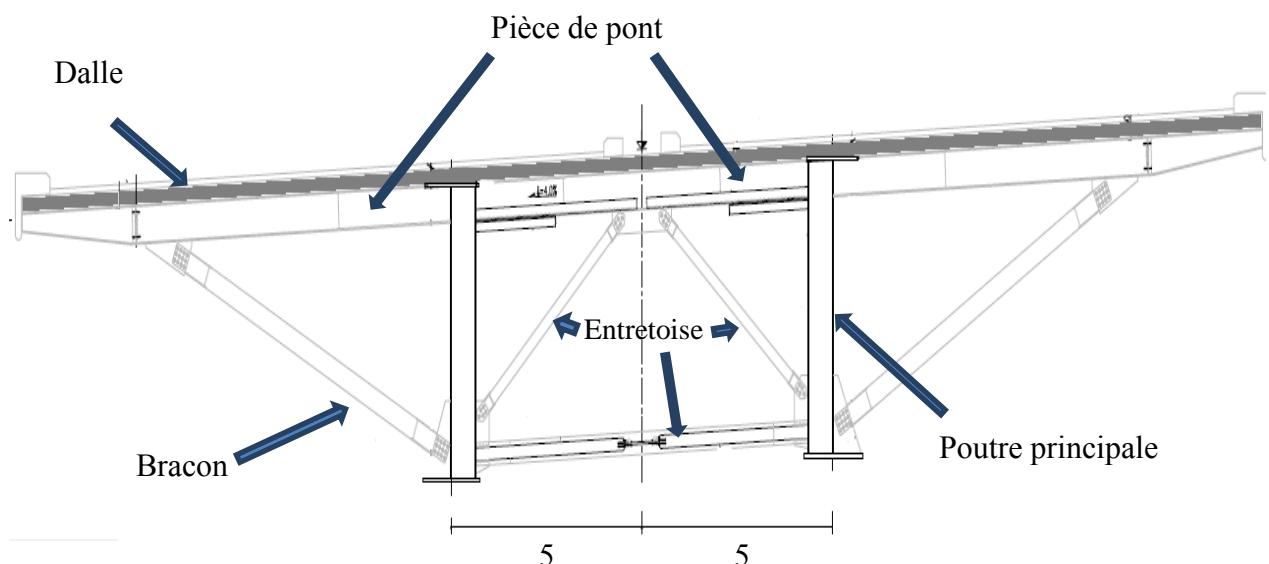


Figure. II.18. Coupe transversale du tablier

II.3.1.2. Dimensions de la poutre

La poutre en I est composée d'une âme (h_w , t_w), une semelle inférieure (b_i , t_i) et une semelle supérieure (b_s , t_s).

Avec :

- h_w : Hauteur de l'âme,
- t_w : Epaisseur de l'âme,
- b_s : Largeur de la semelle supérieure,
- t_s : Epaisseur de la semelle supérieure,
- b_i : Largeur de la semelle inférieure,
- t_i : Epaisseur de la semelle inférieure.

Ses différentes dimensions sont indiquées sur les figures suivantes :

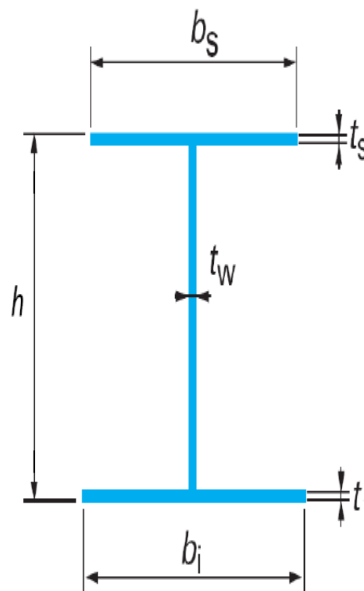


Figure. II.19. Section d'une poutre en I

La hauteur de la poutre est déterminée par la formule suivante [3]:

$$\frac{x}{h} = 20 + \frac{x - 30}{6} - \frac{L - 12}{2}$$

x : Portée maximale de la poutre continue [m],

L : Largeur du tablier [m],

h : Hauteur de la poutre métallique [m].

Pour notre pont nous avons : $\begin{cases} x = 76 \text{ m.} \\ L = 32,5 \text{ m.} \end{cases}$

En remplaçant les valeurs de x et de L dans la formule nous trouvons que :

$$\frac{x}{h} = 17,41 \rightarrow h = 4,36 \text{ m}$$

On prend **$h = 4600 \text{ mm}$** . (Disponibilité du marché)

➤ Semelles

Les dimensions des deux semelles sont déterminées de manière à satisfaire les conditions de résistance et d'instabilité.

Les largeurs des semelles inférieure et supérieure sont déterminées par la formule suivante [5].

$$B_i = 0,25 + \frac{L}{50} + \frac{x}{125} = 1,508 \text{ m.}$$

$$B_s = B_i - 100 = 1,408 \text{ m.}$$

Les sections des poutres à âme pleine des ponts mixtes ne sont pas doublement symétriques comme celles des profilés laminés. En effet, la dalle du tablier liée aux poutres métalliques joue aussi un rôle de semelle supérieure et il est possible de réduire l'aire de l'acier de cette semelle supérieure.

Pour les épaisseurs des semelles on a la condition suivante [5] :

$$\frac{B_{i,s}}{t_{i,s}} \leq 30 \text{ (Pour l'acier S355)}$$

Donc, on adopte pour la semelle supérieure : **$B_s = 1400 \text{ mm}$** , **$t_s = 40 \text{ mm}$** . Et pour la semelle inférieure : **$B_i = 1500 \text{ mm}$** , **$t_i = 50 \text{ mm}$** .

➤ Âme

La hauteur de l'âme est déterminée comme suit :

$$h_w = h - t_i - t_s = 4600 - 50 - 40 = 4510 \text{ mm}$$

Donc nous trouvons une hauteur d'âme égale à **$h_w = 4510 \text{ mm}$** .

L'élançement usuel des âmes $\frac{h_w}{t_w}$ est de l'ordre de 100 à 200 [3].

$$\text{Donc } 100 \leq \frac{h_w}{t_w} \leq 200 \quad \text{d'où } 22 \leq t_w \leq 45$$

On prendra une épaisseur de l'âme **$t_w = 24 \text{ mm}$** .

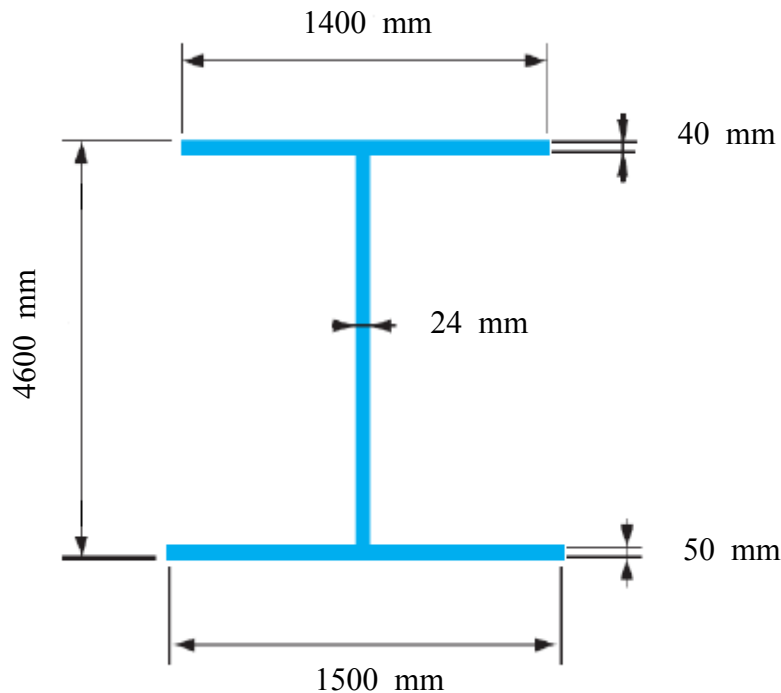


Figure. II.20. Section transversales de la poutre principale

II.3.2. Dalle

Les valeurs d'épaisseur de la dalle à prendre sont en fonction de l'entre-axe des poutres « a » [5].

Une épaisseur à mi largeur : $e_m = 0,12 + \frac{a}{50} = 32 \text{ cm}$,

Une épaisseur minimale de 20 cm, pour la partie en console.

Etant donné que nous avons opté pour un entretoisement constitué de treillis et de pièces de pont avec consoles, l'épaisseur de la dalle est constante sur toute la largeur du tablier avec $e = 25 \text{ cm}$.

II.3.3. Pièces de pont

Leur espacement varie de 3,5 à 4,5 m en fonction du risque de flambement latéral des membrures comprimées [5].

- **Âme**

La hauteur des pièces de pont est de l'ordre de 1/15 ème de l'entraxe des poutres principales.

On prend $H_p = 600 \text{ mm}$.

Pour les consoles, la hauteur varie entre $H_{pmax} = H_p = 600 \text{ mm}$ au droit des poutres principales et $H_{pmin} = 300 \text{ mm}$ à l'extrémité de la dalle.

Les pièces de pont sont constituées de tôles dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mm pour les âmes [5] :

Soit : $e_p = 12 \text{ mm}$.

- **Membrures :**

Les pièces de pont sont constituées de tôles dont l'épaisseur et la largeur pour les semelles est de l'ordre 20 à 25 mm, et de 220 mm à 350 mm respectivement :

Largeur = 300 mm

Epaisseur = 20 mm.

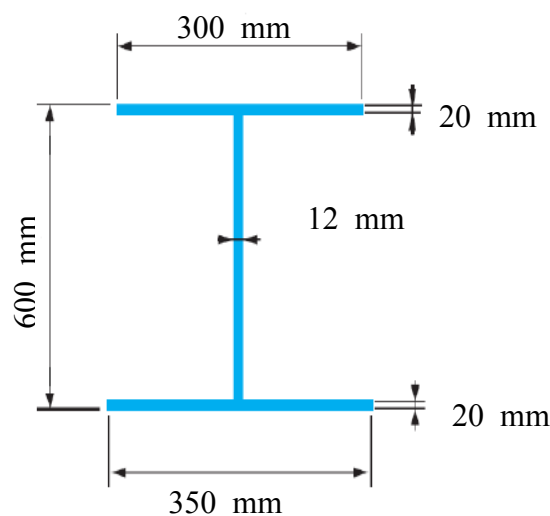


Figure. II.21. Section transversal des pièces de pont

II.3.4. Entretoises en treillis et Bracons

Pour les entretoises nous opterons pour un entretoisement :

- par diaphragme au niveau des appuis ;
- par treillis en travée courante.

Pour les diaphragmes, ils sont constitués d'une plaque en acier de 18 mm d'épaisseur, muni d'un trou d'homme comme le montre la figure II.22.

Pour les bracons et les entretoises en travée courante nous opterons pour des profilés de type SHS 350x12,5. Voir figure II.23

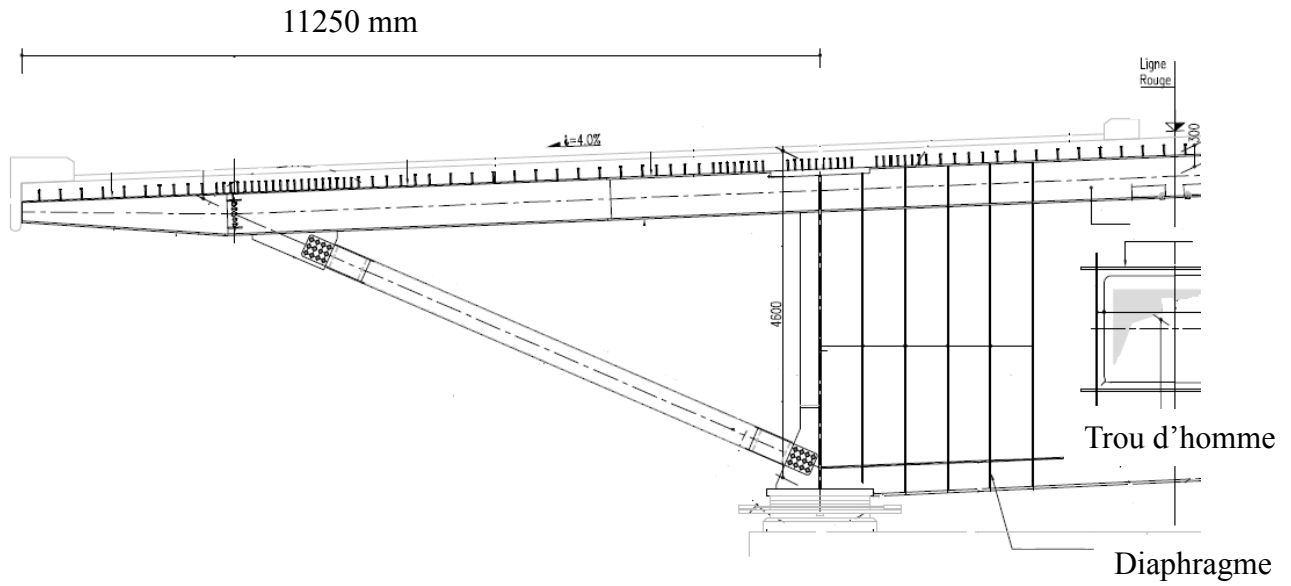


Figure. II.22. Entretoisement sur appuis

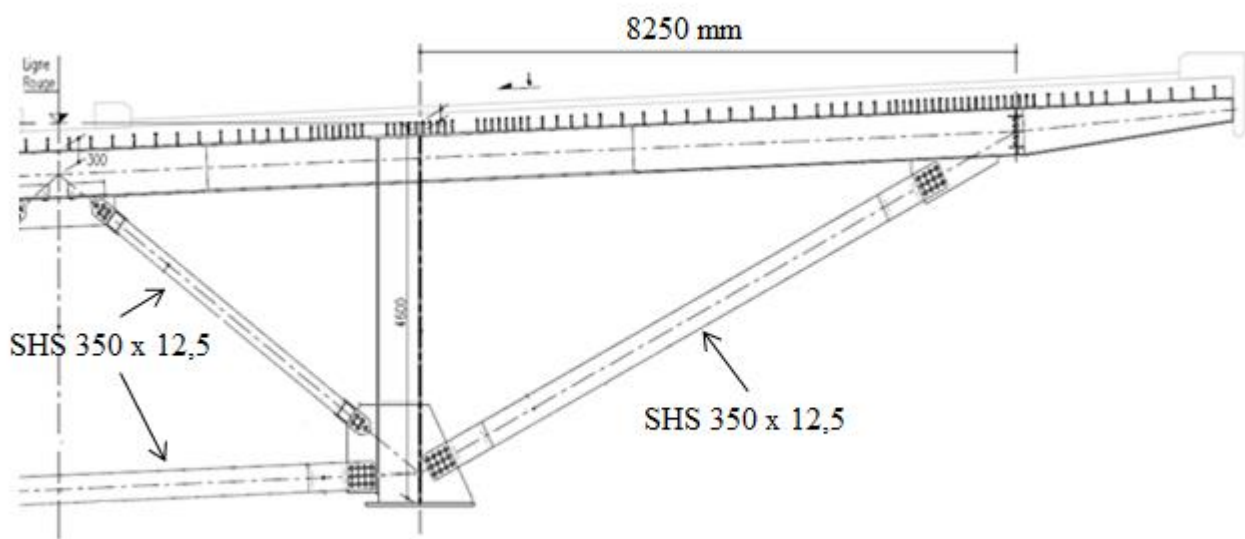


Figure. II.23. Entretoisement en travée courante

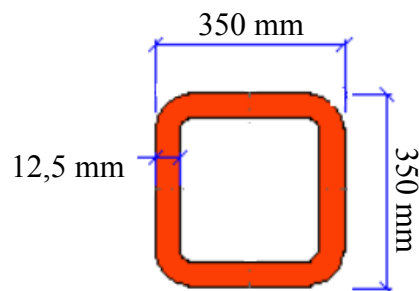


Figure. II.24. Section d'un profilé SHS 350 x 12,5

II.4. Caractéristiques géométriques

II.4.1. Poutres principales

On rapporte dans le tableau ci-après les différentes caractéristiques géométriques des poutres principales.

Tableau. II.1. Caractéristiques géométriques des poutres principales

Élément	Dimensions	$S_i \times 10^3$ (mm ²)	Y_i (mm)	$S_i \times Y_i \times 10^6$ (mm ³)	D_i (mm)	$I_{xi} \times 10^9$ (mm ⁴)	$I_{X0} \times 10^9$ (mm ⁴)
Poutres Principales	1500 x 50	75	25	1,875	2098,53	0,0156	330,3027
	4510 x 24	108,2	2350	254,27	226,47	183,4677	189,0171
	1400 x 40	56	4580	256,48	2456,47	0,0074	337,9251
		239,2		512,62		183,4907	857,2449

Avec :

I_{xi} : Moment d'inertie de l'élément i par rapport à l'axe (XX_i) passant par son centre de gravité (G).

I_{X0i} : Moment d'inertie de l'élément i par rapport à l'axe (XX_0) passant par le centre de gravité de toute la section (G_0).

S_i : Surface d'élément i .

D_i : Distance entre centre de gravité de la section et le centre de gravité de l'élément i .

- Calcul des coordonnées du centre de gravité de la section

$$Y_{G0} = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{512,62 \times 10^6}{239,2 \times 10^3} = 2143,53 \text{ mm}$$

$$V' = Y_G = 2123,53 \text{ mm ;}$$

$$V = h - V' = 2476,47 \text{ mm ;}$$

$$D_1 = Y_G - Y_1 = 2098,53 \text{ mm ;}$$

$$D_2 = Y_2 - Y_G = 226,47 \text{ mm ;}$$

$$D_3 = Y_3 - Y_G = 2456,47 \text{ mm ;}$$

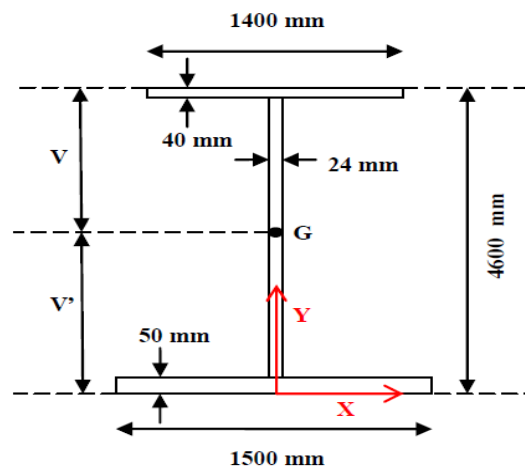


Figure. II.25. Caractéristiques géométrique de la poutre

- **Calcul des moments d'inertie:**

Le calcul du moment d'inertie de l'élément i par rapport à l'axe (XX_i) passant par son centre de gravité (G_i) se fait comme suit :

$$I_{xi} = \frac{b_i h_i^3}{12}$$

Nous trouvons pour les différents éléments

$$I_{x1} = \frac{b_1 h_1^3}{12} = \frac{1500 \times 50^3}{12} = 0,0156 \times 10^9 mm^4$$

$$I_{x2} = \frac{b_2 h_2^3}{12} = \frac{24 \times 4510^3}{12} = 183,4677 \times 10^9 mm^4$$

$$I_{x3} = \frac{b_3 h_3^3}{12} = \frac{1400 \times 40^3}{12} = 0,0074 \times 10^9 mm^4$$

Le calcul du moment d'inertie de l'élément i par rapport à l'axe (XX_0) passant par le centre de gravité de toute la section (G) s'effectue comme suit :

$$(I_{x0})_i = I_{xi} + (D_i)^2 \times S_i$$

Nous trouvons pour les différents éléments

$$(I_{x0})_1 = I_{x1} + (D_1)^2 \times S_1 = 330,3027 \times 10^9 mm^4$$

$$(I_{x0})_2 = I_{x2} + (D_2)^2 \times S_2 = 189,0171 \times 10^9 mm^4$$

$$(I_{x0})_3 = I_{x3} + (D_3)^2 \times S_3 = 337,9251 \times 10^9 mm^4$$

$$I_{X0} = (I_{X0})_1 + (I_{X0})_2 + (I_{X0})_3 = 857,2449 \times 10^9 mm^4$$

Donc le moment d'inertie de toute la section est égale à : $I_{x0} = 857,2449 \times 10^9 mm^4$.

- **Module de résistance « W » :**

Les modules de résistance d'une section sont donnés par : $W = \frac{I_{x0}}{V}$ et $W' = \frac{I_{x0}}{V'}$

D'où

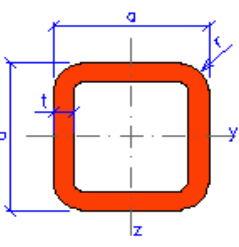
$$W = 0,3462 \times 10^9 mm^3 = 0,3462 m^3$$

$$W' = 0,4036 \times 10^9 mm^3 = 0,4036 m^3$$

II.4.2. Bracons et entretoises

Les bracons et les entretoises sont formés avec des profilés de type SHS dans les caractéristiques sont indiqués dans le tableau suivant.

Tableau. II.2. Caractéristiques géométriques des profilés SHS

SHS 350x12.5		
Dimensions		Valeurs statiques
		$I_y = I_z = 3.15E+8 \text{ mm}^4$
$a = 350 \text{ mm}$		$W_{y,el} = W_{z,el} = 1.80E+6 \text{ mm}^3$
$t = 12.5 \text{ mm}$		$W_{y,pl} = W_{z,pl} = 2.11E+6 \text{ mm}^3$
$r = 18.75 \text{ mm}$		$i_y = i_z = 137 \text{ mm}$
$A = 16700 \text{ mm}^2$		$S_y = S_z = 1.05E+6 \text{ mm}^3$
$A_L = 1.37 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$I_t = 4.89E+8 \text{ mm}^4$
$G = 131 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$		$C_t = 2.65E+6 \text{ mm}^3$

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, selon les dimensions de notre ouvrage on a opté pour un système d'entretoisement constitué de treillis et de pièces de pont avec consoles. On a effectué le pré dimensionnement des éléments résistants (dalle, poutres principales, pièces de pont). La dalle va reposer sur des poutres distantes de 10 mètres, des bracons et des pièces de pont avec console.

Le prédimensionnement étant fait, on passe à la définition des matériaux à utiliser en précisant leurs caractéristiques.

Chapitre 3 : Caractéristiques des matériaux

III.1. Introduction

Le choix des matériaux pour un ouvrage d'art est d'une importance primordiale pour assurer sa durabilité dans des conditions de maintenance raisonnables. Le choix des matériaux et leurs caractéristiques dépendent en particulier de :

- La facilité de fabrication, de transport, d'assemblage et de mise en place des éléments de construction,
- Performances de la structure métallique vis-à-vis des risques de rupture fragile,
- L'aptitude à résister aux dégradations de l'ouvrage au cours du temps (agents chimiques et atmosphériques).

Ce chapitre traitera du choix des matériaux à utiliser ainsi que de leurs caractéristiques.

III.2. Béton armé

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et à la traction de l'acier. Sa masse volumique est de l'ordre de 2500 kg/m^3 . Il est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} , qui sera prise égale à 40 MPa pour la réalisation de la dalle de compression de notre ouvrage.

III.2.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression à 28 jours désignée par f_{c28} , est obtenue par écrasement en compression axiale d'une éprouvette cylindrique normalisée (16×32) cm^2 ayant un élancement égal à 2.

Pour la dalle en béton armé le BAEL 91 nous donne les formules suivantes [6] :

$$f_{cj} = \begin{cases} 40 \text{ [MPa]} & \dots\dots\dots \text{ pour } j > 28 \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ [MPa]} & \dots\dots\dots \text{ pour } j < 28 \end{cases}$$

III.2.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jour, notée f_{tj} et exprimée en MPa, est conventionnellement définie par la relation [6] :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{ pour } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

Pour le béton de notre dalle, la résistance à la traction égale à : $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$.

III.2.3. Module de déformation longitudinal du béton « E »

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinal est la constante qui relie la contrainte et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

- Module de déformation instantanée (courte durée) [6] :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}]$$

Donc pour la dalle en béton, il est pris égale à : $E_i = 37619,47 \text{ MPa}$.

- Module de déformation différée (longue durée) [6] :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}]$$

Alors, pour la dalle en béton de notre ouvrage nous trouvons : $E_v = 12653,82 \text{ MPa}$.

III.2.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson « ν » représente la variation relative de la dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de la dimension longitudinale. Pour le béton, il est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations [6].

III.2.5. Contrainte ultime de compression

Les valeurs de la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime, notée f_{bu} , sont précisées par les règles BAEL avec la formule suivante [6] :

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

Dans laquelle :

- f_{cj} : Résistance à la compression,
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, pris égal à 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles,
- θ : Coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

III.3. Les Aciers

Deux caractéristiques mécaniques interviennent principalement dans les calculs : la limite d'élasticité et le module d'élasticité. Le module d'élasticité est pratiquement constant pour tous les aciers. Au contraire, la limite d'élasticité est différente suivant leur type.

Pour notre ouvrage mixte, les aciers utilisés pour la réalisation de la charpente et la dalle en béton armé sont des aciers passifs.

III.3.1. Aciers pour la charpente

Les aciers utilisés en construction métallique se caractérisent par [3]

III.3.1.1. Nuances

La nuance d'acier est définie pour les produits laminés par la limite d'élasticité, exprimée en N/mm², correspondant à celle d'une tôle d'une épaisseur inférieure à 16 mm. Ce chiffre est précédé par la lettre S (initial du mot anglais Structural steel) pour distinguer les aciers de construction des autres catégories d'acier.

La limite d'élasticité f_y spécifiée dans la norme est la valeur correspondant à la limite supérieure d'écoulement R_{eh} mesurée lors d'un essai de traction normalisé et est une valeur minimale garantie par les aciéries.

Dans le domaine des ponts pour lequel l'utilisation de poutres recomposées-soudées est très fréquente, il faut tenir compte de la réduction de la limite d'élasticité lorsque l'épaisseur des tôles qui composent la section augmente. Cette réduction est liée au fait que pour des épaisseurs des tôles plus grandes, la température de laminage est plus élevée et le refroidissement moins rapide ce qui conduit à un affinage des grains moins régulier.

Le tableau III.1 présente la diminution de la limite d'élasticité en fonction de l'épaisseur des tôles et de la nuance d'acier.

Tableau. III.1. Limite d'élasticité (en N/mm²) en fonction de l'épaisseur des tôles [3]

	$t \leq 16$ mm	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t \leq 80$	$80 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$
S235	235	225	215	215	215	195
S275	275	265	255	245	235	225
S355	355	345	335	325	315	295
S420	420	400	390	370	360	340
S460	460	440	430	410	400	-

Les aciers utilisés pour les poutres principales, entretoises, pièce de pont, contreventement et les bracons sont de nuance S355. Ils ont une limite d'élasticité $f_y=355$ N/mm².

III.3.1.2. Qualité

La notion de qualité d'un acier s'emploie pour définir l'exigence de la résistance du matériau à la flexion par choc, est une indication de sa résistance à la rupture fragile. Ce type de rupture doit être proscrit car il peut se produire à basse température pour de faible charge. Il s'agit d'une rupture pratiquement sans déformation plastique.

Le comportement de l'acier par rapport à la rupture fragile est exprimé par sa ténacité, ou capacité à absorber l'énergie nécessaire à la propagation d'une fissure. De manière industrielle pour classer un acier par rapport à la rupture fragile, on a recours à l'essai de flexion par choc qui permet de mesurer l'énergie de rupture d'une éprouvette normalisée avec une entaille en forme de V. Cette énergie de rupture est exprimée en joules ou en joules/cm². Elle est fonction de la température et de la vitesse de chargement.

Les normes définissent des classes de qualité des aciers en fixant une valeur minimale garantie de rupture en flexion par choc pour une température d'essai spécifiée. Elles sont codifiées par l'ajout de lettre et de chiffre comme l'indique le tableau III.2 [3].

Tableau III.2. Définition de la qualité selon la norme [3]

Norme	Notation	Energie de rupture en joules	Température de l'essai en °C
EN 10025-2 Acier non alliés	J	27	
	K	40	
	R		+20
	0		0
	2		-20
EN 10025-3 Acier à grains fins	N	40	-20
	L	27	-50

Par exemple, un acier de qualité K2 représente une valeur garantie de 40 joules à -20°C.

III.3.2. Aciers pour le ferrailage de la dalle

Les armatures de la dalle en béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface. Pour notre ouvrage, on utilise des aciers à haute adhérence de nuance Fe E400 avec :

- Limite d'élasticité : $f_e = 400$ MPa.
- Contrainte de rupture : $f_r = 480$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

III.3.2.1. Caractéristiques de calcul

Les caractéristiques relatives à ces armatures, à prendre en compte lors du calcul sont :

- **Limite d'élasticité « f_{su} » :**

A l'état limite ultime, la limite d'élasticité f_e est divisée par un coefficient de sécurité γ_s dans les calculs des armatures du béton armé [6] :

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

Dans laquelle, le coefficient de sécurité γ_s est pris égal à 1,15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1 (unité).

- **Contrainte limite de traction « σ_{st} » :**

Elle est relative à l'état limite d'ouverture des fissures. La forme, les dimensions et les dispositions des armatures sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage [6].

Tableau III.3. Les contraintes admissibles de traction [6]

Etat de fissuration	Etat limite de service (ELS)	Coefficient de fissuration « η »
Peu préjudiciable	Rien à vérifier	1 pour les ronds lisses (RL) 1,6 pour les armatures à hautes adhérence (HA)
Préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$	
Très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$	

- **Diagramme déformations-contraintes**

Le diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_{st}) à considérer à l'état limite ultime est défini ci-dessous :

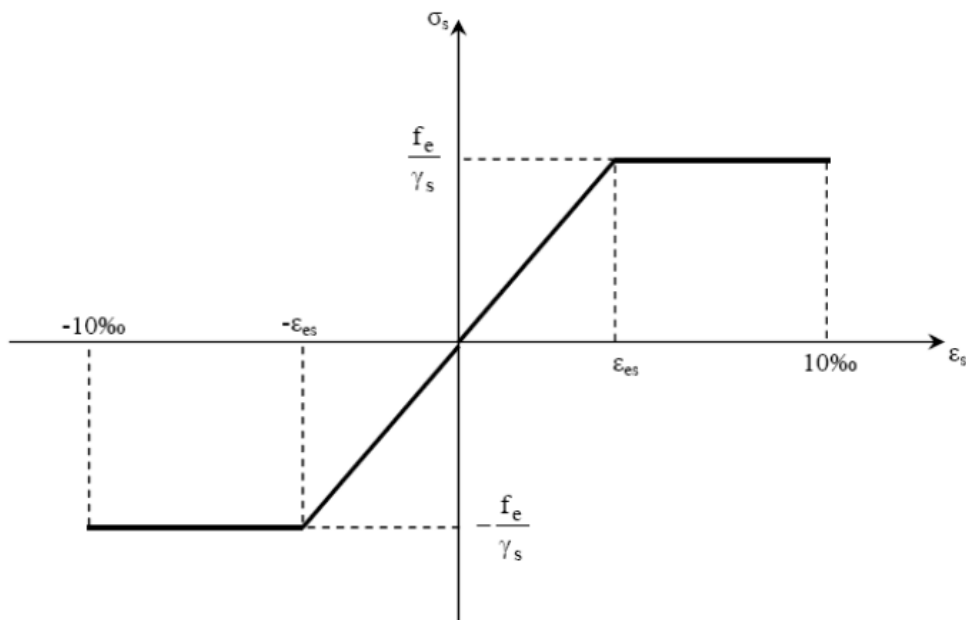


Figure III.1. Diagramme déformations-contraintes des aciers à l'état limite ultime [5]

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'acier,
- γ_s : Coefficient de sécurité des aciers,
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier,
- ε_s : Déformation élastique de l'acier.

III.4. Conclusion

Le béton à utiliser, possède une résistance caractéristique à la compression de 40 (MPa) à l'âge de 28 jours et une masse volumique de l'ordre de 2500 kg/m³. D'autre part, les aciers utilisés pour la réalisation de la dalle en béton armé sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE400, et ceux utilisés pour la réalisation de la charpente (poutres principales, pièces de pont,...etc.) sont de type S355.

Les caractéristiques des matériaux étant déterminées, on passe à la définition des charges et surcharges à appliquer sur le pont.

Chapitre 4 : Charges et surcharges

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'évaluation des différents types de charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, telles que les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

IV.2. Charges permanentes

Ces charges regroupent le poids propre du tablier (la dalle en béton armé et la charpente) ainsi que celui des éléments non structuraux (corniches, gardes corps, glissières de sécurité et revêtement de la chaussée)

IV.2.1. Poids propre de la dalle

- L'épaisseur de la dalle est : 25 cm.
- La largeur de la dalle est : 32,5 m.
- L'aire de la section de la dalle est donc : $A_{\text{dalle}} = 0,25 \times 32,5 = 8,125 \text{ m}^2$.
- Le poids volumique du béton armé est : $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$.

Donc, le poids propre de la dalle est de $G_{\text{dalle}} = 2,5 \times 8,125 = 20,312 \text{ t/ml}$

IV.2.2. Poids de la charpente

Il représente le poids des deux poutres principales et celui des autres éléments en charpente (pièces de pont, bracons métalliques, diaphragmes.. etc.).

- l'aire de la section d'une poutre :
 $A_{\text{poutre}} = (1400 \times 40) + (1500 \times 50) + (4510 \times 24) = 239240 \text{ mm}^2$
- Le poids volumique de l'acier de la charpente : $\gamma_s = 7,7 \text{ t/m}^3$

Donc,

Le poids des deux poutres est $G_{\text{poutres}} = 2 \times 239240 \times 10^{-6} \times 7,7 = 3,732 \text{ t/ml}$

La répartition linéaire du poids des éléments de contreventement transversal est de 10% de celui de la charpente principale [14] :

Donc, le poids total de la charpente est :

$$G_{\text{charpente}} = 1,1 \times P_{\text{poutres}} = 4,105 \text{ t/ml}$$

Le poids de la charpente est de $G_{\text{charpente}} = 4,105 \text{ t/ml}$

IV.2.3. Charges complémentaires permanentes

• **Glissière de sécurité**

Le poids d'une glissière de sécurité est de : 0,15t/ml. Ce qui nous donnera pour les quatre glissières : $G_{glissieres} = 0,6 \text{ t/ml}$

Le poids des quatre glissières de sécurité est de $G_{glissieres} = 0,6 \text{ t/ml}$

• **Corniche**

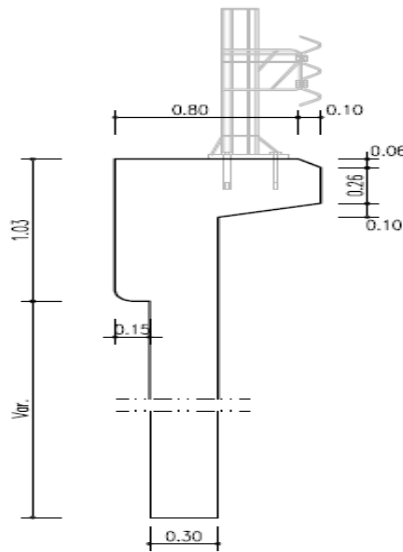


Figure.IV.1. Section transversale d'une corniche

L'aire de la section d'une corniche est :

$$A_{corniche} = 1,03 \times (0,3 + 0,15) + \frac{(0,42 + 0,32) \times (0,9 - 0,45)}{2} - \frac{0,06 \times 0,1}{2} = 0,627 \text{ m}^2$$

D'où, $G_{corniches} = 2 \times A_{corniche} \times \gamma_b = 2 \times 0,627 \times 2,5 = 3,135 \text{ t/ml}$

Le poids des corniches est de $G_{corniches} = 3,135 \text{ t/ml}$

• **Revêtement**

Le revêtement en bitume a une épaisseur de 8 cm avec une largeur de 29 mètres.

La section du revêtement est : $A_{revêtement} = 0,08 \times 29 = 2,32 \text{ m}^2$

Le poids volumique du bitume est : $\gamma_{bitume} = 2,4 \text{ t/m}^3$. [13]

D'où, $G_{revêtement} = A_{revêtement} \times \gamma_{bitume} = 2,32 \times 2,4 = 5,568 \text{ t/ml}$

Le poids du revêtement est de $G_{revêtement} = 5,568 \text{ t/ml}$

La charge permanente dans notre ouvrage est :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{charpente}} + \Sigma (\text{charges permanentes complémentaires})$$

$$= 20,312 + 4,105 + 9,303 = 33,72 \text{ t/ml}$$

Donc, la valeur de la charge permanente est de $G_{\text{total}} = 33,72 \text{ t/ml}$

IV.3. Actions thermiques

IV.3.1. Variation linéaire de la température

La variation de la température entraîne des effets directs sur les éléments structuraux des constructions. Elle leur fait subir des dilatations et des raccourcissements, ce qui cause le changement des caractéristiques des matériaux constitutifs en diminuant de leurs résistances.

Les variations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage et les températures extrêmes $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C prises pour les régions du nord de l'Algérie (climat tempéré) [13]. Ce qui donne une différence de température $\Delta T = \pm 50^{\circ}\text{C}$.

IV.3.2. Gradient thermique

Une variation linéaire de la température sur la hauteur de la section du tablier mixte en phase d'exécution est admise en tenant compte de l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage.

Le DTR [13] définit le gradient thermique en phase de construction et de service à considérer en fonction du type du tablier :

Tableau.IV.1.Gradient thermique [13]

	En phase de construction	En service
	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)
Tablier métallique	± 18	± 10
Tablier mixte	± 15	± 8
Tablier en béton	± 12	± 7

IV.4. Charge du vent

Les actions dues au vent sont introduites dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées, d'intensité égale à [13] :

- pour les ouvrages en service 2 KN/m^2 ,
- pour les ouvrages en cours de construction $1,25 \text{ KN/m}^2$.

IV.5. Surcharges d'exploitation

D'après le DTR, les différentes charges pouvant être appliquées sur notre ouvrage sont :

- **Charges routières nominales :**
 - Système de charge A ;
 - Système de charge B (Bc , Bt , Br) ;
- **Charges routières à caractère particulier :**
 - Charges militaires (Mc120, Mc80, Me120, Me80) ;
 - Charges exceptionnelles (Convois types D et convois types E) ;

Passons à la définition des différentes caractéristiques du pont.

IV.5.1. Détermination des caractéristiques du pont

Notre ouvrage est composé de deux chaussées symétriques considérées séparées. Les calculs effectués dans ce qui suit seront pour une seule chaussée.

a. Largeur roulable (l_R) : [13]

Elle est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures, elle comprend en outre la chaussée proprement dite, toutes les sur-largeurs éventuelles.

Dans notre cas, elle s'obtient en enlevant de la largeur totale du tablier, la largeur de la partie séparant les deux chaussées ainsi que la largeur des deux glissières de sécurité. Ce qui donne

$$l_{R1}+l_{R2}=(32,5-2-2\times 0,75) \text{ avec } l_{R1}=l_{R2} \text{ (deux chaussées symétriques)}$$

D'où, les valeurs des deux largeurs roulables sont..... $l_{R1}=l_{R2}=14,5 \text{ m}$

b. classe du pont :

Le DTR classe les ponts en fonction de leur largeur roulable en trois classes

Tableau. IV.2.classe du pont en fonction de la largeur roulable [13]

Classe du pont	Largeur roulable (l_R)
1	$l_R \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5 \text{ m} < l_R < 7 \text{ m}$
3	$l_R \leq 5,5 \text{ m}$

Dans notre cas on a $l_{R1}=l_{R2}=14,5 \text{ m}$, donc notre pont est rangé dans la **1^{ère} Classe**.

c. largeur chargeable (l_S) :

Elle se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,5 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière).

Pour notre ouvrage : $l_{S1}=l_{S2}=14,5-2\times 0,5$

Donc, $l_{S1}=l_{S2}=13,5 \text{ m}$ pour une chaussée.

d. nombre de voies (N):

Il est égal à la partie entière du quotient par trois de la largeur chargeable, exprimé en mètres.

$$N = E(l_s / 3) = E(13,5/3) = 4$$

Donc chaque chaussée comporte **4** voies de circulation.

e. largeur d'une voie (l_v) :

Elle est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

La largeur d'une bande d'arrêt d'urgence étant fixée à 3m, la largeur d'une voie est donc :

$$l_v = \frac{l_s - 3}{N} = \frac{13,5 - 3}{3} = 3,5 \text{ m}$$

IV.5.2. Détermination des charges de la chaussée

Les différents systèmes de charges pouvant être appliqués sur notre ouvrage sont :

IV.5.2.1. Système de charge A

Applicable pour les ponts dont les portées unitaires n'excèdent pas 200 m, il représente une charge uniforme A dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(L) par les coefficients a_1 et a_2 , donnés par la formule:

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L) \dots\dots\dots [\text{kg/m}^2]$$

Le coefficient a_1 est fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargées :

Tableau. IV.3. valeurs du coefficient a_1 [13]

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1	1	1	0,9	0,75	0,7
	2	1	0,9	-	-	-
	3	0,9	0,8	-	-	-

Pour avoir la valeur de a_1 , on charge le maximum de voies (les 8 voies) de notre pont de classe 1, ce qui nous donne : **$a_1 = 0,7$** .

Le coefficient a_2 est fonction de la classe du pont et la largeur d'une voie (l_v), il est donné par la formule :

$$a_2 = l_0 / l_v$$

l_0 : ayant des valeurs données par le tableau ci-dessous et est exprimée en mètres.

Tableau IV.4.valeurs de l_0 en fonction de la classe du pont [13]

Classe du pont	l_0 [m]
1	3.5
2	3
3	2.75

- Notre pont étant de classe 1 ($l_0 = 3,5$ m), avec une largeur d'une voie de 3,5 m

Donc, $a_2 = l_0/l_v = 1$.

On rapporte sur le tableau (IV.5) l'intensité de la charge A en fonction de la longueur chargée (L), calculée par la formule :

$$A = a_1.a_2.A(L). (l_{s1} + l_{s2}) \dots\dots\dots [t/ml]$$

$$\text{Avec, } A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application des coefficients ci-dessus, est inférieure à $(400 - 0,2 \times L)$ kg/m², expression dans laquelle la longueur chargée (L) est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

Tableau IV.5.valeurs de la charge A [t/ml]

Nombre de voies chargées	cas de chargement	longueur chargée (m)	A(L) (kg/m ²)	A (t/ml)
1 travée chargée	64	64	703,68	13,30
	76	76	639,09	12,08
2 travées chargées	64+64	128	487,14	9,21
	64+76	140	466,84	8,82
	76+76	152	449,51	8,50
3 travées chargées	64+64+76	204	396,67	7,50
	64+76+76	216	387,89	7,33
	76+76+76	228	380,00	7,18
4 travées chargées	64+64+76+76	280	353,29	6,68
	64+76+76+76	292	348,42	6,59
	76+76+76+76	304	343,92	6,50
5 travées chargées	64+64+76+76+76	356	328,80	6,21
	64+76+76+76+76	368	326,40	6,17
	76+76+76+76+76	380	324,00	6,12
6 travées chargées	64+64+76+76+76+76	432	313,60	5,93
	64+76+76+76+76+76	444	311,20	5,88
7 travées chargées	64+64+76+76+76+76+76	508	299,23	5,66

IV.5.2.2. Système de charge B

Les systèmes de charge dont il y a lieu d'examiner leurs effets sur notre ouvrage sont :

❖ **Système Bc**

Un camion type de ce système, de charge totale de 30 tonnes, comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques, dont les caractéristiques sont mentionnées sur la figure ci-dessous.

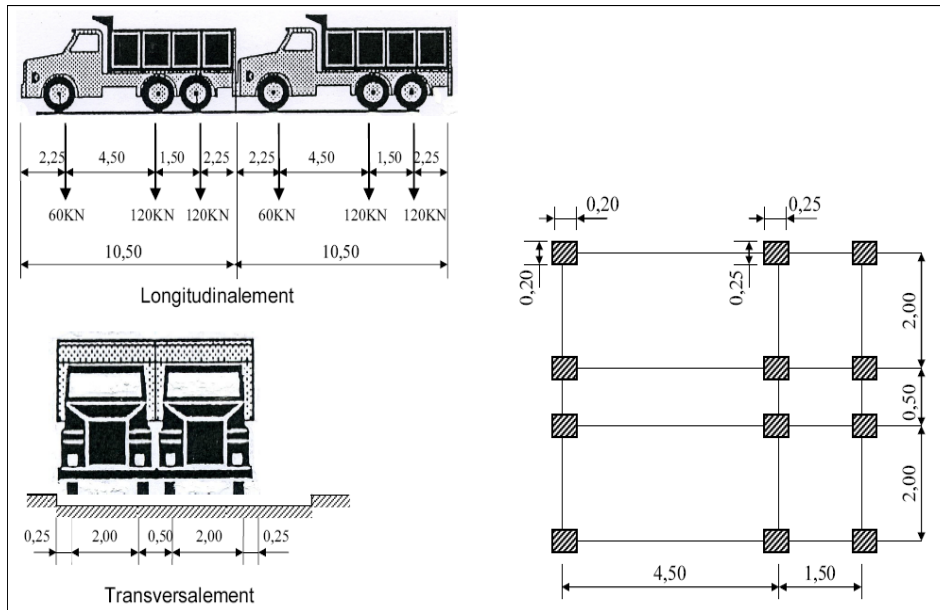


Figure. IV.2. disposition du système B_c [13]

L'intensité de la charge B_c est pondérée par un coefficient b_c, fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, et exprimée par la formule :

$$S_{Bc} = B_c \times b_c = (2 \times 30) \times N \times b_c$$

Tableau. IV.6. Valeurs du coefficient bc [13]

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

On a un ouvrage de 1^{ère} classe avec huit voies chargées (N=8), Le tableau (IV.6) donne : bc = 0,70

Donc :

$$S_{Bc} = (2 \times 30) \times N \times b_c = (2 \times 30) \times 8 \times 0,70$$

La valeur de la surcharge du système B_c est donc.....**S_{Bc} = 336 t**

❖ **Système B_t**

Un tandem de ce système est composé de deux essieux à roues simples munies de pneumatiques, il possède une charge totale de 32 tonnes (16 tonnes par essieu), et pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés sur la chaussée :

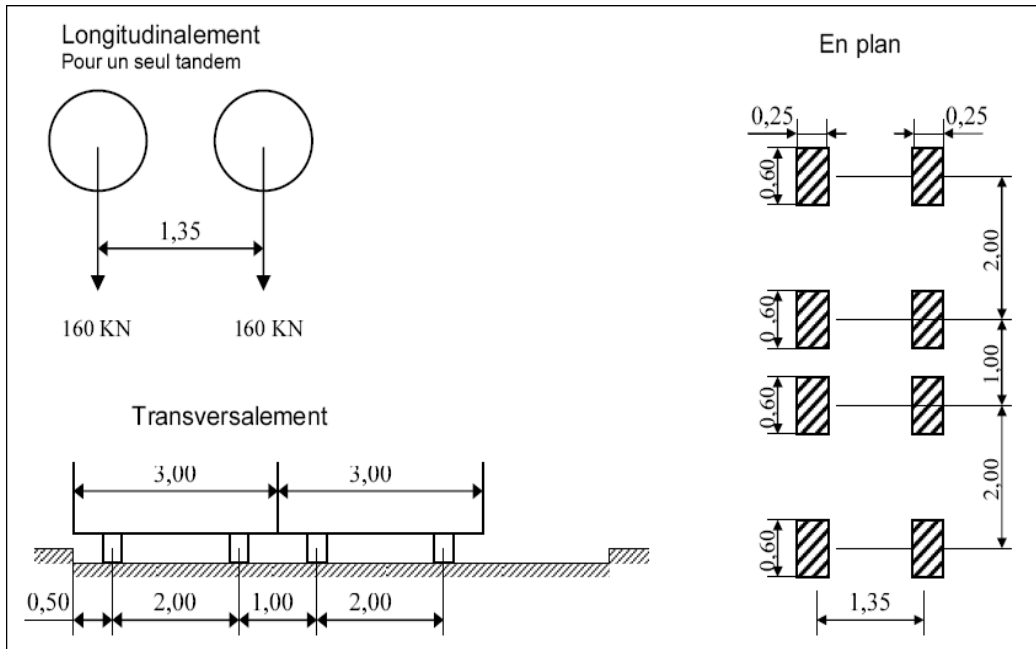


Figure IV.3. disposition du système B_t [13]

L'intensité de la charge B_t est pondérée par un coefficient b_t fonction de la classe du pont comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7. valeurs de b_t[13]

Classe du pont	b _t
Première classe	1,2
Deuxième classe	1

Pour notre ouvrage de 1ère Classe (**b_t = 1,2**) supportant 8 voies de circulation (N=8) :

$$S_{Bt} = B_t \times b_t = (2 \times 16) \times N \times b_t = (2 \times 16) \times 2 \times 1,2 = 76,8 \text{ t}$$

Alors, la valeur de la surcharge du système B_t est.....**S_{Bt} = 76,8 t**

IV.5.2.3. Surcharges militaires

Les surcharges militaires de l'une des classes M80 ou M120 peuvent être, dans certains cas, plus défavorables que celles des systèmes de charge A et B, pour cela il y a lieu d'évaluer leurs effets sur les ponts pour permettre leur circulation.

Chaque classe se compose de deux systèmes distincts Mc et Me:

- **Système Mc** : Un véhicule type de ce système comporte deux chenilles et une charge totale de 72 tonnes pour la classe M80 et de 110 tonnes pour la classe M120.

- **Système M_e** : Un véhicule type de ce système comporte deux essieux assimilés et une charge par essieu de 22 tonnes pour la classe M80 et de 33 tonnes pour la classe M120.

Le système de charge dont il y a lieu d'examiner ses effets sur notre ouvrage est :

❖ **Surcharge M_{c120}** :

La disposition et les caractéristiques de ce système de charge sont mentionnées sur la figure ci-dessous :

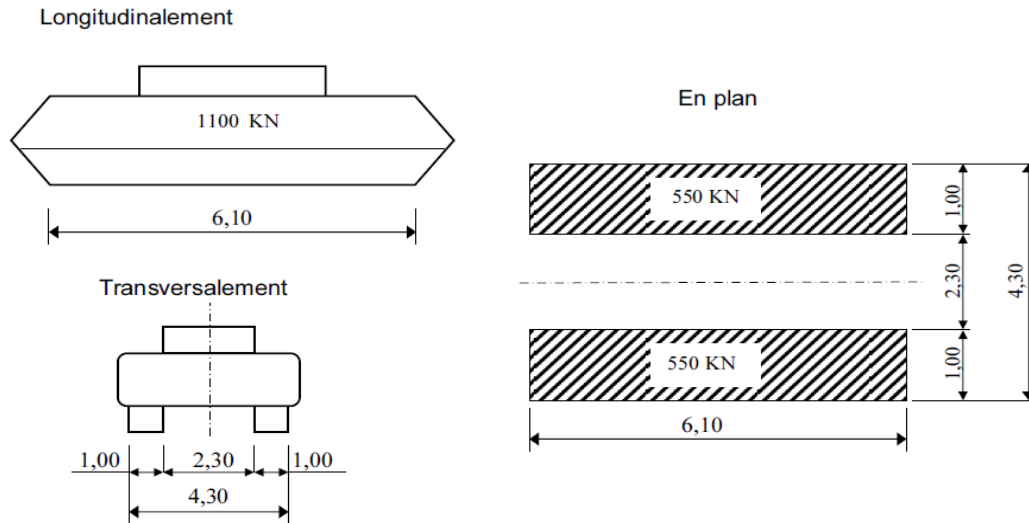


Figure. IV.4 : disposition du système M_c 120 [13]

Donc, la surcharge du système M_c 120 est $S_{Mc120} = 110 \text{ t}$

IV.5.2.4. Coefficient de majoration dynamique

Applicable aux systèmes de charge B (B_c , B_t , B_r) et aux systèmes de charges militaires M_c et M_e , il est constant pour chaque élément d'ouvrage, et il est calculé selon la formule :

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

Avec :

L : Longueur de la travée,

G : Charge permanente,

S : Surcharge maximale due aux systèmes de charge considérés (après multiplication par les coefficients b_c et b_t pour les systèmes B_c et B_t respectivement).

Pour notre ouvrage, on s'intéresse à une travée intermédiaire ($L=76 \text{ m}$).

La charge permanente de cette travée intermédiaire est obtenue comme suit :

$$G = G_{\text{total}} \times L = 33,72 \times 76 = 2562,72 \text{ t}$$

Les valeurs des surcharges B_c , B_t et M_c 120 ainsi que leurs coefficients de majoration dynamique δ sont rapportés sur le tableau (IV.8) :

Tableau. IV.8.valeurs des surcharges ($B_c, B_t, M_c 120$) et leurs coefficients de majoration dynamique

Système de charge	Intensité de la charge [t]	Coefficient de pondération	S [t]	Coefficient de majoration dynamique
B_c	480	0,7	336	1,042
B_t	64	1,2	76,8	1,029
$M_c 120$	110	-	110	1,030

IV.5.2.5. Charges exceptionnelles

Il existe deux types de convois lourds exceptionnels, le type D et le type E. Dans certains cas, l'un de ces deux types est susceptible d'être le plus défavorable que les charges des systèmes A et B.

Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10km/h, ce qui justifie l'absence d'un coefficient de majoration dynamique pour ces deux types.

➤ Convois types D :

Sont les convois types D280 ou D240, supposés circuler seuls quelque soient la largeur et la longueur du pont. Dans le sens longitudinal, ils sont disposés de façon à avoir l'effet le plus défavorable, et dans le sens transversal, leur axe longitudinal est situé à 3,5 m du bord de la largeur chargeable.

- a) **Convoi type D280** : Ce convoi comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes réparties au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé, la distance entre axes des deux rectangles est de 19 m.

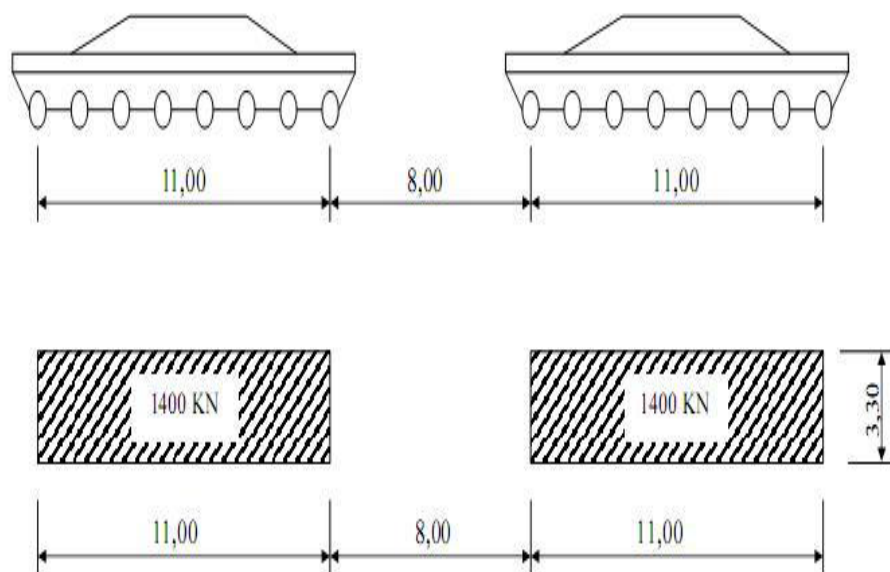


Figure IV.5. Disposition du système D280 [13]

- b) **Convoi type D240** : Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux, et de charge totale de 240 tonnes :

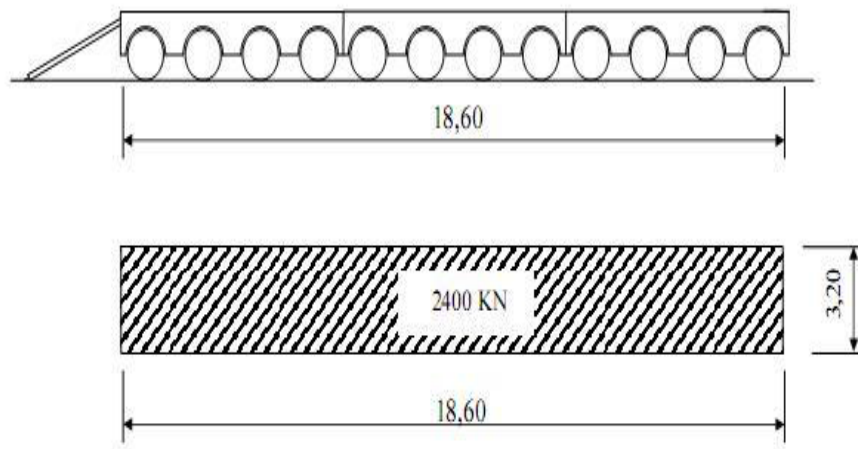


Figure IV.6. Disposition du système D240 [13]

IV.5.2.6. Efforts de freinage

Ces efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou autre sens de circulation, sont développés par les charges des systèmes A et B_c, dont leur résultante peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée. Les efforts de freinage sont à vérifier pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis.

➤ Effort de freinage sous le système A :

Cet effort est donné par la formule [13] :

$$F_A = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

Avec :

- A : Intensité de la charge du système A pour la longueur totale du pont ;
- S : Surface chargée exprimée en mètres carrés.

Pour notre ouvrage de longueur totale L=508 m :

$$S = L \times l_s = 508 \times 27 = 13716 \text{ m}^2$$

Le système A pour la longueur totale L est donnée par :

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L) = 0,7 \times 1 \times 299 = 209,3 \text{ kg/m}^2$$

On a :

$$F_A = \frac{0,209 \times 13716}{20 + 0,0035 \times 13716} = 42,153 \text{ t}$$

Alors, l'effort de freinage développé sous le système A **FA = 42,153 t**

➤ **Effort de freinage sous le système B_c :**

Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont (seize camions pour notre ouvrage), un seul est supposé freiner, dont l'essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids de 30 tonnes.

Cet effort n'est pas à majorer pour effets dynamiques, mais il est pondéré par les coefficients b_c du système B_c [13]:

$$F_{Bc} = 30 \times b_c = 30 \times 0,7 = 21 \text{ t}$$

Alors, l'effort de freinage développé sous le système B_c **F_{Bc} = 21 t**

IV.5.2.7. Forces centrifuges [13]

Ces forces sont calculées uniquement pour le cas du système B_c. Sur les ponts où la chaussée est en courbe (notre cas), tous les camions B_c disposés sur cette chaussée peuvent développer des efforts centrifuges horizontaux.

Les efforts produits par la force centrifuge sont à majorer pour effets dynamiques, et pondérés par les coefficients b_c du système B_c, ainsi cette force est donnée par :

$$F_c = \begin{cases} \frac{R+150}{6R+350} \times P_e & \dots\dots\dots \text{pour } R \leq 400 \text{ m} \\ \frac{80}{R} \times P_e & \dots\dots\dots \text{pour } R > 400 \text{ m} \end{cases}$$

Dans laquelle :

- R : rayon de l'axe de la chaussée courbe en mètres,
- P_e : poids de l'essieu du système B_c.

Nous avons R= 420 m :

$$P_e = S_{Bc} \times \delta_{Bc} = 336 \times 1,042 = 350,112 \text{ t}$$

$$F_c = \frac{80}{R} \times p_e = \frac{80}{420} \times 350,112 = 66,68 \text{ t}$$

Alors, la force centrifuge **F_c = 66,68 t**

IV.6. Combinaisons de charges

Il convient de combiner les différentes charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

Les combinaisons de charges expriment différentes répartitions des efforts appliqués (en distinguant les charges permanentes, d'exploitation et climatiques) aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre [13].

IV.6.1. Coefficients de majoration

Les valeurs des charges à considérer dans la suite des calculs sont multipliées par les coefficients du tableau ci-après dépendant de l'état limite (ultime ou de service) et de la nature de la charge appliquée

Tableau IV.9. Coefficients multiplicateurs des différentes charges [13]

Charge	ELU	ELS
Poids propre G	1,35	1
A(I)	1,5	1
B_c	1,5	1
M_{c120}	1,35	1
D240	1,35	1
D280	1,35	1
Vent	0,9	1
Surcharges de trottoirs	1,5	1
Température	0,9	0,6
Gradient thermique	0,75	1

IV.6.2. Combinaisons

Les combinaisons définies ci-après sont à considérer pour les justifications de notre ouvrage aux différents états limites, avec les notations suivantes :

- G** : l'ensemble des charges permanentes,
- A(I)** : surcharge du système A,
- B_c** : surcharge du système B_c,
- M_{c120}** : charge militaire,
- D240** : charge exceptionnelle,
- D280** : charge exceptionnelle,
- W** : vent sur ouvrage,
- ST** : surcharge de trottoirs,
- ΔT** : variation uniforme de température,
- Δθ** : gradient thermique vertical.

Tableau IV.10. les différentes combinaisons de charge [13]

Etat limite	Combinaison	N° de la combinaison
ELU	$1,35G + 1,5[A(l) + ST] + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	1
	$1,35G + 1,5[B_c + ST] + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	2
	$1,35G + 1,35M_c120 + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	3
	$1,35G + 1,35D240 + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	4
	$1,35G + 1,35D280 + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	5
	$1,35G + 1,5[A(l) + ST] + 0,9W$	6
	$1,35G + 1,5[B_c + ST] + 0,9W$	7
	$1,35G + 1,35M_c120 + 0,9W$	8
	$1,35G + 1,35D240 + 0,9W$	9
	$1,35G + 1,35D280 + 0,9W$	10
	$1,35G + 1,5W$	11
ELS	$G + [A(l) + ST] + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	12
	$G + [B_c + ST] + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	13
	$G + M_c120 + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	14
	$G + D240 + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	15
	$G + D280 + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	16
	$G + 0,6[A(l) + ST] + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	17
	$G + 0,6[B_c + ST] + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	18
	$G + \Delta T$	19
	$G + \Delta\theta$	20
	$G + W$	21

IV.7 Conclusion

Notre ouvrage est de première classe, il est composé de huit voies dont six de 3,5m de largeur et 2 bandes d'arrêt d'urgence de 3m de large chacune. Il est bordé des deux côtés par des glissières de sécurité. Il est calculé sous les systèmes de charges A, B_c, M_c120 ainsi que les convois exceptionnels D240 et D280.

Maintenant que nous avons défini les charges et les surcharges appliquées à notre ouvrage nous allons passer à l'étude en phase d'exécution.

Chapitre 5 : Etude en phase d'exécution

V.1. Introduction

Le calcul d'un pont a pour but de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau de fiabilité exigé. En effet, il doit être capable de résister, avec des marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont appliquées.

V.2. Différentes étapes de réalisation d'un pont

V.2.1. Construction des appuis (culées, piles)

La réalisation des appuis constitue une étape importante avant la pose de l'ossature métallique, elle s'effectue en deux étapes complémentaires :

- Réalisation des fondations profondes (pieux) et des semelles à la base des piles ;
- Réalisation de la partie superficielle (piles, culées et appareils d'appui).

V.2.2. Montage de l'ossature métallique

Le montage des ponts métalliques sur chantier doit être mené par du personnel hautement qualifié et soumis à une surveillance stricte lors du déroulement des opérations.

C'est la situation géographique, topographique et l'environnement de l'ouvrage qui conditionnent la méthode de mise en place de la charpente métallique.

La hauteur de notre pont étant importante (> 15 m), les engins de levage ne peuvent pas y accéder, c'est pourquoi le montage par lançage reste la solution la plus appropriée.

V.2.2.1. Principe du lançage

Le lançage est la méthode de montage la plus fréquemment utilisée. Ce procédé de mise en place consiste à faire cheminer la charpente sur les appuis jusqu'à sa position définitive, après sa reconstitution en partie sur une aire d'assemblage située à l'arrière de l'une ou des deux culées.

Pour réduire les efforts de porte-à-faux, on utilise une structure métallique provisoire appelée avant-bec fixée à l'avant de la charpente. Le lancement présente l'avantage de permettre l'assemblage de tous les éléments de poutre sur «terre ferme » offrant ainsi la possibilité de travailler dans des conditions plus faciles qu'avec d'autres méthodes de montage.

On doit toutefois s'assurer de la disponibilité d'une surface suffisante à l'arrière de la culée pour l'assemblage de la charpente (aire d'assemblage et de lançage).

Dans notre cas, il n'y a pas assez d'espace à l'arrière des culées pour l'installation de l'aire de lançage, d'où la nécessité de l'exécution d'un banc de montage sur un échafaudage près de la culée C2. Une fois l'échafaudage terminé, il servira d'aire d'assemblage et de lancement pour le reste du tablier.

Le lançage de la charpente comportera les quatre étapes suivantes

Etape 1

- Exécution sur un échafaudage d'un banc de montage de 140 mètres de long près de la culée ;
- Montage de la superstructure métallique par segments.

Etape 2

- Poussage de la superstructure métallique avec l'avant-bec.

Etape 3

- Conclusion du poussage et démontage de l'avant bec.

Etape 4

- Assemblage du restant du tablier métallique près de la Culée C2.

Les étapes citées précédemment sont illustrées dans la figure V.1

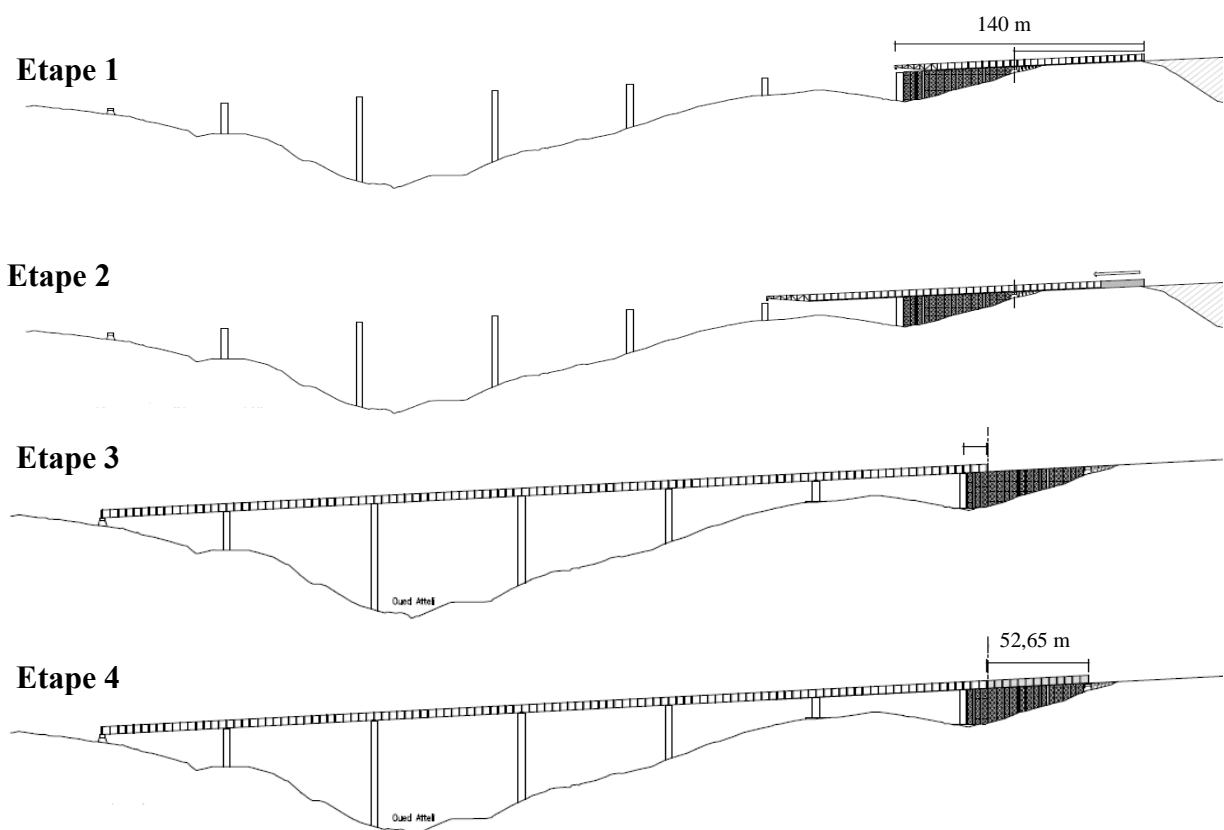


Figure. V.1. Lançage d'une charpente.

Le déplacement de la charpente peut être assuré par roulement, à l'aide de chaises à galets, ou par glissement, à l'aide de patins, l'effort nécessaire étant exercé en général par des treuils, plus rarement par des vérins avaleurs de câbles ou un bâti de poussage.

V.2.2.2. Assemblage de la charpente sur l'aire de préfabrication

Les assemblages effectués sur le chantier nécessitent une main-d'œuvre qualifiée. Cependant, ces assemblages sont susceptibles de présenter une qualité inférieure à ceux réalisés en atelier. Par conséquent, leur nombre doit être le plus petit possible.

On préfère les assemblages soudés car ils contribuent à un comportement parfaitement monolithique de la structure porteuse. Ils simplifient les travaux de peinture sur le chantier et offrent un aspect homogène de la surface des éléments de charpente métallique.

Les assemblages soudés évitent aussi la présence éventuelle d'eau ou d'humidité entre les tôles comme elle peut exister pour les assemblages boulonnés comportant des couvre-joints.

Généralement les assemblages boulonnés ne sont pas utilisés pour le montage des poutres maîtresses. Ils sont en revanche souvent prévus pour assembler des entretoises ou des contreventements aux poutres principales.

Pour notre cas (bipoutre), on commence par assembler chaque poutre principale. Ces assemblages se font par soudure bout à bout des semelles puis on termine par l'âme. (Voir figure V.2)

Puis on positionne les éléments transversaux (entretoises ou pièces de pont) et on les assemble aux tronçons de poutre par soudure de pointage. Ces éléments assurent alors la stabilité de l'ensemble et les dispositifs ayant assuré le maintien provisoire peuvent être démontés.

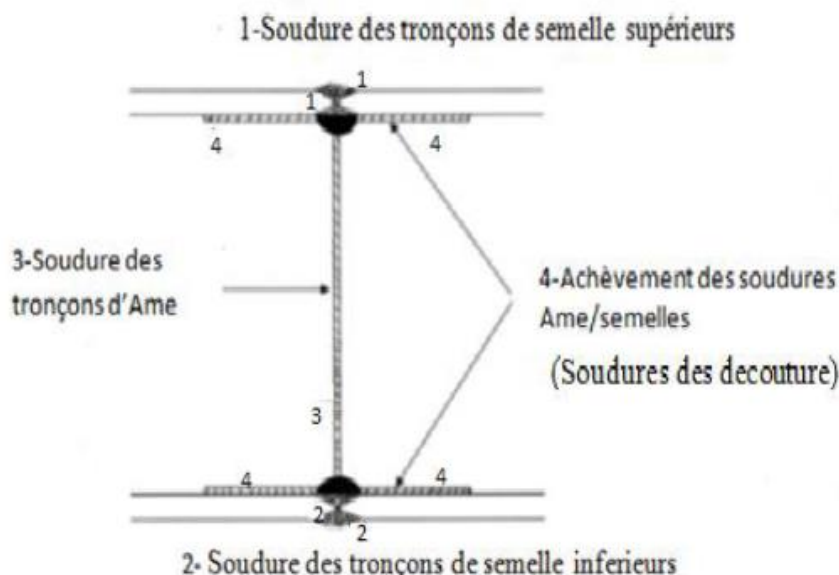


Figure. V.2. Phasage de mise en œuvre des soudures d'assemblage bout à bout des poutres d'un bipoutre.

V.2.2.3. Lancement par roulement sur chaises à galets

Elles sont constituées d'un bâti et de galets en acier, ces dispositifs permettent le roulement de la charpente avec un frottement très faible et une bonne transmission des efforts aux appuis.

Les chaises à galets articulées à leur base permettent aux galets, disposés en général par paires, d'être toujours en contact avec la membrure inférieure, quel que soit son profil en long.

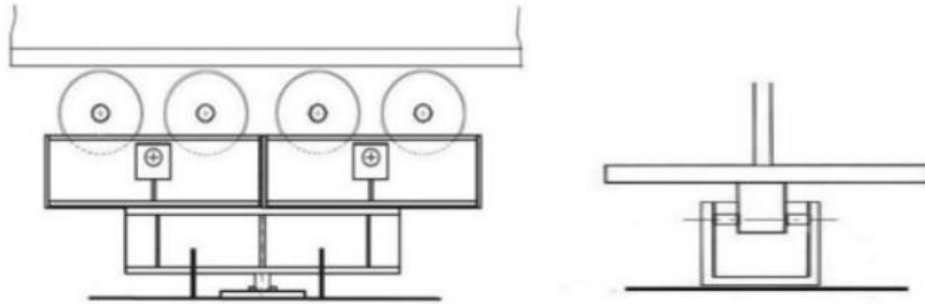


Figure. V.3. Chaises à galets

La traction de la charpente se fera par treuils (ce qu'on utilise dans la majorité des cas) ou par des vérins avaleurs de câbles.

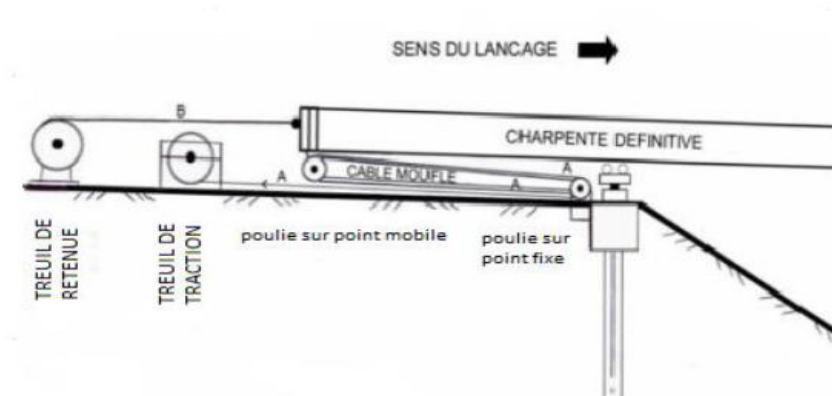


Figure. V.4. Principe de traction à l'aide d'un treuil.

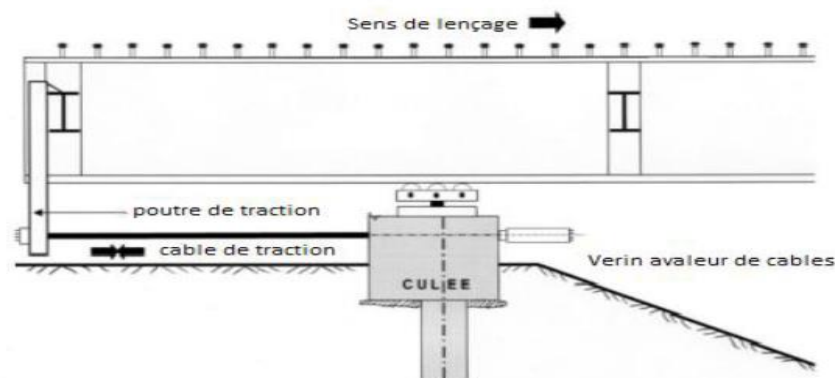


Figure. V.5. Principe de traction par vérins avaleurs de câbles.

L'effort global nécessaire au lancement d'une ossature métallique est de l'ordre de 10% de la charge déplacée. Le lancement des poutres se fait à une vitesse de l'ordre de 0.5m à 1m à la minute.

V.2.3. Réalisation de la dalle

Le coulage du béton sera effectué suivant une méthode d'exécution comprenant douze (12) phases.

V.3. Méthodologie de calcul

Pour évaluer les sollicitations pendant les différentes phases d'exécution du tablier, on a utilisé un logiciel de calcul (SAP 2000).

L'étude en phase d'exécution consiste en :

- L'application des charges permanentes dues au poids propre de la charpente métallique et de l'avant bec ce qui correspond à la première phase de construction (lancement de la charpente),
- L'application des charges permanentes dues au poids propre de la dalle, qui correspond aux phases de coulage du béton.

V.4 Calcul des sollicitations en phase de lancement

Les sollicitations à considérer en phase de lancement sont dues au poids propre de la charpente.

V.4.1. Dimensionnement de l'avant-bec

En moyenne la longueur d'un avant-bec ($\beta \times l$) pour un pont mixte est de l'ordre de 0,32L.

Dans de notre cas, la longueur de la travée étant $L=76m$, la longueur de l'avant bec sera :

$$\beta \times L = 0,32 \times 76 = 24,32 \text{ m.}$$

Nous prendrons une longueur de **24m**.

Pour ce qui est du poids de l'avant bec, il est de l'ordre d'un tiers du poids de la charpente ($\gamma=1/3$).

$$\gamma \times G_{\text{charpente}} = 4,105 / 3 = 1,37 \text{ t/ml}$$

Donc l'avant bec a un poids de **1,37 t/ml**.

L'avant bec sera équipé d'un dispositif frontal de reprise de flèche ayant les caractéristiques suivantes :

- Force totale : 4000 KN
- Amplitude totale : 2000 mm

V.4.2. Phases de lancement de la charpente

➤ Phase critique 1

Cette phase correspond à une avancée du tablier en direction de la pile P5, mais l'avant-bec n'a pas encore accosté.

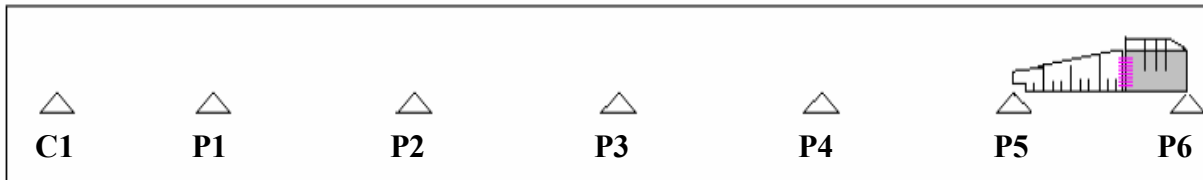


Figure. V.6. Schéma statique phase critique 1

➤ Phase critique 2

Pendant cette phase l'avant-bec a atteint la pile P5.

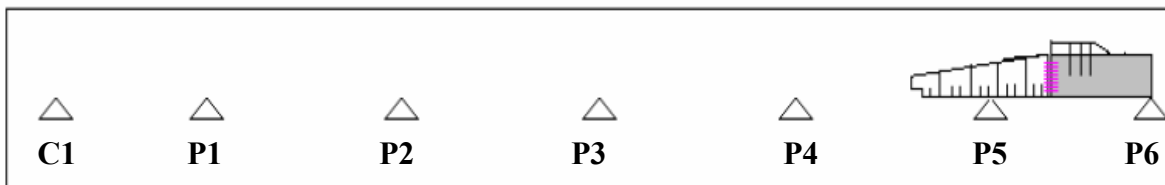


Figure. V.7. Schéma statique phase critique 2

➤ Phase critique 3

Cette phase correspond à une avancée du tablier en direction de la pile P4, mais l'avant-bec n'a pas encore accosté.

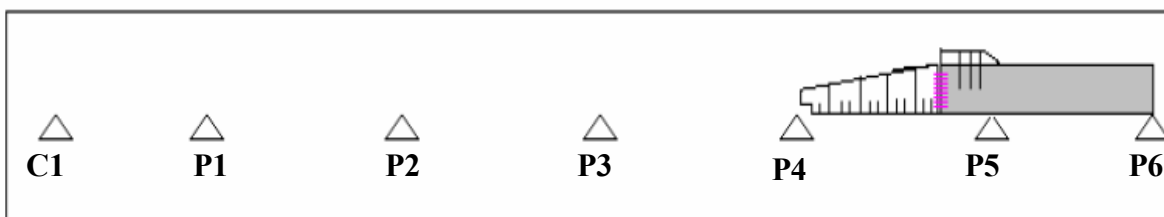


Figure. V.8. Schéma statique phase critique 3

➤ Phase critique 4

Pendant cette phase l'avant-bec a atteint la pile P4.

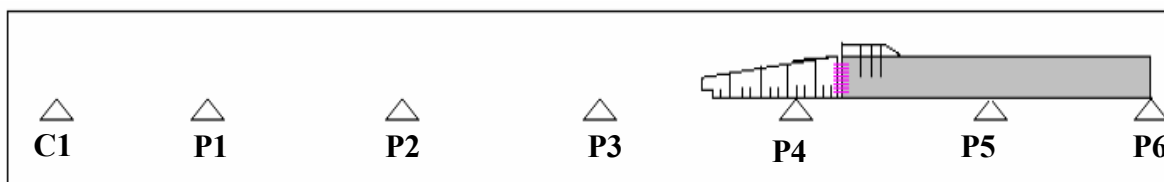


Figure. V.9. Schéma statique phase critique 4

➤ **Phase critique 5**

Cette phase correspond à une avancée du tablier en direction de la pile P3, mais l'avant-bec n'a pas encore accosté.

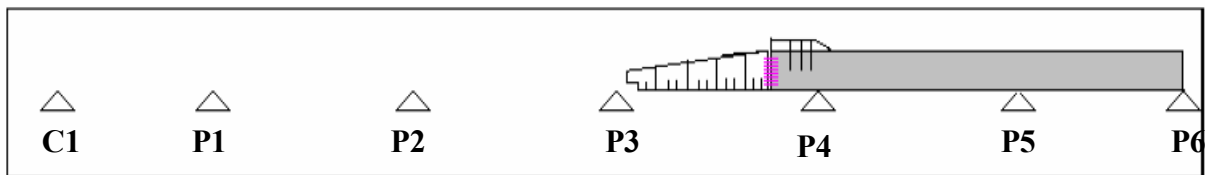


Figure. V.10. Schéma statique phase critique 5

➤ **Phase critique 6**

Pendant cette phase l'avant-bec a atteint la pile P3.

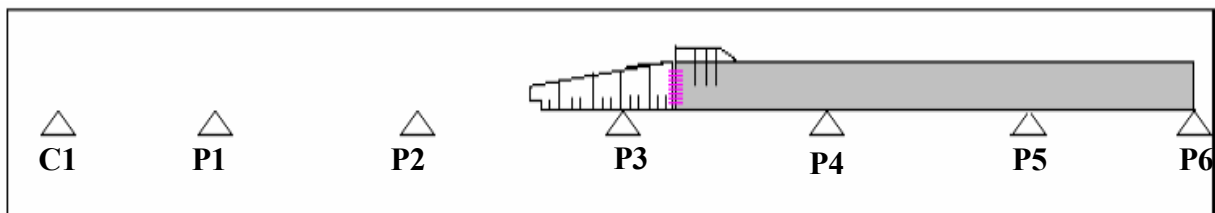


Figure. V.11. Schéma statique phase critique 6

➤ **Phase critique 7**

Cette phase correspond à une avancée du tablier en direction de la pile P2, mais l'avant-bec n'a pas encore accosté.

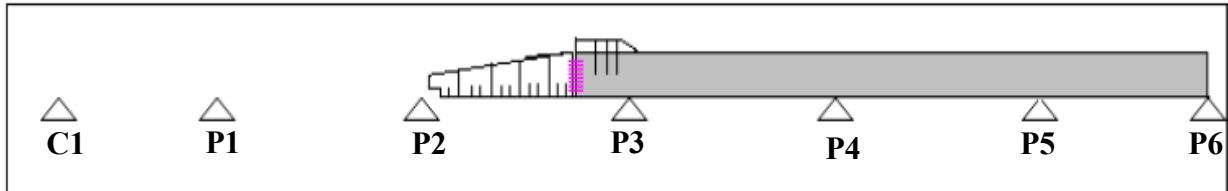


Figure. V.12. Schéma statique phase critique 7

➤ **Phase critique 8**

Pendant cette phase l'avant-bec a atteint la pile P2.

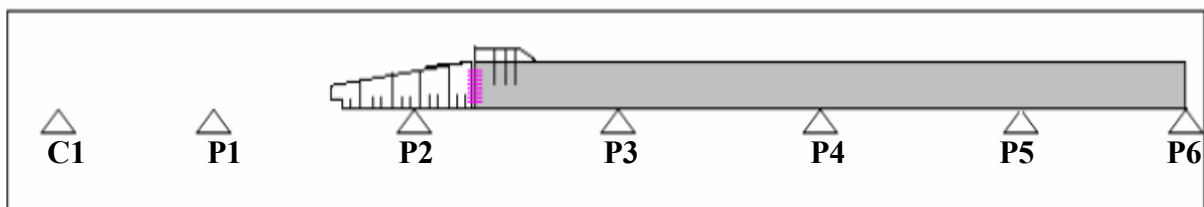


Figure. V.13. Schéma statique phase critique 8

➤ **Phase critique 9**

Cette phase correspond à une avancée du tablier en direction de la pile P1, mais l'avant-bec n'a pas encore accosté.

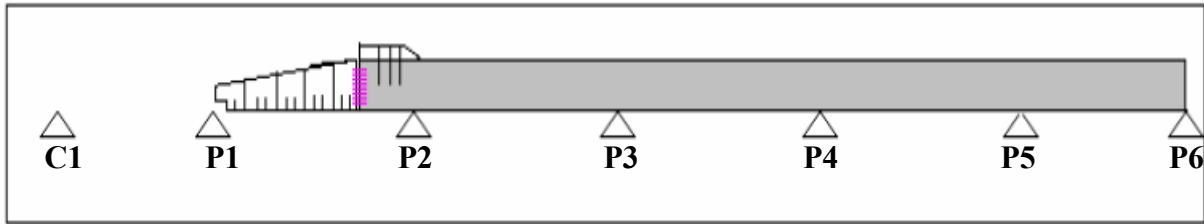


Figure. V.14. Schéma statique phase critique 9

➤ **Phase critique 10**

Pendant cette phase l'avant-bec a atteint la pile P1,

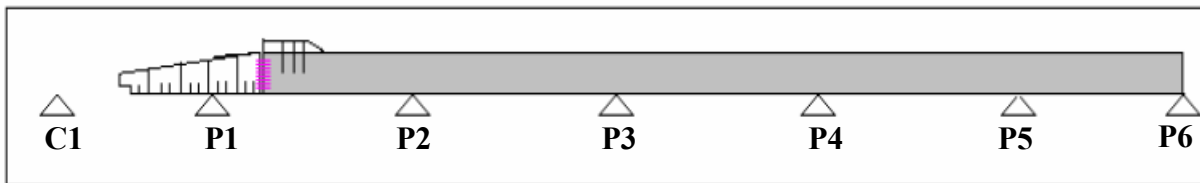


Figure. V.15. Schéma statique phase critique 10

➤ **Phase critique 11**

Cette phase correspond à une avancée du tablier en direction de la culée C1, mais l'avant-bec n'a pas encore accosté.

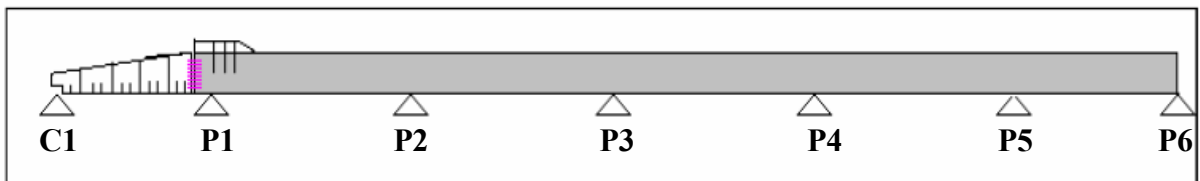


Figure. V.16. Schéma statique phase critique 11

➤ **Phase critique 12**

Pendant cette phase l'avant-bec a atteint la culée C1.

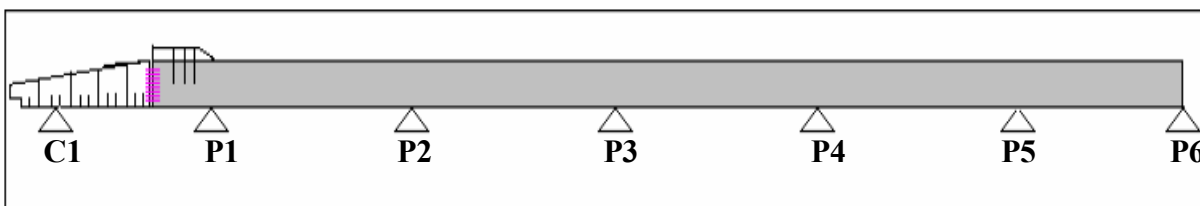


Figure. V.17. Schéma statique phase critique 12

➤ **Phase critique 13**

Pendant cette phase le lancement de la charpente est terminé.

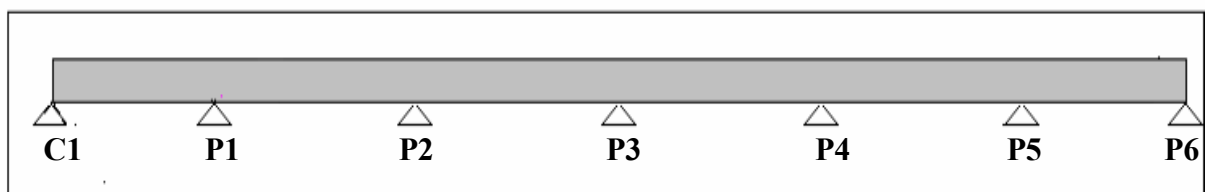


Figure. V.18. Schéma statique phase critique 13

➤ Phase critique 14

Le lancement de la charpente est terminé, nous procéderons au montage du dernier tronçon P6-C2.

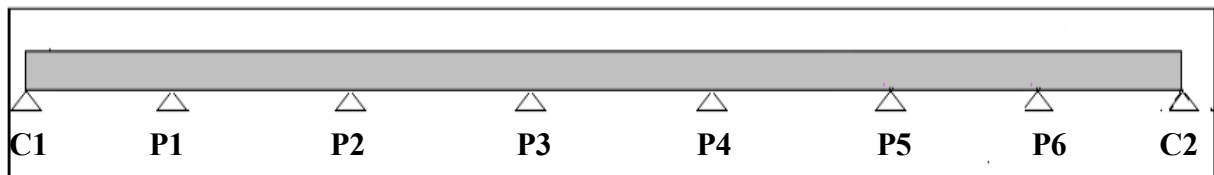


Figure. V.19. Schéma statique phase critique 14

V.5. Etude en phase de coulage de la dalle**V.5.1. Modélisation**

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- une définition de la structure,
- une définition des différentes sections de l'ouvrage,
- une définition des conditions d'appuis,
- le choix de la méthodologie de calcul,
- la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

V.5.1.1. Modélisation du tablier

Pour l'évaluation des sollicitations de chaque phase d'exécution, on a choisi l'étude d'une poutre sur le logiciel de calcul SAP2000, et on a adopté pour les différentes sections (poutres principales, entretoises) les dimensions obtenues lors du prédimensionnement. La figure V.20 illustre le modèle pris pour le calcul de notre ouvrage.

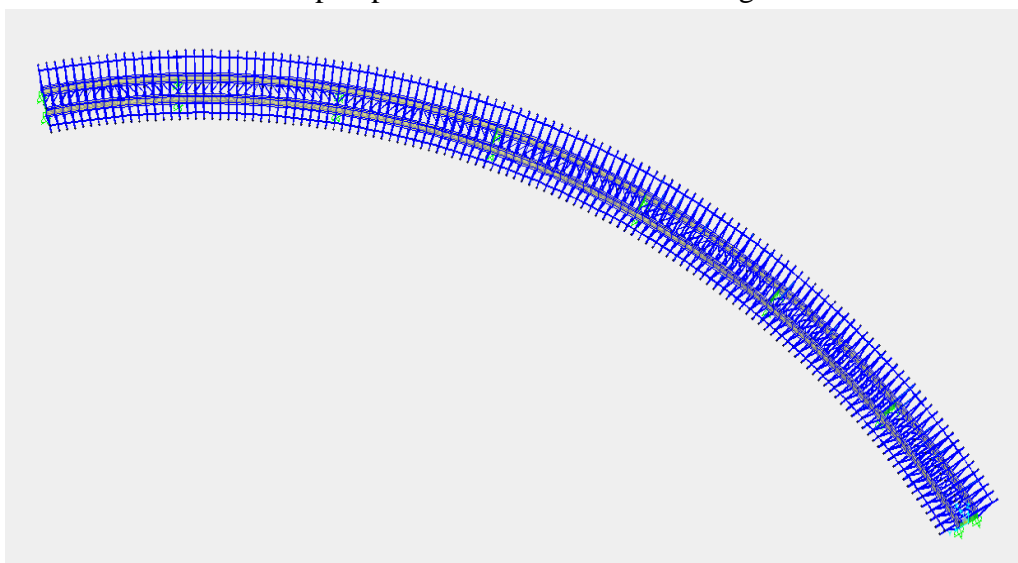


Figure.V.20.Vue en 3D du modèle de calcul

V.5.1.2. Conditions d'appui

Pour les appuis, nous avons considéré :

- des appuis doubles au niveau des piles P2 et P3. (exigence constructive vis-à-vis du séisme) ;
- des appuis simples au niveau des piles restantes (P1, P4, P5, P6) ainsi que des culées.

V.5.2. Méthode de construction

Une fois la structure métallique est totalement érigée, la dalle est coulée sur place à l'aide d'un coffrage fixe. Cette méthode d'exécution de la dalle est la plus couramment utilisée car elle s'adapte très bien aux dalles de formes particulières (dans notre cas courbe).

Du fait que la liaison acier-béton est effective dès la prise du béton (goujons soudés avant bétonnage), il est avantageux de couler le béton d'abord en travée ensuite sur les appuis intermédiaires. Cette option réduit en effet les efforts de traction dans la dalle sur appuis. Par conséquent, la fissuration transversale possible de la dalle sur les appuis intermédiaires est réduite par rapport à un bétonnage continu.

Les différentes phases de mise en œuvre de la dalle sont présentées par les schémas ci-dessous [9]:

➤ Phase 1

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau des travées C1-P1 et P1-P2,
- Le coulage de la dalle au niveau des travées C1-P1 et P1-P2 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

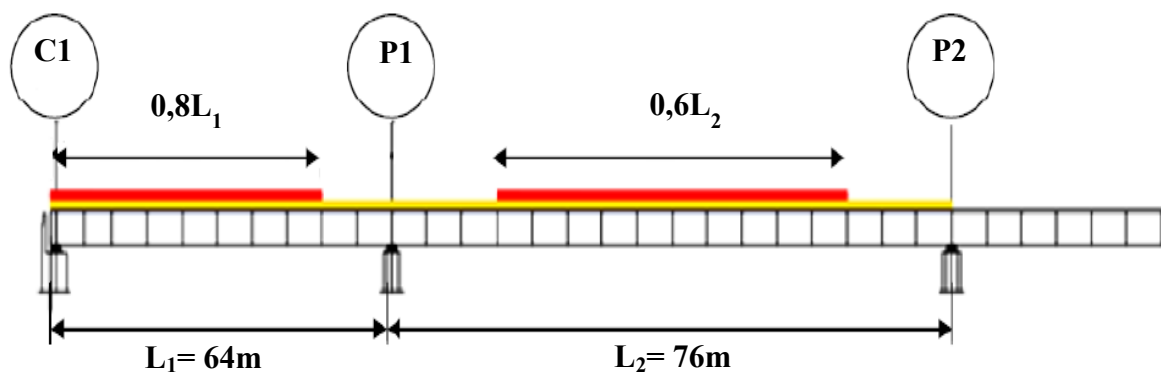


Figure.V.21.Coulage de la dalle dans les travées C1-P1 et P1-P2

➤ Phase 2

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P1 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

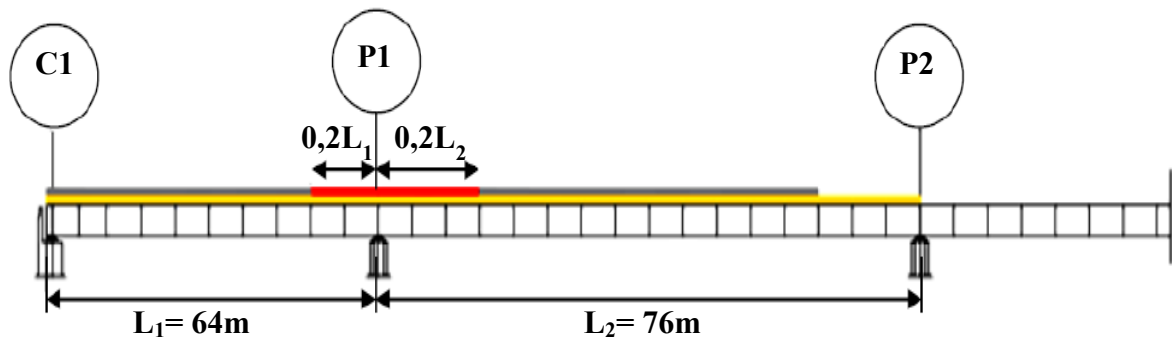


Figure. V.22. Coulage de la dalle en zone d'appui P1

➤ **Phase 3**

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau de la travée P2-P3 ;
- Le coulage de la dalle au niveau de la travée P2-P3 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

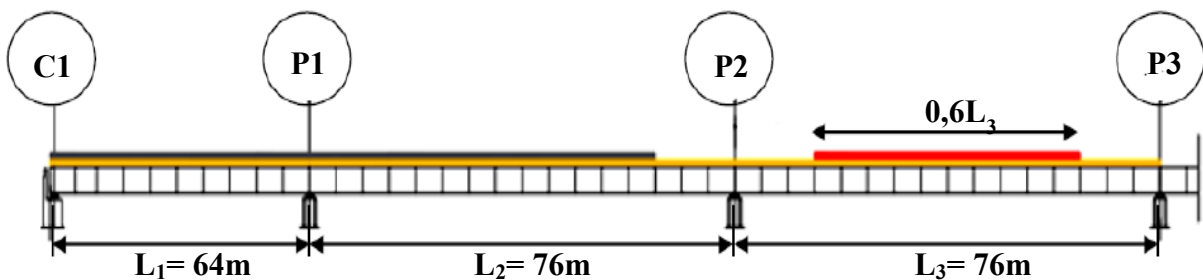


Figure. V.23. Coulage de la dalle dans la travée P2-P3

➤ **Phase 4**

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P2 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

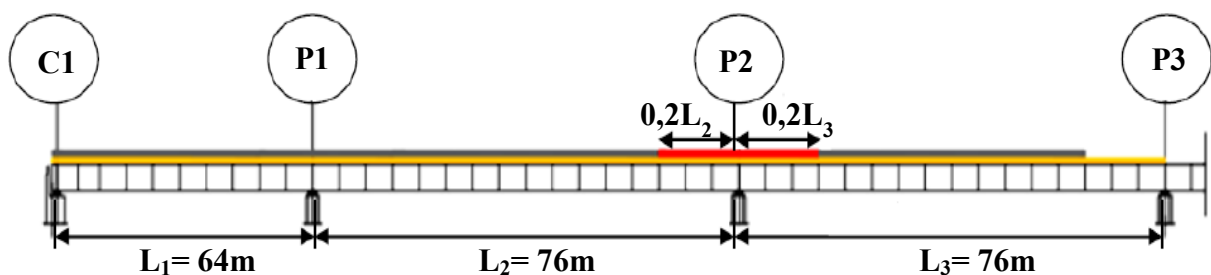


Figure. V.24. Coulage de la dalle en zone d'appui P2

➤ **Phase 5**

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau de la travée P3-P4 ;
- Le coulage de la dalle au niveau de la travée P3-P4 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

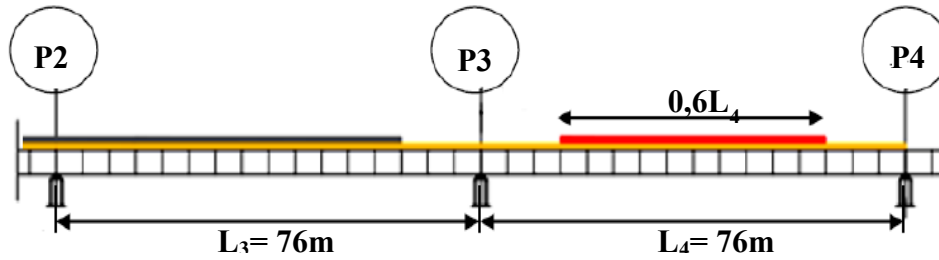


Figure. V.25. Coulage de la dalle dans la travées P3-P4

➤ Phase 6

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P3 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

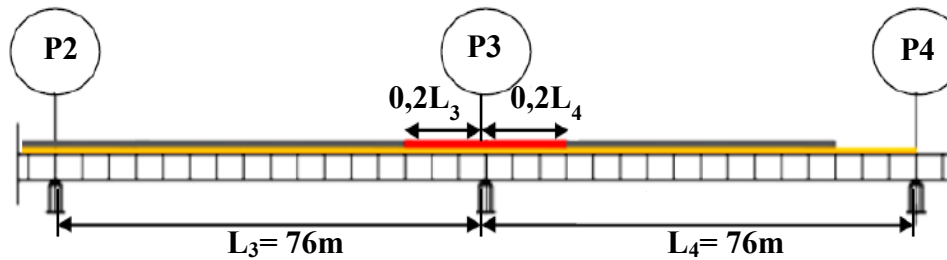


Figure. V.26. Coulage de la dalle en zone d'appui P3

➤ Phase 7

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau de la travée P4-P5 ;
- Le coulage de la dalle au niveau de la travée P4-P5 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

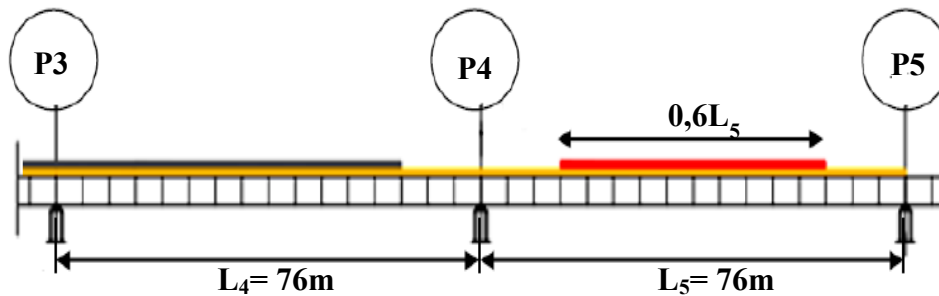


Figure. V.27. Coulage de la dalle dans la travées P4-P5

➤ Phase 8

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P4 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

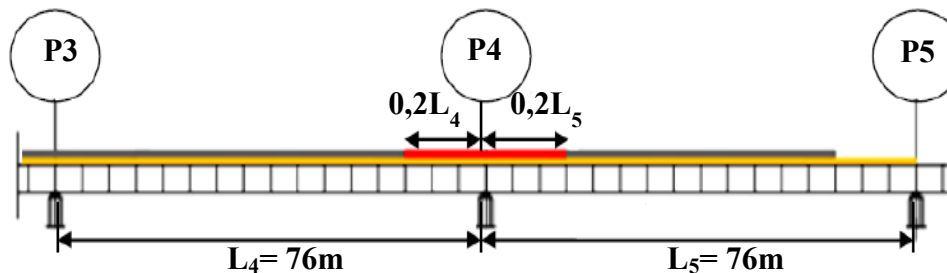


Figure. V.28. Coulage de la dalle en zone d'appui P4

➤ Phase 9

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau de la travée P5-P6 ;
- Le coulage de la dalle au niveau de la travée P5-P6 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

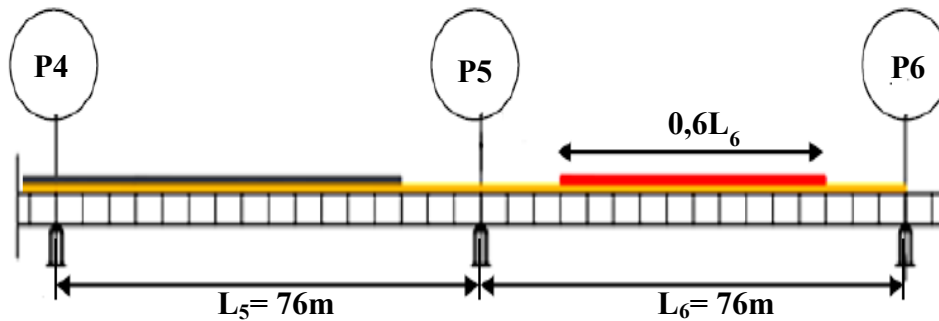


Figure. V.29. Coulage de la dalle dans la travées P5-P6

➤ Phase 10

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P5 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

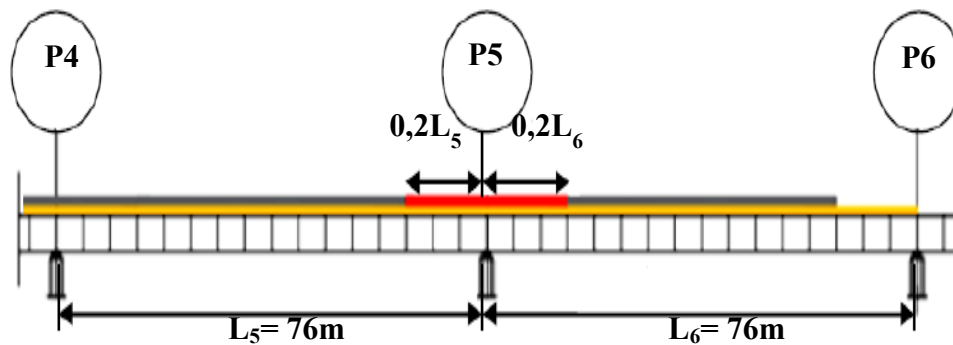


Figure. V.30. Coulage de la dalle en zone d'appui P5

➤ Phase 11

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau de la travée P6-C2 ;
- Le coulage de la dalle au niveau de la travée P6-C2 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

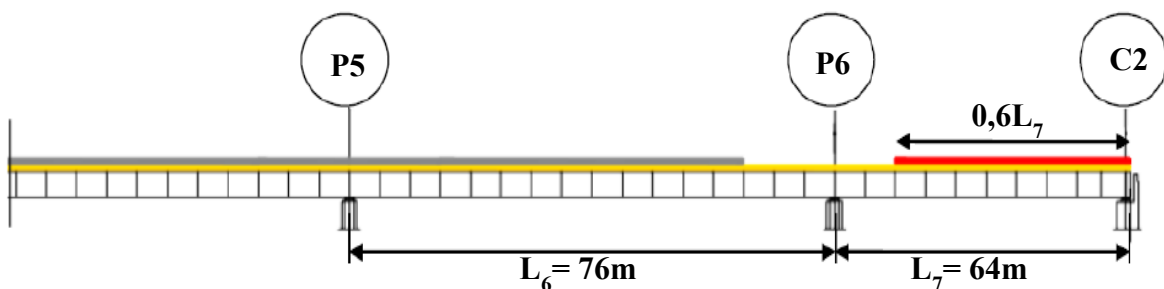


Figure. V.31. Coulage de la dalle dans la travées P6-C2

➤ Phase 12

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P6 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

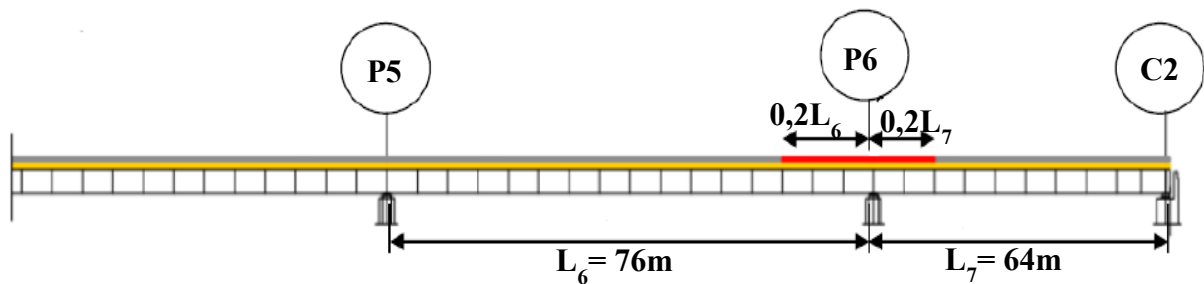


Figure. V.32. Coulage de la dalle en zone d'appui P6

V.6. Evaluation des sollicitations

Les sollicitations dues au poids propre du tablier obtenues pour chaque phase de construction sont représentées sur les tableaux ci-après :

Tableau. V.1. Sollicitations et déformations des différentes phases de mise en place de la structure métallique

Phases de construction	Sollicitations				Déformations
	Moment fléchissant dans les poutres principales		Effort tranchant dans les poutres principales		Déflection de l'avant bec
	$M_{max}[\text{KN.m}]$	$M_{min}[\text{KN.m}]$	$T_{max}[\text{KN}]$	$T_{min}[\text{KN}]$	$U_{3\text{Avant bec}}[\text{mm}]$
Phase 1	0	- 47336,43	+ 1621,21	- 1592,72	- 686,21
Phase 2	+ 11893,21	- 17155,92	+ 1188,12	- 1260,00	16,02
Phase 3	+ 11279,16	- 44643,65	+ 1511,62	- 1496,31	-669,56
Phase 4	+ 11234,62	- 15609,34	+ 1029,01	- 1172,94	13,23
Phase 5	+ 9655,24	- 44643,65	+ 1514,55	- 1496,35	- 668,46
Phase 6	+ 11199,31	- 15694,64	+ 1035,21	- 1174,17	- 13,64
Phase 7	+ 11041,61	- 44643,63	+ 1513,22	- 1496,31	- 668,46
Phase 8	+ 11208,94	- 15672,97	+ 1033,45	- 1173,72	13,42
Phase 9	+ 9743,82	- 44643,74	+ 1513,54	- 1496,38	- 668,82
Phase 10	+ 11206,44	- 15678,97	+ 1033,83	- 1173,82	13,52
Phase 11	+ 7927,77	- 28398,73	+ 1244,42	- 1181,03	-310,20
Phase 12	+ 7096,65	- 12697,91	+ 984,75	- 1005,63	- 5,03
Phase 13	+ 7762,75	- 12935,20	+ 1027,89	-1027,89	-
Phase 14	+ 10957,91	- 17534,48	+ 1321,21	- 1330,49	-

La déflexion maximale de l'avant du tablier lors de l'opération de lancement de la charpente est de 686 mm < 2000 mm (amplitude maximale du dispositif de reprise de flèche).

Tableau. V.2. Sollicitations des différentes phases de Coulage de la dalle

Phases de construction	Sollicitations				
	Moment fléchissant dans les poutres principales		Effort tranchant dans les poutres principales		Effort normal dans les bracons
	M_{max} [KN.m]	M_{min} [KN.m]	T_{max} [KN]	T_{min} [KN]	N_{max} [KN]
Phase 1	+ 22461,24	- 54042,92	+ 4255,48	- 4106,99	- 446,51
Phase 2	+ 20344,21	- 41500,57	+ 5182,83	- 5363,06	- 561,59
Phase 3	+ 20228,93	- 55572,47	+ 5128,74	- 5138,53	- 556,45
Phase 4	+ 19442,97	- 44877,05	+ 5106,89	- 5418,45	- 568,34
Phase 5	+ 23739,39	- 51801,82	+ 5088,98	- 4949,82	- 555,38
Phase 6	+ 20492,59	- 43022,96	+ 5078,43	- 5446,41	- 591,31
Phase 7	+ 23671,66	- 52168,01	+ 5082,57	- 4931,96	- 578,13
Phase 8	+ 21105,20	- 41256,01	+ 5083,96	- 5396,71	- 574,97
Phase 9	+ 23439,91	- 51878,32	+ 5082,90	- 4937,66	- 575,24
Phase 10	+ 20959,78	- 40924,89	+ 5082,55	- 5370,57	- 577,55
Phase 11	+ 22426,92	- 48126,13	+ 5082,77	- 5003,44	- 578,11
Phase 12	+ 19737,45	- 43187,38	+ 5082,84	- 5130,22	- 577,68

Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de quelques phases, obtenus en utilisant le logiciel SAP2000, sont présentés ci-dessous :

➤ Diagrammes du moment fléchissant :

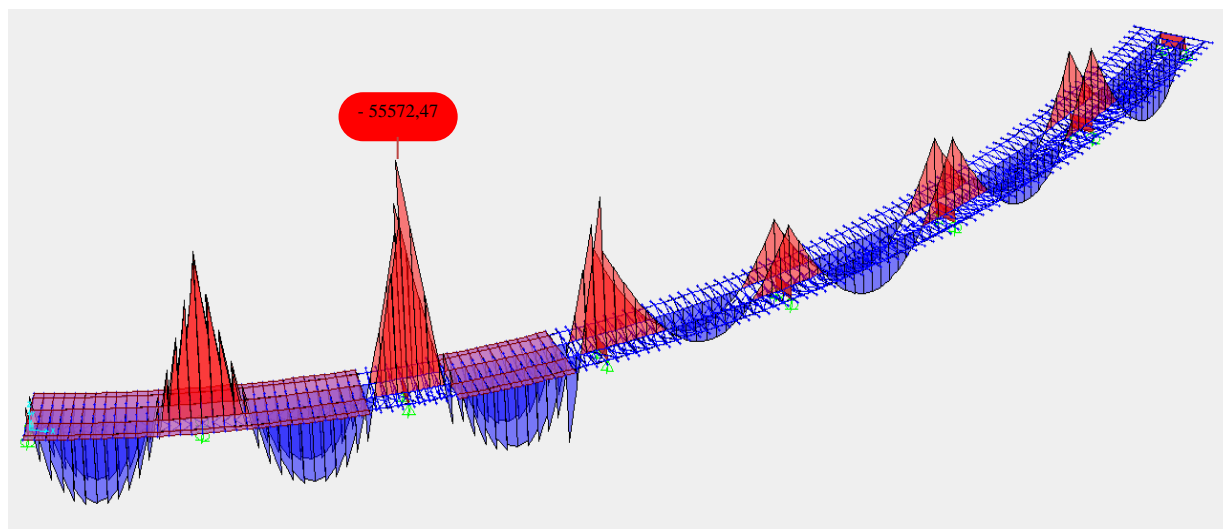


Figure. V.33. Diagramme du moment fléchissant de la phase 3 (M_{min})

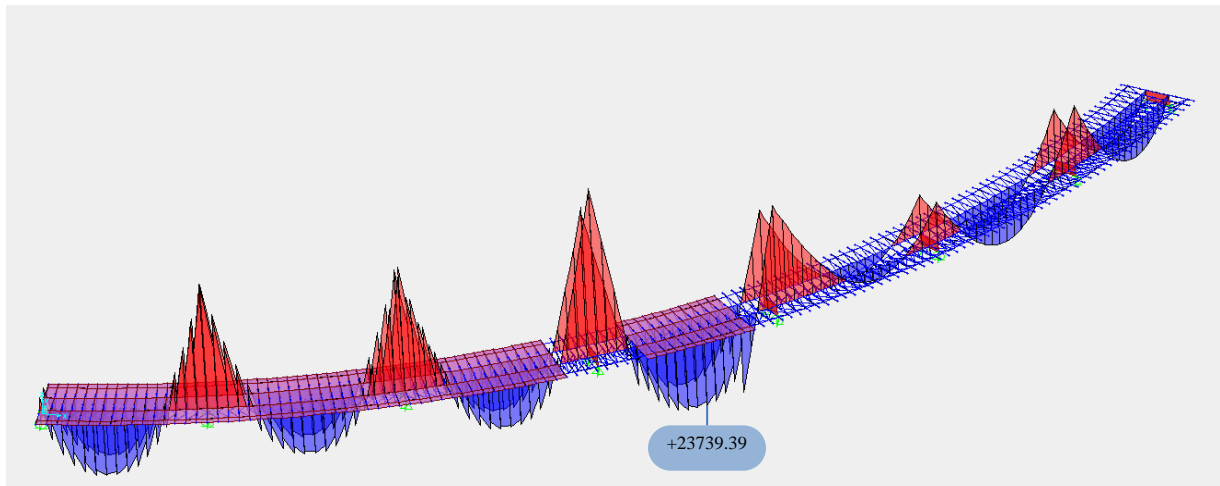


Figure. V.34. Diagramme du moment fléchissant de la phase 5 (M_{max})

➤ Diagrammes de l'effort tranchant:

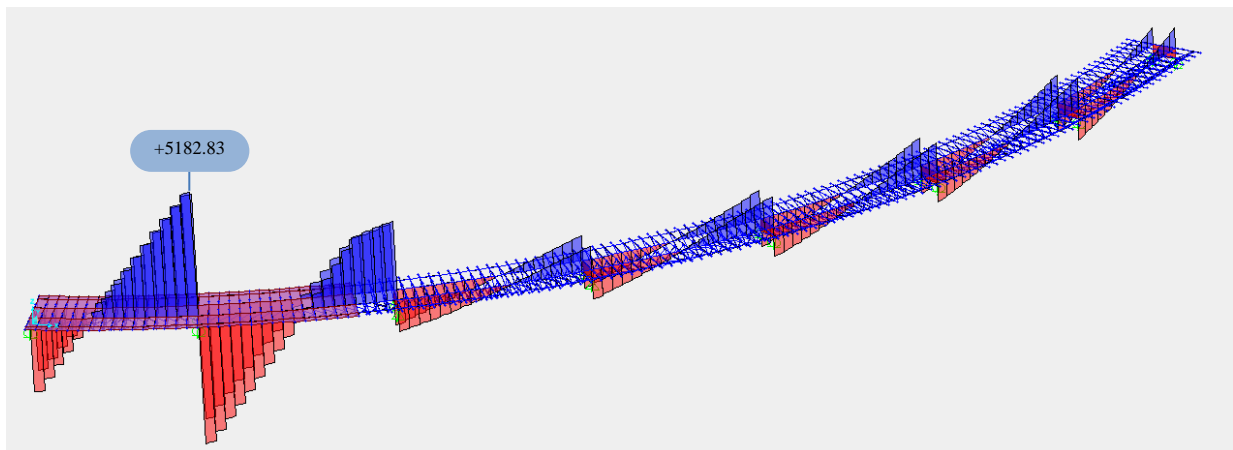


Figure. V.35. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 2 (T_{max})

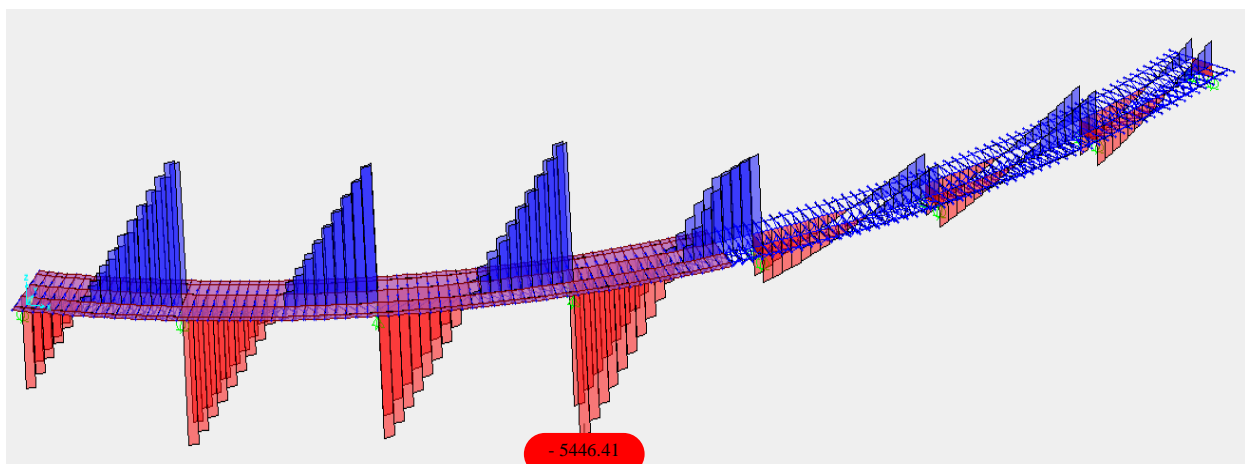


Figure. V.36. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 6 (T_{min})

Remarque

Les diagrammes des sollicitations des autres phases sont donnés en annexes 1 et 2.

Après l'évaluation des sollicitations, on va procéder aux vérifications des contraintes normales et de cisaillement, au voilement et au déversement.

V.7. Les différentes étapes de vérification**V.7.1. Etape 1 : Vérification des contraintes****➤ Contraintes normales**

Les contraintes normales dans la semelle supérieure σ_s et la semelle inférieure σ_i sont les contraintes de compression et de traction, $\bar{\sigma}$ est la contrainte admissible :

$$\text{Nous avons : } \sigma_s = \frac{M_{max}}{W}, \quad \sigma_i = \frac{M_{max}}{W'} \text{ et } \bar{\sigma} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- M_{max} : Moment maximal,
- W et W' : Modules de résistance,
- γ_{M0} : Coefficient de sécurité,
- f_y : Limite d'élasticité.

Nous devons vérifier que : σ_s (ou σ_i) $\leq \bar{\sigma}$

➤ Contraintes de cisaillement

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme de la poutre à vérifier, la contrainte de cisaillement maximale de l'âme est donnée par :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_{ame}}$$

On doit vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$

Avec :

- T_{max} : Effort tranchant maximal.
- $A_{âme}$: Aire de l'âme.
- $\bar{\tau}$: Contrainte admissible de cisaillement.

V.7.2. Etape 2 : Vérification au déversement des poutres principales [10]

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique qui se produit lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement. Il existe une valeur critique du moment de flexion, pour laquelle la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

Le déversement se produit par rapport à l'axe d'inertie forte. Une barre ne se déverse pas si le moment maximal M qu'elle encaisse est inférieur au moment résistant (M_{brd}) :

$$M \leq M_{brd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

M_{brd} : La résistance de calcul d'un élément fléchi non maintenu latéralement au déversement,

χ_{LT} : Coefficient de réduction spécifique au déversement,

$W_{el,y}$: Module de flexion élastique,

f_y : Limite élastique,

γ_{M1} : Facteur partiel de sécurité en instabilité élastique ($\gamma_{M1} = 1,0$).

Pour les barres fléchies à section constante, il convient de déterminer la valeur de χ_{LT} en fonction de l'élançement réduit λ_{LT} , à l'aide de la formule suivante :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}, \text{ où } \Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection, qui correspond à la courbe de déversement appropriée, est donné dans le tableau ci-dessous.

Tableau. V.3 Facteur d'imperfection et critères de choix de la courbe de déversement

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Section transversale	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	-	d

L'élançement réduit λ_{LT} se définit par la formule suivante : $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$ pour un calcul élastique.

M_{cr} est le moment critique pour le déversement élastique, calculé sur la base des propriétés de la section transversale brute en tenant compte des conditions de chargement et de la distribution réelle des moments.

Le moment critique de déversement M_{cr} est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right]$$

Avec :

I_y : Inertie de flexion suivant y,

I_z : Inertie de flexion suivant z,

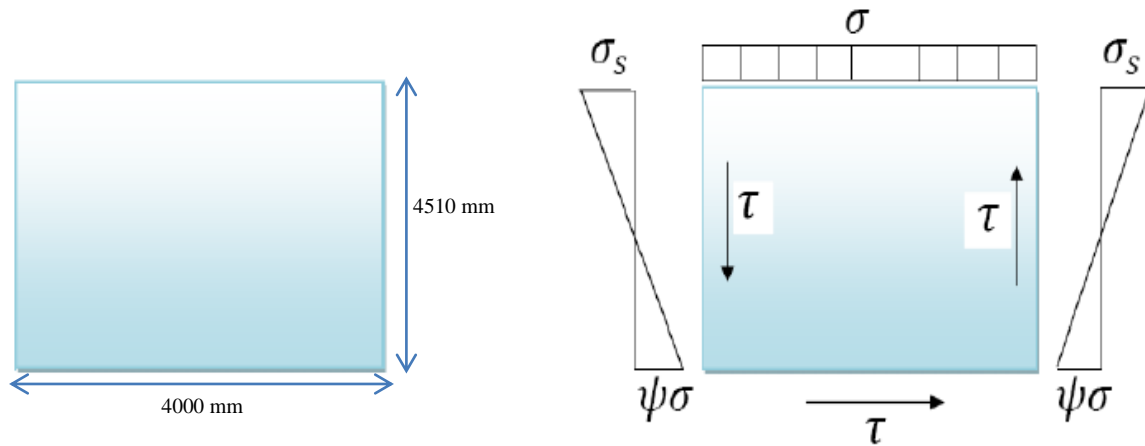


Figure. V.38. Contraintes dans l'âme de la poutre

Nous vérifierons le voilement en utilisant la méthode post-critique définie par Eurocode3.

Si la condition suivante est vérifiée, alors il n'y a pas risque de voilement :

- $\frac{d}{t_w} \leq 69 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ pour des âmes sans raidisseurs (excepté ceux sur appuis)
- $\frac{d}{t_w} \leq 30 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{K_\tau}$ pour des âmes comportant des raidisseurs transversaux intermédiaires

Dans le cas contraire, le voilement risque de se produire, et on doit vérifier que :

$$V \leq V_{ba,Rd} = \frac{d t_w \tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

V : Effort tranchant de calcul,

$V_{ba,Rd}$: Résistance de calcul de l'âme au voilement par cisaillement,

τ_{ba} : Contrainte moyenne de cisaillement (contrainte post-critique simple), et qui est fonction de l'élançement de l'âme,

$\bar{\lambda}_w$: Elançement de l'âme, tel que $\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr}}}$,

τ_{cr} : Résistance critique élastique au voilement par cisaillement,

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{E \pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{d}\right)^2.$$

d : Hauteur d'âme entre semelles,

t_w : Epaisseur de l'âme,

K_τ : Coefficient de voilement par cisaillement dont la valeur est en fonction de α , $\alpha = \frac{a}{d}$ (voir tableau V.5),

a : Distance entre les raidisseurs transversaux,

a' : Longueur de la plaque.

Tableau. V.4. Valeurs du coefficient de voilement par cisaillement (k_τ)

Raidisseurs transversaux intermédiaires		k_τ
sans	$\alpha = a' / d < 1$	$k_\tau = 5,35 + (4/\alpha^2)$
	$\alpha = a' / d \geq 1$	$k_\tau = 4 + (5,35/\alpha^2)$
avec	$\alpha = a / d < 1$	$k_\tau = 5,35 + (4/\alpha^2)$
	$\alpha = a / d \geq 1$	$k_\tau = 4 + (5,35/\alpha^2)$

Tableau. V.5. Valeurs de contrainte post-critique simple (τ_{ba})

$\bar{\lambda}_w$	$\bar{\lambda}_w \leq 0,8$	$0,8 \leq \bar{\lambda}_w < 1,2$	$\bar{\lambda}_w \geq 1,2$
τ_{ba}	$\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$	$[1 - 0,625(\bar{\lambda}_w - 0,8)] \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$	$\frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$

V.7.4. Etape 4 : Vérification des bracons au flambement [10]

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure, qui soumise à un effort normal de compression, a tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Le flambement se produit par flexion d'une barre simplement comprimée. Une barre ne flamblera pas si la compression maximale N à laquelle elle est soumise, est inférieure à $N_{b,Rd}$.

$$N \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance de calcul au flambement,

N : Effort normal de compression,

χ : Coefficient de réduction,

β_A : Coefficient des sections transversales [$\beta_A = 1$ pour les sections de classes 1 à 3

$\beta_A = A_{eff}/A$ pour les sections de classe 4 (A_{eff} = aire efficace)],

A : Section brute (section calculée avec les dimensions nominales sans déduction des trous éventuels),

f_y : Limite élastique,

γ_{M1} : Facteur partiel de sécurité en instabilité élastique. $\gamma_{M1} = 1,0$.

Le coefficient de réduction est donné par des abaques (figure V.39) en fonction de la courbe de flambement et de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ défini par la formule suivante :

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A}{I}} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Pour rappel, la longueur de flambement se déduit de la longueur de l'élément étudié et des conditions limites (tableau V.6)

Tableau. V.6.la longueur de flambement en fonction des conditions

Liaison extrémités	Longueur de flambement L_{cr}
	$L_{cr} = 1 \times L$
	$L_{cr} = 0,5 \times L$
	$L_{cr} = 0,7 \times L$
	$L_{cr} = 2 \times L$

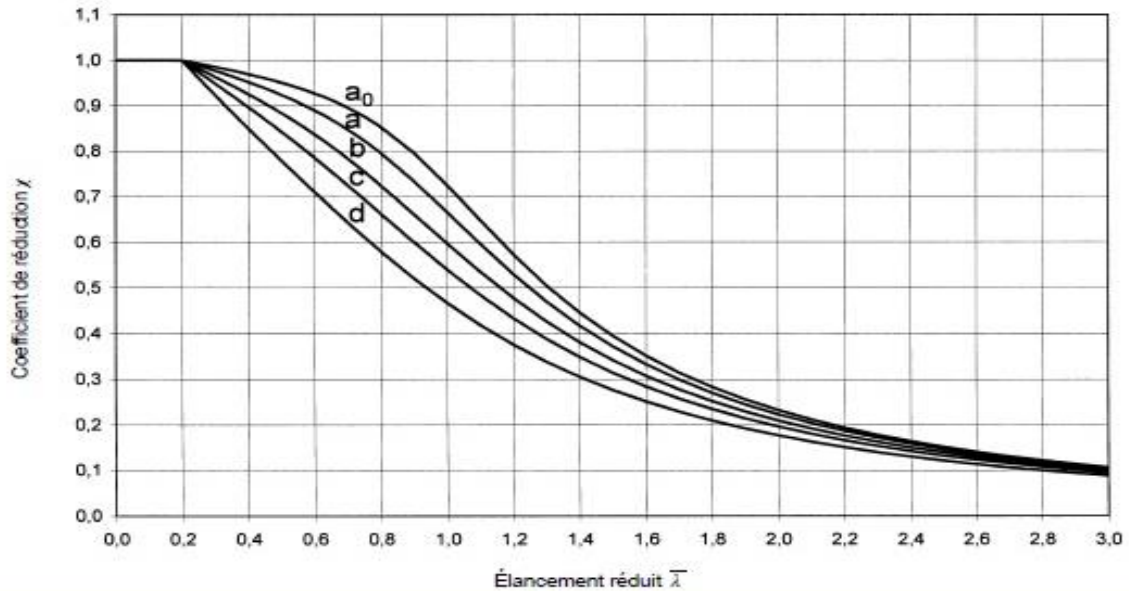


Figure. V.39. abaque donnant χ en fonction de l'élancement réduit [10]

Enfin, pour lire le coefficient de réduction χ , il est nécessaire de se référer au tableau V.7 ci-dessous pour connaître la courbe à lire (a₀, a, b, c ou d).

Tableau. V.7.Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Sections en I laminées		$nb > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	z-z	b
		$nb \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b
			$t_f > 100 \text{ mm}$	z-z	c
Sections en I soudées		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	z-z	c	
Sections creuses		Finies à chaud	Quelconque	a	
		Formées à froid	Quelconque	c	

Remarque

Le flambement peut être négligé pour un élancement réduit $\bar{\lambda}$ inférieur ou égal à 0,2 ($\bar{\lambda} \leq 0,2$).

V.8. Vérification de la poutre en I

La vérification se fera en suivant les étapes 1,2 et 3 citées précédemment.

V.8.1.Etape 1 : Vérification des contraintes➤ **Contraintes normales :**

$$\bar{\sigma} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{W} = \frac{55,572}{0,346} = 160,613 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_i = \frac{M_{max}}{W'} = \frac{55,572}{0,403} = 137,89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}$$

✓ Les contraintes normales sur appui sont vérifiées.

➤ **Contraintes de cisaillement:**

$$\bar{\tau} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = \frac{355}{1,0 \times \sqrt{3}} = 204,95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_{ame}} = \frac{5,446}{4,510 \times 0,024} = 50,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}$$

✓ les contraintes de cisaillement sont vérifiées.

V.8.2.Etape 2 : Vérification au déversement des poutres principales

$$I_y = 0,8572 \text{ m}^4.$$

$$I_z = 0,02321 \text{ m}^4.$$

$$I_t = 1,1163 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$I_w = 0,1149 \text{ m}^6.$$

$$W_{el,y,inf} = 0,4029 \text{ m}^3 .$$

$$C_1=1,28 ; C_2=1,56 ; C_3=0,75.$$

$$k=1 ; k_w= 1.$$

$$Z_a= 2476\text{mm}.$$

$$Z_c= - 302,5 \text{ mm}.$$

$$Z_g= 2778,5 \text{ mm}.$$

$$Z_j= 438,4 \text{ mm}.$$

$$L= 4000 \text{ mm}.$$

$$\rightarrow M_{cr} = 2217454,6 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 0,25 < 0,4$$

✓ Il n'y a pas de risque de déversement.

V.8.3. Etape 3 : Vérification du voilement de l'âme

$$\alpha = \frac{a}{d} = \frac{4}{4,51} = 0,88 \rightarrow k_{\tau} = 5,35 + \left(\frac{4}{\alpha^2}\right) = 10,51$$

$$\frac{d}{t_w} = 187,91 > 30 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{K_{\tau}} = 79,13 \rightarrow \text{Il y a un risque de voilement de l'âme.}$$

$$\tau_{cr} = K_{\tau} \frac{E\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 = 56,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr}}} = 2,51 > 1,2 \rightarrow \tau_{ba} = \frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = 73,49 \text{ MPa}$$

$$V_{ba,Rd} = \frac{dt_w \tau_{ba}}{\gamma_{M1}} = 7954,55 \text{ KN} > V = 5446,41 \text{ KN}$$

✓ La condition pour la stabilité au voilement de l'âme est vérifiée.

V.9. Vérification des bracons métalliques

La vérification se fera en suivant les étapes 1 et 4 citées précédemment.

V.9.1. Etape 1 : Vérification des contraintes

➤ Contraintes normales

$$\bar{\sigma} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{A} = \frac{0,59131}{0,0167} = 35,41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}$$

✓ Les contraintes normales sont vérifiées.

V.9.2. Etape 4 : Vérification des bracons au flambement

$$A = 16700 \text{ mm}^2$$

$$I_y = I_z = 3,15 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$L_{cr} = 9450 \text{ m.}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A}{I}} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0,901 > 0,2 \rightarrow \text{Il y'a un risque de flambement des bracons.}$$

La section des bracons est tubulaire rectangulaire formée à chaud donc Courbe a.

En lisant la valeur correspondant à $\bar{\lambda}$ sur la courbe de la figure V.39 on trouve que $\chi = 0,74$.

$$N_{b,Rd} = 4387,09 \text{ KN} > N_{max} = 591,31 \text{ KN} .$$

- ✓ La condition pour la stabilité au flambement des bracons est vérifiée.

V.10. Conclusion

Les sections choisies sont vérifiées pour les sollicitations durant les phases de construction. A présent, on passe à la vérification pour les sollicitations en phase de service.

Chapitre 6 : Etude en phase de service

VI.1. Introduction

Après l'évaluation des sollicitations dues aux différents types de charges, On entamera ce chapitre par le calcul du ferrailage transversal et longitudinal de la dalle de couverture en béton armé, puis, viendra le calcul de la section mixte (poutres principales en acier et dalle en béton), et on finira par les vérifications à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) des contraintes et des phénomènes d'instabilité élastique.

VI.2. Dimensionnement de la dalle en béton armé

VI.2.1. Fonctionnement

La dalle d'un pont sert de couverture destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée (revêtement, étanchéité...etc.), les surcharges des véhicules et à transmettre leurs efforts aux poutres.

On cherchera à déterminer les moments transversaux M_X et M_Y en vue du dimensionnement des armatures de la dalle.

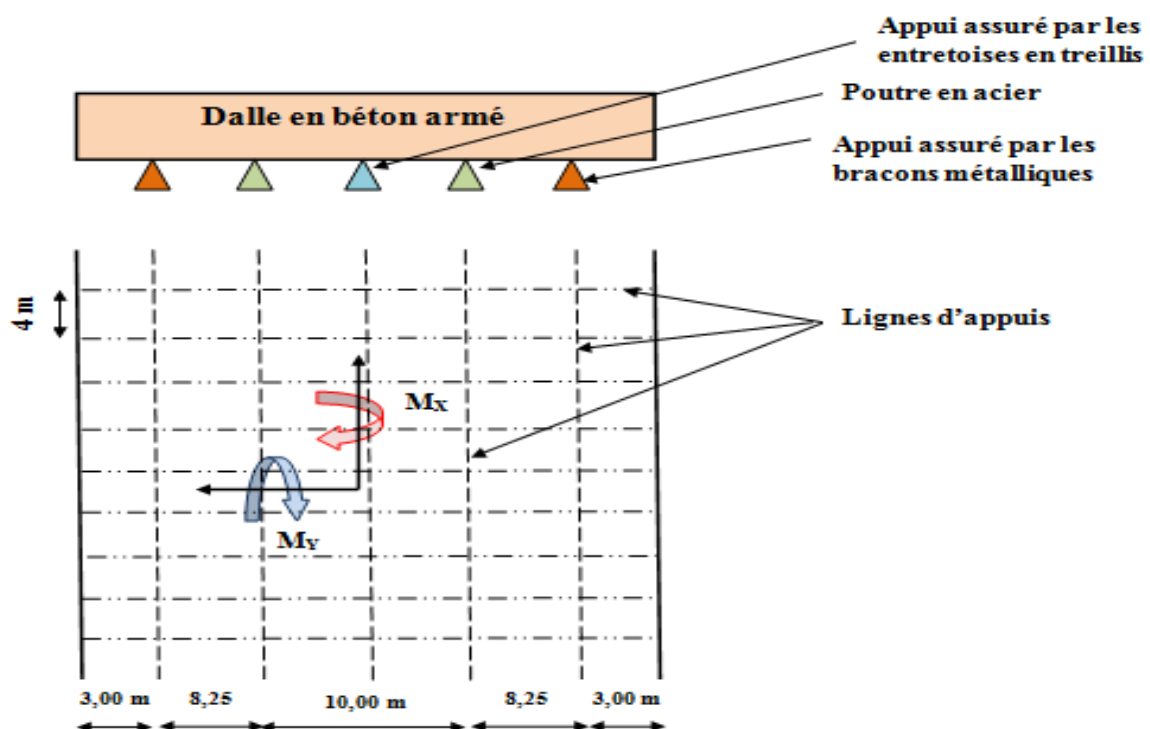


Figure VI.1 Les sollicitations de la dalle

Avec :

- M_X : moment transversal permettant de calculer les armatures transversales (A_T),
- M_Y : moment longitudinal permettant de calculer les armatures longitudinales (A_L).

Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle, est effectué par le logiciel « CSI Bridge 2015 ».

VI.2.2. Evaluation des sollicitations

Le tablier est modélisé comme une dalle supportée longitudinalement par les deux poutres principales et transversalement par des pièces de pont avec des consoles et des bracons.

Les surcharges sont disposées de façon à obtenir des sollicitations maximales. Les résultats sont donnés par le logiciel de calcul « CSI Bridge 2015 ».

Le ferrailage sera calculé par mètre linéaire pour toutes les sections.

VI.3. Calcul des armatures transversales de la dalle

VI.3.1. Combinaisons aux états limites

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des moments maximaux sous les combinaisons correspondantes aux états limites définies dans le chapitre IV.

Le calcul a été fait par le logiciel « CSI Bridge 2015 ».

Tableau. VI.1. Les moments M_{yy} maximaux

Etats limites	Combinaisons	M_{max} [KN.m]	M_{min} [KN.m]
ELU	1,35G+1,5B _c +0,9 ΔT	+103.672	-
	1,35G+1,5A(l)+0,9 ΔT	-	-118.317
ELS	G+B _c +0,6 ΔT	+69.349	-
	G+A(l)+0,6 ΔT	-	-85.218

Les figures ci-dessous représentent les cartographies des moments fléchissant maximaux obtenus pour la dalle :

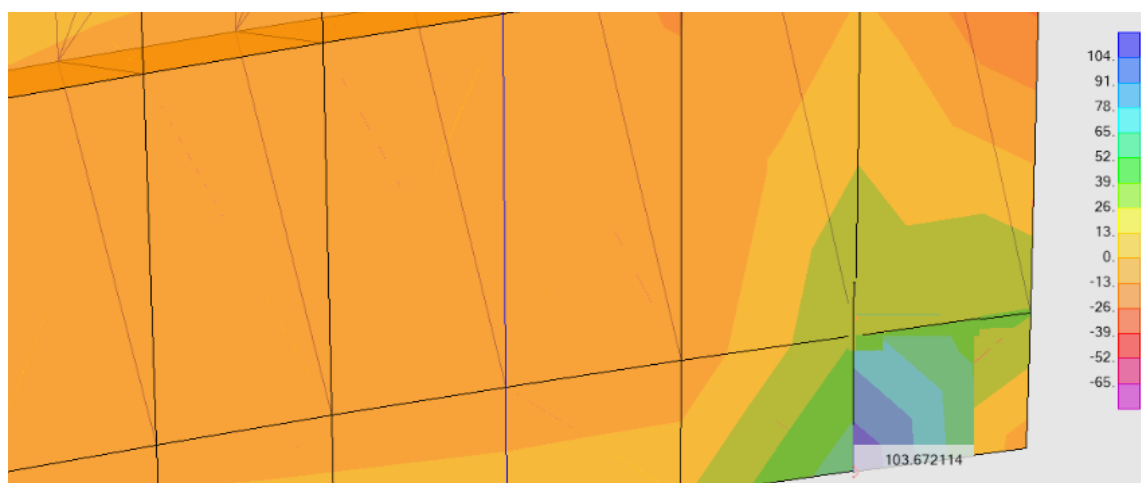


Figure.VI.2. M_{yy} Max ELU (KN.m/m)

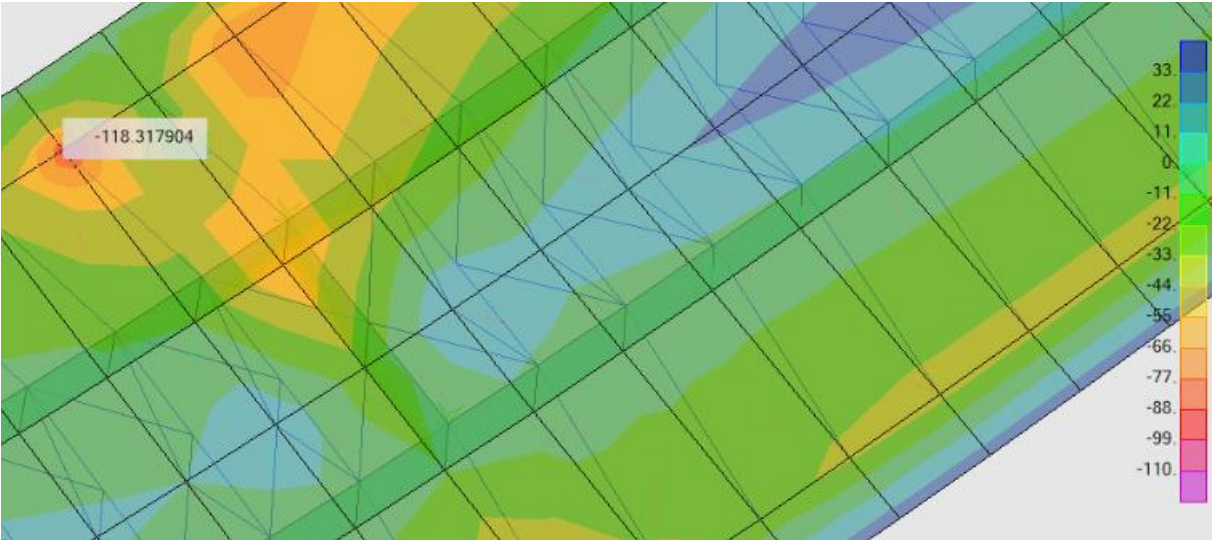


Figure.VI.3. M_{yy} Min ELU (KN.m/m)

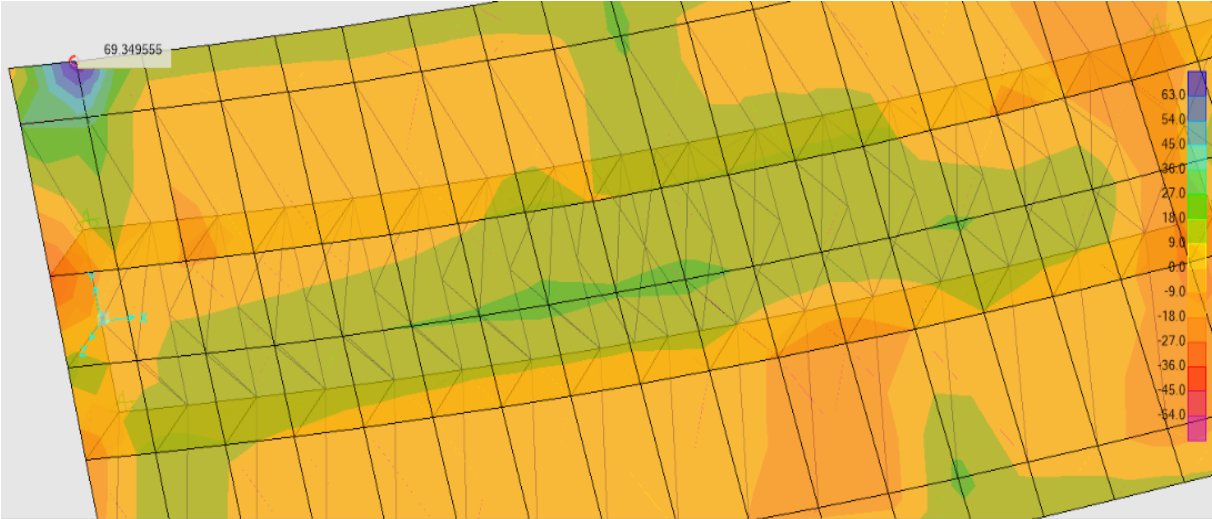


Figure.VI.4. M_{yy} Max ELS (KN.m/m)

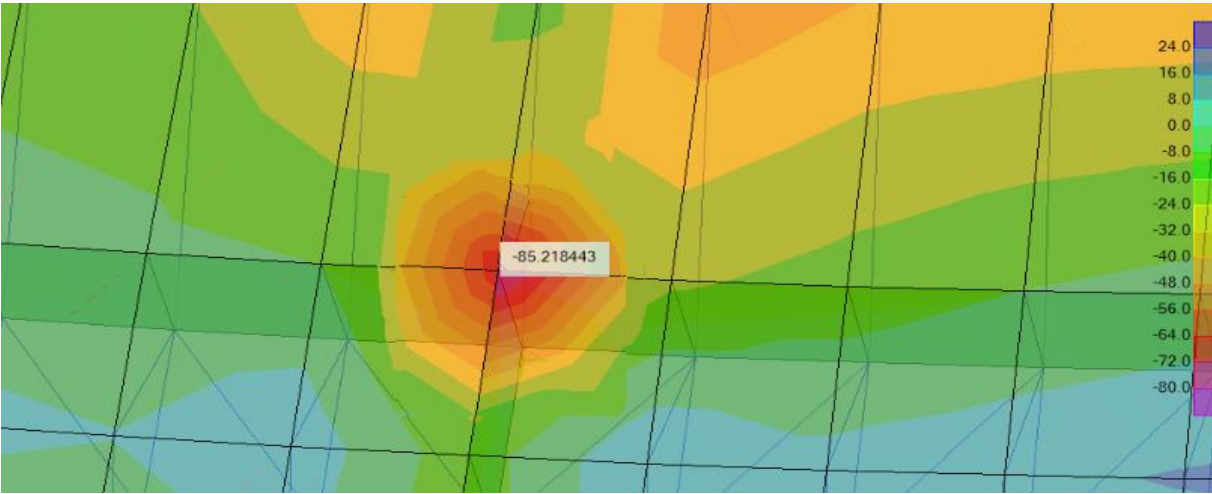


Figure.VI.5. M_{yy} Min ELS (KN.m/m)

VI.3.2. Calcul du ferrailage sous M_{\max} [6]

Nous allons calculer le ferrailage transversal de la dalle sous moment maximal positif (M_{\max}) à l'ELU. Puis nous vérifierons s'il satisfait l'ELS.

VI.3.2.1. Calcul des armatures à l'ELU

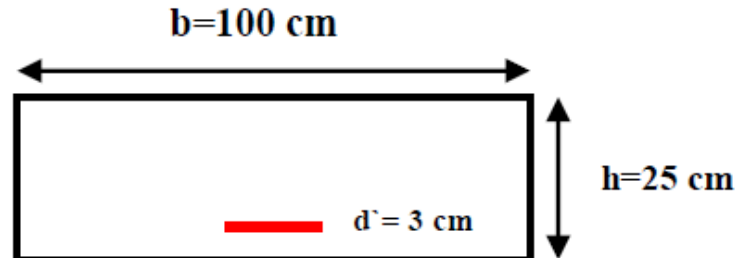


Figure.VI.6. Section à considérer en travée

Nous avons : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$

Avec :

μ : Moment réduit,

M_u : Moment fléchissant à l'ELU,

b : Largeur unitaire de la section étudiée,

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 40}{1,5} = 22,67 \text{ Mpa} ;$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 j,

$M_{u,\max} = 0,103 \text{ MN.m}$,

$d = h - d' = 0,22 \text{ m}$,

d' : enrobage pris égale à 3cm.

On trouve :

$$\mu = \frac{0,103}{1 \times 0,22^2 \times 22,67} = 0,09 \leq 0,187 \text{ donc : pivot A et } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} , A_{sc} = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,12$$

$$\varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = 1,36 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

f_e : La résistance élastique de l'acier, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

La section des armatures inférieures :

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,12 \times 0,22 \times 1 \times 22,67}{348} = 13,76 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7\text{HA}16/\text{ml} = 14,07 \text{ cm}^2$

VI 3.2.2. Vérification des armatures à L'ELS

Le moment M_{\max} à l'ELS est égale à : $M_{\text{ser,max}} = + 0,069\text{MN.m}$.

On prend le cas de fissuration préjudiciable, la contrainte admissible des aciers est :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 267 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} = 110 \sqrt{1,6 \times 3} = 241 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Avec :

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction mesurée à 28 j, $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$,

η : Coefficient d'adhérence (pour les aciers HA, $\eta = 1,6$),

σ_s : Contrainte admissible dans l'acier,

f_e : Limite d'élasticité dans l'acier, $f_e = 400\text{MPa}$.

Donc,

$$\bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa.}$$

La contrainte admissible du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa.}$$

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

$$\sigma_{b\max} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Pour le béton}$$

$$\sigma_{s\max} \leq \bar{\sigma}_s \text{ Pour l'acier}$$

Pour la détermination de la position de l'axe neutre, on résout l'équation suivante :

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + d'A_{sc}) = 0$$

Avec :

$$A_s = 14,07 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{sc} = 0$$

Donc, $y^2 + 4,22 \cdot 10^{-2} y - 9,28 \cdot 10^{-3} = 0$ ce qui donne : $y_{\max} = 0,078 \text{ m}$.

Nous passons ensuite au calcul du moment d'inertie en utilisant la formule suivante :

$$I = \frac{b}{3} y_{\max}^3 + 15[A_s(d - y_{\max})^2 + A_{sc}(y_{\max} - d')^2]$$

On trouve : $I = 5,84 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$.

Calcul des contraintes maximales :

$$\sigma_{b\max} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_{\max} = \frac{0,069}{5,84 \cdot 10^{-4}} \times 0,078 = 9,21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s\max} = n \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_{\max}) = 15 \times \frac{0,069}{5,84 \cdot 10^{-4}} \times (0,22 - 0,078) = 251,66 \text{ Mpa}$$

On a donc :

$$\sigma_{b\max} = 9,21 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s\max} = 251,66 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELS, donc on redimensionne en se positionnant sur le pivot A :

$$\text{On fixe : } \sigma_{s\max} = \bar{\sigma}_s = 241 \text{ Mpa}$$

L'équation des 3 moments nous permet de déterminer la valeur de α :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_{ser}}{bd^2} \alpha + \frac{6nM_{ser}}{bd^2} = 0 \rightarrow 241\alpha^3 - 3 \times 241\alpha^2 - 128,3\alpha + 128,3 = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 0,36$$

Puis on calcule la contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{n(1-\alpha)} = 9,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

Donc : $A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1 \times 0,22 \times 0,36^2}{30(1-0,36)} = 14,85 \text{ cm}^2$$

On adopte la section calculée à l'ELS : $A_s = 10\text{HA}14/\text{ml} = 15,39 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$E_{Ati} = \frac{100 - (10 \times 1,4)}{10} = 8,6 \text{ cm}$$

La section minimale d'armatures est : $A_{s,\min} = \rho \cdot A_b = 0,5\% (25 \times 100) = 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On a : $A_s = 15,39 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{s,\min} = 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ La condition sur la quantité des armatures minimales est donc vérifiée.

VI.3.3.calcul du ferrailage sous M_{\min} [6]

Nous allons calculer le ferrailage transversal de la dalle sous moment maximal négatif M_{\min} à l'ELU. Puis nous vérifierons s'il satisfait l'ELS.

VI.3.3.1. Calcul des armatures à l'ELU

On effectue le calcul avec les mêmes démarches que celles de la section sous $M_{u,\max}$.

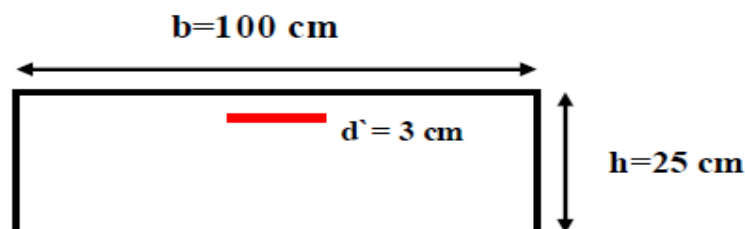


Figure VI.7 Section considérée sur appui

$$\text{Nous avons : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$M_{u,\min} = -0,118 \text{ MN.m.}$$

b : largeur unitaire de la section étudiée.

$$f_{bu} = 22,67 \text{ Mpa}$$

$$d=0,22 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,103}{1 \times 0,22^2 \times 22,67} = 0,1 \leq 0,187 \text{ donc : pivot A et } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}, A_{sc}=0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,13$$

$$\varepsilon_b = \frac{\alpha}{1-\alpha} \varepsilon_s = 1,49 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

On trouve :

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,13 \times 0,22 \times 1 \times 22,67}{348} = 14,70 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10\text{HA}14/\text{ml} = 15,39 \text{ cm}^2$

VI.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Le moment maximal est égale à : $M_{ser,min} = -0,085 \text{ MN.m}$

Les contraintes admissibles sont égales a :

$$\bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre « y_{max} » s'obtient en résolvant l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + d'A_{sc}) = 0 \quad \text{avec} \quad A_s = 15,39 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{sc} = 0$$

Donc, $y^2 + 4,61 \cdot 10^{-2}y - 1,01 \cdot 10^{-2} = 0$ ce qui donne $y_{max} = 0,08 \text{ m}$.

Nous passons ensuite au calcul du moment d'inertie en utilisant la formule suivante :

$$I = \frac{b}{3} y_{max}^3 + 15[A_s(d - y_{max})^2 + A_{sc}(y_{max} - d')^2] = 6,23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes maximales :

$$\sigma_{bmax} = \frac{M_{ser}}{I} y_{max} = \frac{0,085}{6,23 \cdot 10^{-4}} \times 0,08 = 10,91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{smax} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{max}) = 15 \times \frac{0,085}{6,23 \cdot 10^{-4}} \times (0,22 - 0,08) = 286,52 \text{ Mpa}$$

On a donc :

$$\sigma_{bmax} = 10,91 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{smax} = 286,52 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 241 \text{ Mpa}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELS, donc on fait un redimensionnement en se positionnant sur le pivot A :

On fixe : $\sigma_{s\max} = \bar{\sigma}_s = 241 \text{ Mpa}$

L'équation des 3 moments nous permet de déterminer la valeur de α :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_{ser}}{bd^2} \alpha + \frac{6nM_{ser}}{bd^2} = 0 \rightarrow 241\alpha^3 - 3 \times 241\alpha^2 - 158,06\alpha + 158,06 = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 0,39$$

Puis on calcule la contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{n(1-\alpha)} = 10,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

Donc : $A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1 \times 0,22 \times 0,39^2}{30(1-0,39)} = 18,29 \text{ cm}^2$$

On adopte la section calculée à l'ELS : $A_s = 6\text{HA}20/\text{ml} = 18,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$E_{Ati} = \frac{100 - (6 \times 2,0)}{6} = 14,67 \text{ cm}$$

Section minimale d'armatures est : $A_{s,\min} = \rho \cdot A_b = 0,5\% (25 \times 100) = 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On a : $A_s = 14,67 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{s,\min} 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ La condition sur la quantité des armatures minimales est donc vérifiée.

VI.4. Calcul des armatures longitudinales de la dalle

VI.4.1. Combinaisons aux états limites

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des moments maximaux sous les combinaisons correspondantes aux états limites définies dans le chapitre IV.

Le calcul a été fait par le logiciel « CSI Bridge 2015 ».

Tableau. VI.2. Les moments M_{xx} maximaux

Etats limites	Combinaisons	$M_{\max}[\text{KN.m}]$	$M_{\min}[\text{KN.m}]$
ELU	1,35G+1,5Bc+0,9 ΔT	+147,179	-
	1,35G+1,5A(l)+0,9 ΔT	-	-190,286
ELS	G+Bc+0,6 ΔT	+100,096	-
	G+A(l)+0,6 ΔT	-	-137,823

Les figures ci-après représentent les cartographies des moments fléchissant maximaux obtenus pour la dalle :

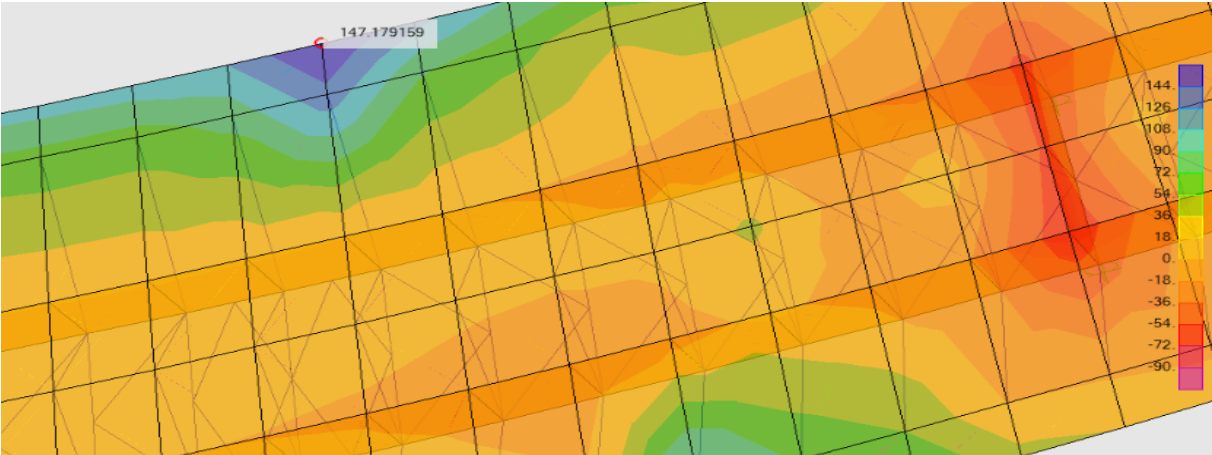


Figure VI.8 Mxx Max ELU (KN.m/m)

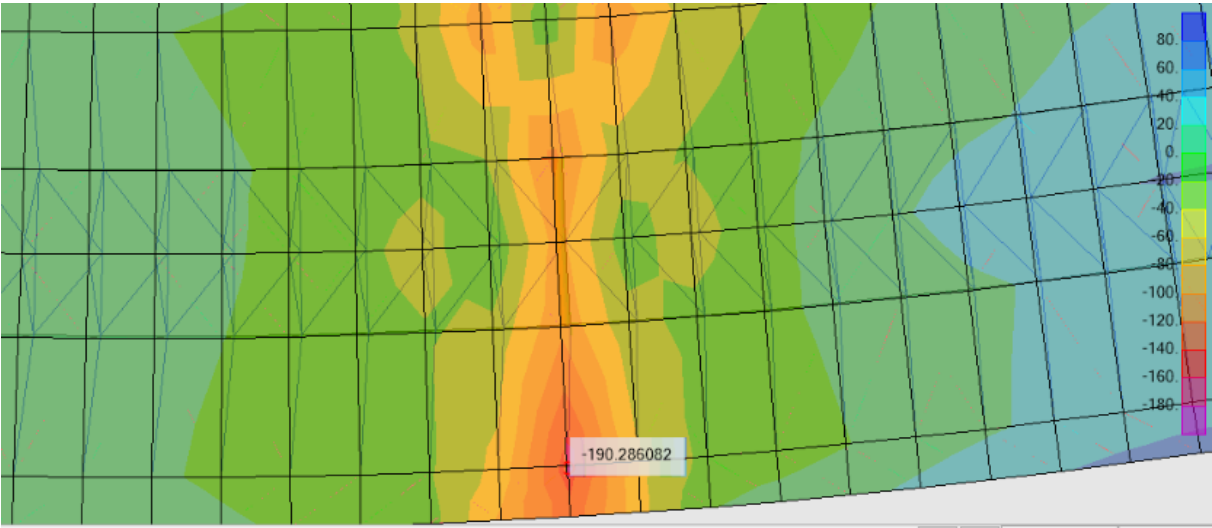


Figure VI.9 Mxx Min ELU (KN.m/m)

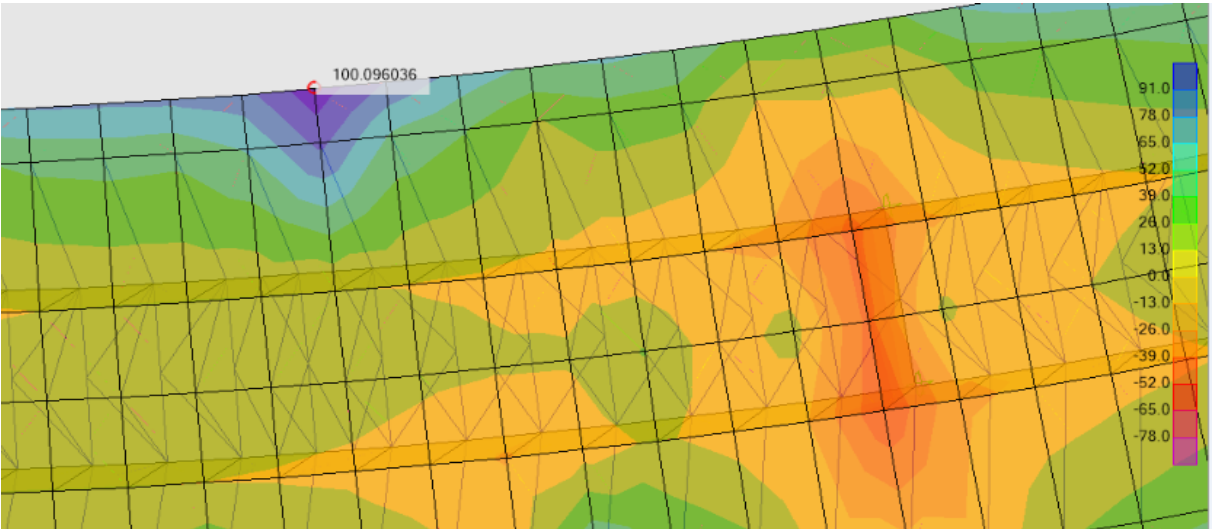


Figure VI.10 Mxx Max ELS (KN.m/m)

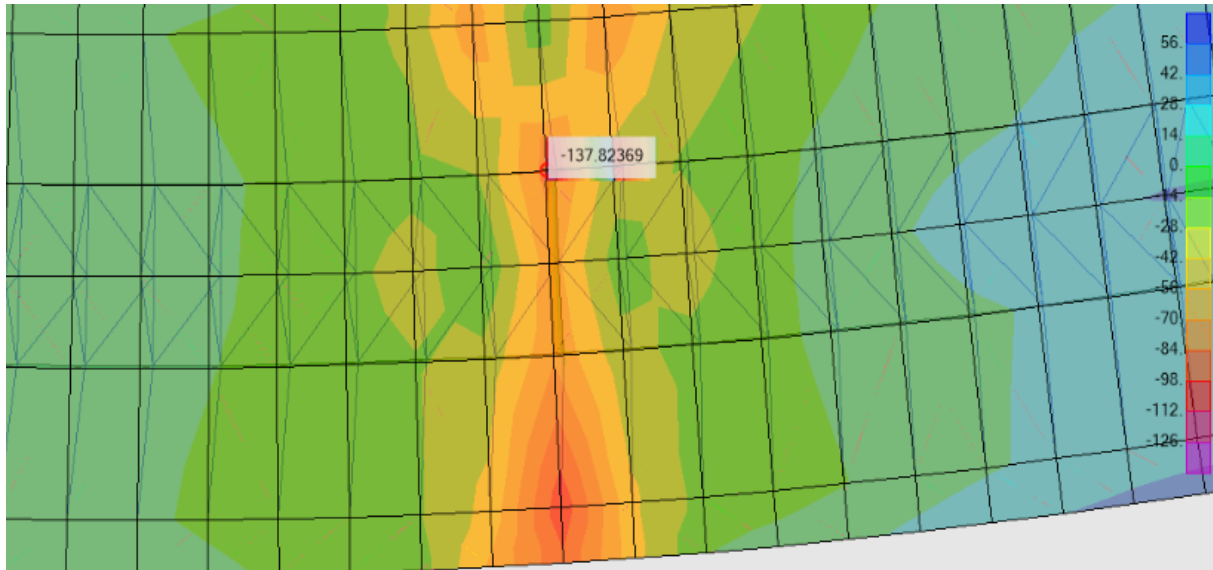


Figure VI.11. Mxx Min ELS (KN.m/m)

VI.4.2. Calcul du ferrailage sous M_{\max} [6]

Nous allons calculer le ferrailage longitudinal de la dalle sous moment maximal positif M_{\max} à l'ELU. Puis nous vérifierons s'il satisfait l'ELS.

VI.4.2.1. Calcul des armatures à l'ELU

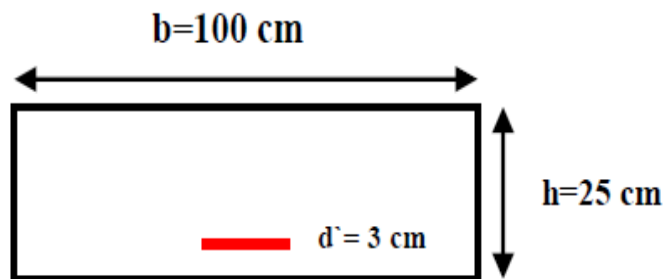


Figure VI.12. Section à considérer en travée

Nous avons : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$

Avec :

$$M_{u,\max} = 0,147 \text{ MN.m,}$$

b : Largeur unitaire de la section étudiée,

$$f_{bu} = 22,67 \text{ MPa,}$$

$$d = 0,22 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,147}{1 \times 0,22^2 \times 22,67} = 0,13 \leq 0,187 \text{ donc : pivot A et } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰, } A_{sc} = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,17$$

$$\varepsilon_b = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \varepsilon_s = 2,05 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

On trouve :

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,17 \times 0,22 \times 1 \times 22,67}{348} = 19,49 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}25/\text{ml} = 19,63 \text{ cm}^2$

VI.4.2.2. Vérification des armatures à L'ELS

Le moment maximal est égal à : $M_{\text{ser,max}} = + 0,100\text{MN.m}$

On prend le cas de fissuration préjudiciable, la contrainte admissible des aciers est :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 267 \text{ MPA} \\ 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} = 110 \sqrt{1,6 \times 3} = 241 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

Avec :

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction mesurée à 28 j, $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$,

η : Coefficient d'adhérence (pour les aciers HA, $\eta = 1,6$),

σ_s : Contrainte admissible dans l'acier,

f_e : Limite d'élasticité dans l'acier, $f_e = 400\text{MPa}$.

Donc,

$$\bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa.}$$

La contrainte admissible du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa.}$$

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

$$\sigma_{b\text{max}} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Pour le béton}$$

$$\sigma_{s\text{max}} \leq \bar{\sigma}_s \text{ Pour l'acier}$$

Pour la détermination de la position de l'axe neutre, on résout l'équation suivante :

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + d'A_{sc}) = 0$$

Avec :

$$A_s = 19,63 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{sc} = 0$$

Donc, $y^2 + 4,22 \cdot 10^{-2} y - 9,28 \cdot 10^{-3} = 0$ ce qui donne : $y_{\text{max}} = 0,088 \text{ m}$

Nous passons ensuite au calcul du moment d'inertie en utilisant la formule suivante :

$$I = \frac{b}{3} y_{\max}^3 + 15[A_s(d - y_{\max})^2 + A_{sc}(y_{\max} - d')^2]$$

On trouve : $I = 7,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$.

Calcul des contraintes maximales :

$$\sigma_{b\max} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_{\max} = \frac{0,100}{7,4 \cdot 10^{-4}} \times 0,088 = 11,89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s\max} = n \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_{\max}) = 15 \times \frac{0,100}{7,4 \cdot 10^{-4}} \times (0,22 - 0,088) = 267,57 \text{ Mpa}$$

On a donc :

$$\sigma_{b\max} = 11,89 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s\max} = 267,57 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELS, donc on redimensionne en se positionnant sur le pivot A :

On fixe : $\sigma_{s\max} = \bar{\sigma}_s = 241 \text{ Mpa}$

L'équation des 3 moments nous permet de déterminer la valeur de α :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_{\text{ser}}}{bd^2} \alpha + \frac{6nM_{\text{ser}}}{bd^2} = 0 \quad \rightarrow \quad 241\alpha^3 - 3 \times 241\alpha^2 - 185,95\alpha + 185,95 = 0$$

$$\rightarrow \quad \alpha = 0,42$$

Puis on calcule la contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{n(1-\alpha)} = 11,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

Donc : $A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1 \times 0,22 \times 0,42^2}{30(1-0,42)} = 22,30 \text{ cm}^2$$

On adopte la section calculée à l'ELS : $A_s = 12\text{HA}16/\text{ml} = 24,13 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :

$$E_{\text{Ati}} = \frac{100 - (12 \times 1,6)}{12} = 6,73 \text{ cm}$$

Section minimale d'armatures est :

$$A_{s,\min} = \rho \cdot A_b = 0,5\% (25 \times 100) = 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a :

$$A_s = 24,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{s,\min}$$

✓ La condition sur la quantité des armatures minimales est donc vérifiée.

VI.4.3.calcul du ferrailage sous M_{\min} [6]

Nous allons calculer le ferrailage longitudinal de la dalle sous moment maximal négatif M_{\min} à l'ELU. Puis nous vérifierons s'il satisfait l'ELS.

VI.4.3.1. Calcul des armatures à l'ELU

On effectue le calcul avec les mêmes démarches que celles de la section sous $M_{u,\min}$

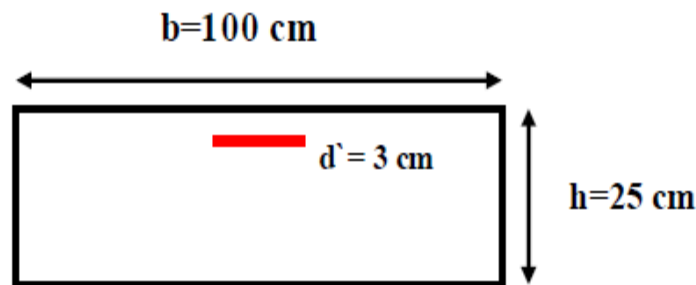


Figure VI.13 Section considérée sur appui

Nous avons : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$

Avec :

$$M_{u,\min} = -0,190 \text{ MN.m,}$$

b : Largeur unitaire de la section étudiée,

$$f_{bu} = 22,67 \text{ Mpa,}$$

$$d = 0,22 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,190}{1 \times 0,22^2 \times 22,67} = 0,17 \leq 0,187 \text{ donc : pivot A et } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰ , } A_{sc} = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,23$$

$$\varepsilon_b = \frac{\alpha}{1-\alpha} \varepsilon_s = 2,98 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

On trouve :

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,23 \times 0,22 \times 1 \times 22,67}{348} = 26,37 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 9\text{HA}20/\text{ml} = 28,27 \text{ cm}^2$

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Le moment maximal est égale à : $M_{\text{ser},\min} = -0,085 \text{ MN.m}$

Les contraintes admissibles sont égales à :

$$\bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre « y_{\max} » s'obtient en résolvant l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + d'A_{sc}) = 0 \quad \text{avec} \quad A_s = 28,27 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{sc} = 0$$

Donc, $y^2 + 8,48 \cdot 10^{-2}y - 1,86 \cdot 10^{-2} = 0$ ce qui donne $y_{\max} = 0,10 \text{ m}$.

Nous passons ensuite au calcul du moment d'inertie en utilisant la formule suivante :

$$I = \frac{b}{3}y_{\max}^3 + 15[A_s(d - y_{\max})^2 + A_{sc}(y_{\max} - d')^2] = 9,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes maximales :

$$\sigma_{b\max} = \frac{M_{ser}}{I} y_{\max} = \frac{0,137}{9,44 \cdot 10^{-4}} \times 0,10 = 14,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s\max} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{\max}) = 15 \times \frac{0,137}{9,44 \cdot 10^{-4}} \times (0,22 - 0,10) = 261,22 \text{ MPa}$$

On trouve :

$$\sigma_{b\max} = 14,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s\max} = 261,22 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELS, donc on fait un redimensionnement en se positionnant sur le pivot A :

On fixe : $\sigma_{s\max} = \bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}$

L'équation des 3 moments nous permet de déterminer la valeur de α :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_{ser}}{bd^2} \alpha + \frac{6nM_{ser}}{bd^2} = 0 \quad \rightarrow \quad 241\alpha^3 - 3 \times 241\alpha^2 - 254,75\alpha + 254,75 = 0$$

$$\rightarrow \quad \alpha = 0,47$$

Puis on calcule la contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{n(1-\alpha)} = 14,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

Donc : $A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1 \times 0,22 \times 0,47^2}{30(1-0,47)} = 30,56 \text{ cm}^2$$

On adopte la section calculée à l'ELS : $A_s = 10\text{HA}20/\text{ml} = 31,42 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$E_{Ati} = \frac{100 - (10 \times 2,0)}{10} = 8 \text{ cm}$$

Section minimale d'armatures est : $A_{s,\min} = \rho \cdot A_b = 0,5\% (25 \times 100) = 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On a : $A_s = 14,67 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{s,\min} 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ La condition sur la quantité des armatures minimales est donc vérifiée.

Le ferrailage de la dalle est donné dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3. Sections des armatures longitudinales et transversales

Armatures transversales (A_T) [cm ²]		Armatures longitudinales (A_L) [cm ²]	
A_{TI}	A_{TS}	A_{LI}	A_{LS}
10HA14/ml (15,39 cm²)	6HA20/ml (18,85 cm ²)	12HA16/ml (24,13 cm ²)	10HA20/ml (31,42 cm ²)

VI.5. Armatures de l'effort tranchant dans la dalle [6]

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est vérifiée :

$$\tau_u \leq 0,05f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal est représenté dans la figure suivante

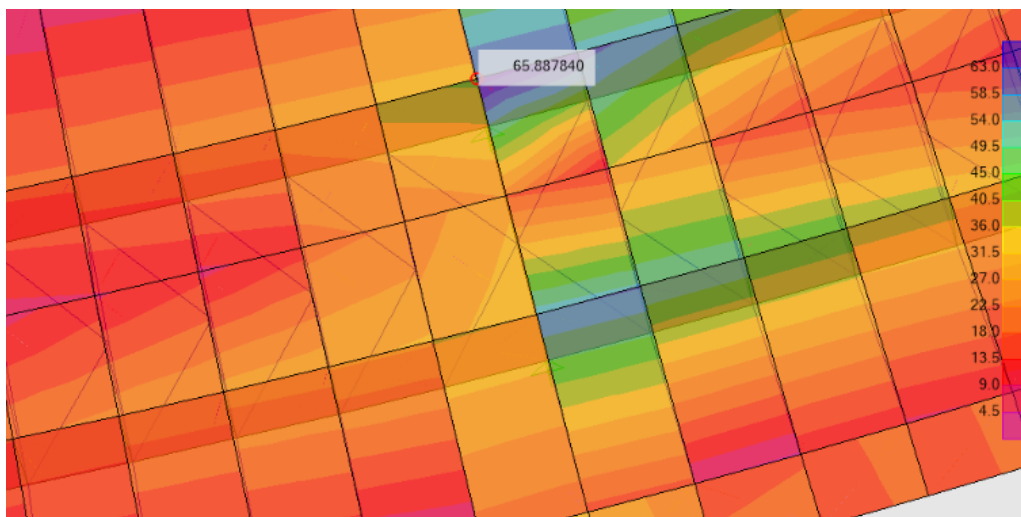


Figure VI.14. Effort tranchant maximal dans la dalle

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{0,9 \cdot h \cdot b}$$

Avec :

V_{max} : Effort tranchant maximal dans la dalle,
 h : Epaisseur de la dalle,
 b : Largeur de la dalle ($b=1m$).

Donc :

$$\tau_{max} = \frac{68,88 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,25 \times 1} = 0,31 \text{ MPa}$$

On a :

$$\tau_{max} = 0,31 \text{ MPa} \leq 0,05f_{c28} = 2 \text{ MPa}$$

La condition étant vérifiée, on n'utilise que des armatures de montage.

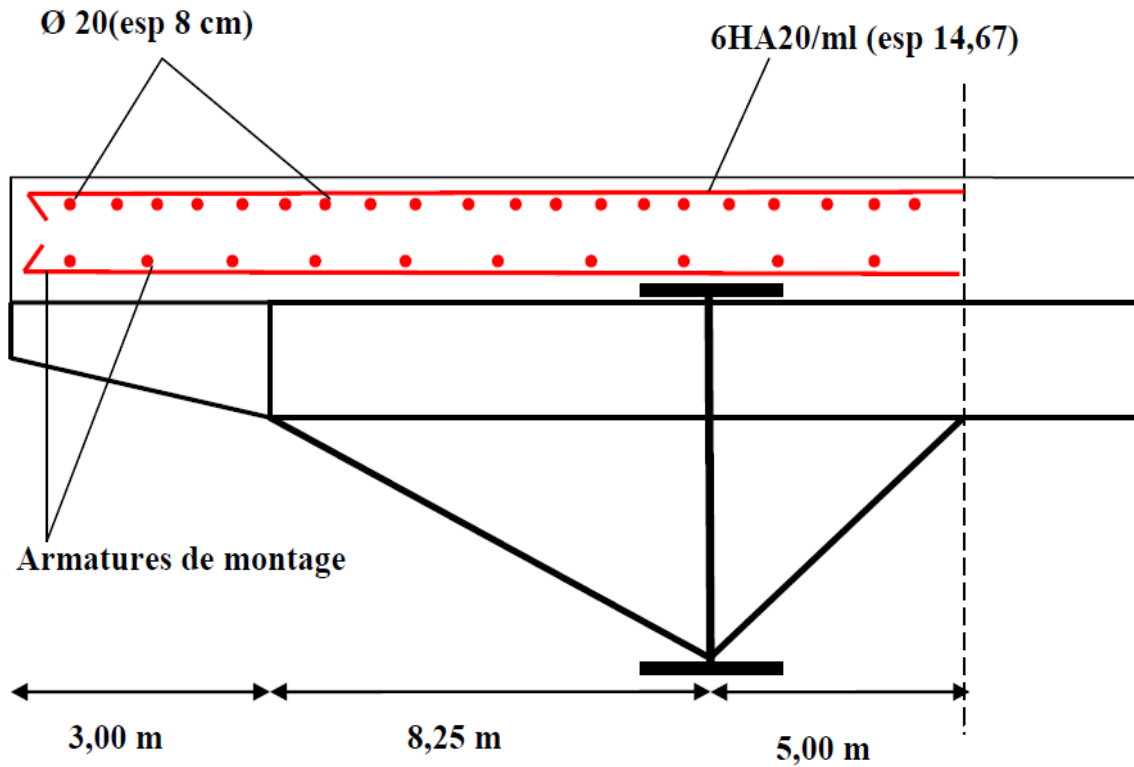


Figure VI.15. Schéma de ferrailage de la section sur appui

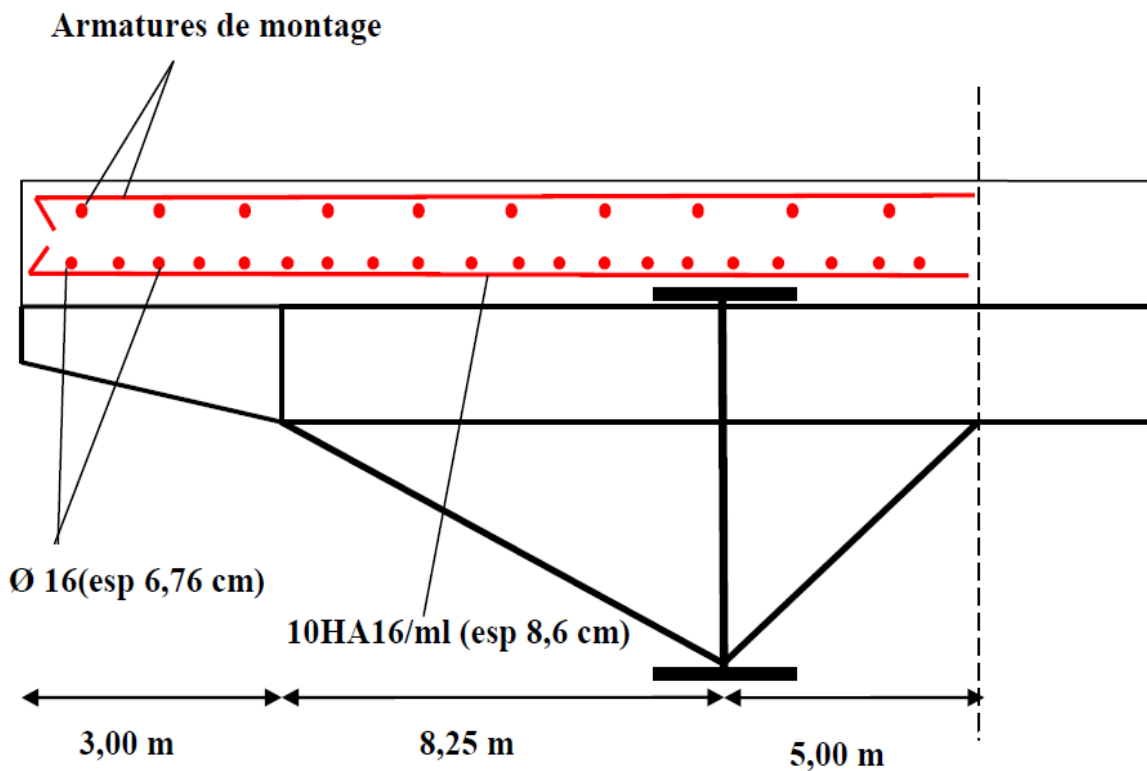


Figure VI.16. Schéma de ferrailage de la section en travée.

VI.6. Etude de la section mixte (acier-béton)**VI.6.1. Caractéristiques géométriques****VI.6.1.1. Section d'acier**

On rappelle que les caractéristiques géométriques de la section d'acier des poutres principales ont été calculées dans le chapitre 2, comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.4. Caractéristiques géométriques des poutres principales

Elément	Dimensions	$S_i \times 10^3$ (mm ²)	Y_i (mm)	$S_i \times Y_i \times 10^6$ (mm ³)	D_i (mm)	$I_{xi} \times 10^9$ (mm ⁴)	$I_{x0} \times 10^9$ (mm ⁴)
Poutres Principales	1500 x 50	75	25	1,875	2098,53	0,0156	330,3027
	4510 x 24	108,2	2350	254,27	226,47	183,4677	189,0171
	1400 x 40	56	4580	256,48	2456,47	0,0074	337,9251
		239,2		512,62		183,4907	857,2449

Avec:

I_{xi} : Moment d'inertie de l'élément i au tour de l'axe (xx_i) passant par son centre de gravité (G),

I_{x0i} : Moment d'inertie de l'élément i au tour de l'axe (xx₀) passant par le centre de gravité de toute la section (G₀),

S_i : Surface d'élément i,

D_i : Distance entre centre de gravité de la section et le centre de gravité de l'élément i.

VI.6.1.2. Section du béton**A. Largeur efficace et section de la dalle**

La largeur efficace de la dalle est donnée par la formule suivante [11]

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei}$$

Dans laquelle :

b_0 : Entraxe entre les files de goudons extérieures,

$\beta_1 = \beta_2 = 1$ sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité (culées)
où il vaut :

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_i) \leq 1,0$$

b_{ei} : largeur efficace de la membrure de béton de chaque côté de l'âme, il est donné par la formule :

$$b_{ei} = \min \left\{ \frac{1}{8} L_e ; b_i \right\}$$

Sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité, b_{ei} pris égal à la largeur efficace à mi-travée d'extrémité

b_i : Largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre maîtresse.

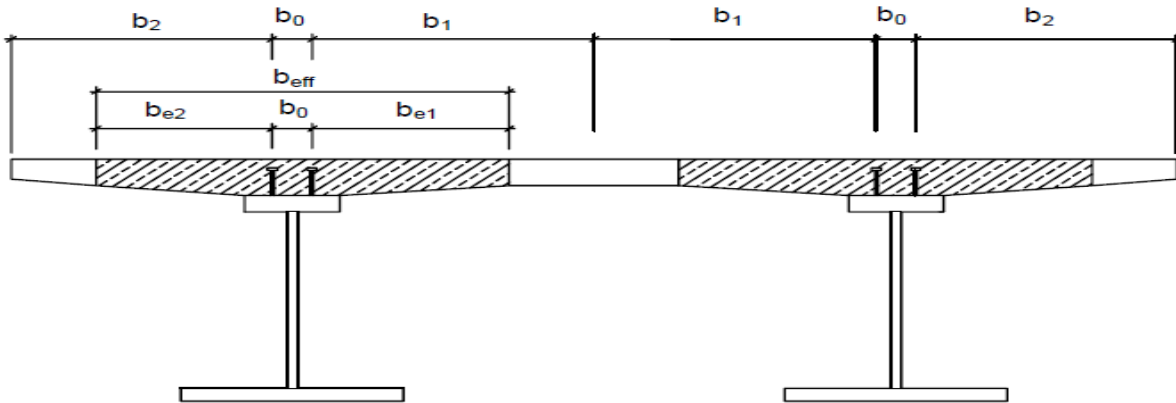


Figure VI.17. Détermination de la largeur efficace [11]

L_e : représente la distance approximative entre points de moment nul.

Les valeurs des portées équivalentes L_e sont calculées selon les formules présentées sur la figure ci-après :

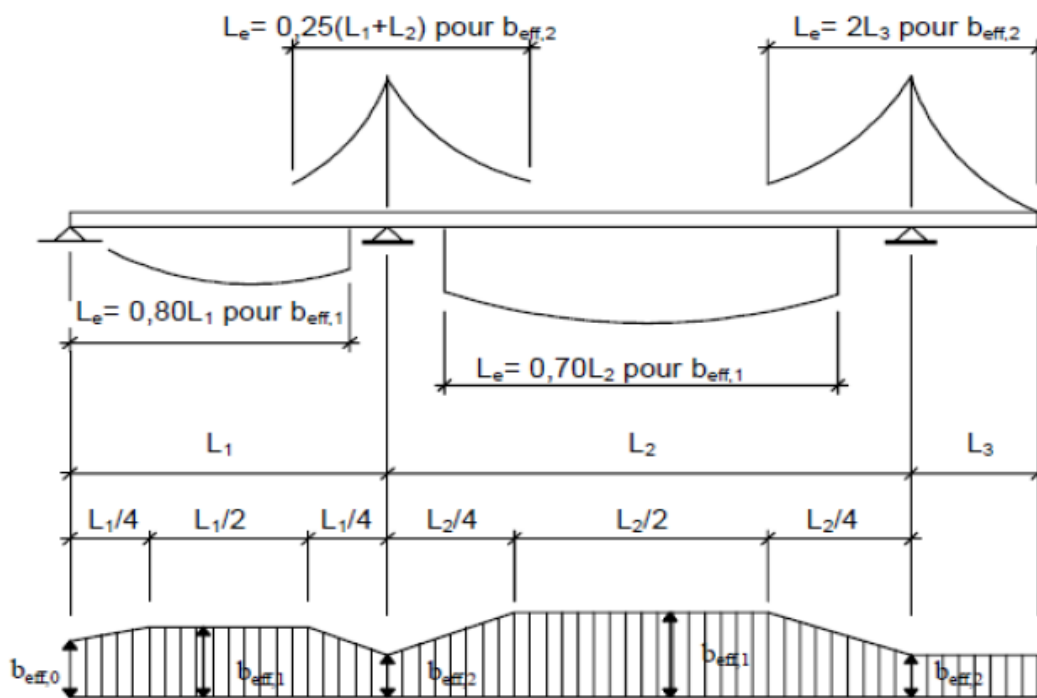


Figure VI.18. Détermination des portées équivalentes [11]

On va déterminer les largeurs efficaces de la dalle (voir figure VI.18).

➤ **Section à mi-travée de rive**

$$L_1 = 64 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,675 \text{ m}$$

$$b_1 = 4,663 \text{ m}$$

$$b_2 = 10,912 \text{ m}$$

$$L_{e1} = 0,8 \times l_1 = 51,2 \text{ m}$$

$$\frac{1}{8} L_{e1} = 6,4 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ \frac{1}{8} L_{e1} ; b_1 \right\} = \min \{ 6,4 ; 4,663 \} = 4,663 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{1}{8} L_{e1} ; b_2 \right\} = \min \{ 6,4 ; 10,912 \} = 6,4 \text{ m}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 1$$

Donc,

$$b_{\text{eff}1,1} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} = 0,675 + 1 \times 4,663 + 1 \times 6,4 = 11,738 \text{ m} = 11738 \text{ mm}$$

Ainsi, la largeur efficace de la dalle en mi-travée de rive est égale à : **beff₁ = 11,738 m**, ce qui donne une surface de la partie de la dalle ayant une épaisseur de 25 cm :

$$S_{d1,1} = 11738 \times 250 = 2934500 \text{ mm}^2.$$

➤ **Section sur appui de rive**

$$L_1 = 64 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,675 \text{ m}$$

$$b_1 = 4,663 \text{ m}$$

$$b_2 = 10,912 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = b_{\text{eff}1} = 11,738 \text{ m}$$

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 l_e / b_i) \text{ donc,}$$

$$\beta_1 = (0,55 + 0,025 l_{e1} / b_1) = (0,55 + 0,025 \times 51,2 / 4,663) = 0,82$$

$$\beta_2 = (0,55 + 0,025 l_{e1} / b_2) = (0,55 + 0,025 \times 51,2 / 10,912) = 0,67$$

Donc,

$$b_{\text{eff}0} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} = 0,675 + 0,82 \times 11,738 + 0,67 \times 11,738 = 18,165 \text{ m} = 18165 \text{ mm}$$

Alors, la largeur efficace de la dalle sur appui de rive est égale à **beff₀ = 18,165 m**, ce qui donne une surface de la partie de la dalle ayant une épaisseur de 25 cm :

$$S_{d0} = 18738 \times 250 = 4541250 \text{ mm}^2.$$

➤ **Section à mi-travée intermédiaire**

$$L_2 = 76 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,675 \text{ m}$$

$$b_1 = 4,663 \text{ m}$$

$$b_2 = 10,912 \text{ m}$$

$$L_{e2} = 0,7 \cdot L_2 = 53,2 \text{ m}$$

$$\frac{1}{8} L_{e2} = 6,65 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ \frac{1}{8} L_{e2} ; b_1 \right\} = \min \{ 6,65 ; 4,663 \} = 4,663 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{1}{8} L_{e2} ; b_2 \right\} = \min \{ 6,65 ; 10,912 \} = 6,65 \text{ m}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 1$$

$$b_{\text{eff}1,2} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} = 0,675 + 1 \times 4,663 + 1 \times 6,65 = 11,988 \text{ m} = 11988 \text{ mm}$$

La largeur efficace de la dalle sur appui intermédiaire est égale à $b_{\text{eff}1} = 11,988 \text{ m}$, ce qui donne une surface de la partie de la dalle ayant une épaisseur de 25 cm :

$$S_{d1,2} = 11988 \times 250 = 2997000 \text{ mm}^2.$$

➤ **Section sur appui intermédiaire**

$$L_1 = 64 \text{ m}$$

$$L_2 = 76 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,675 \text{ m}$$

$$b_1 = 4,663 \text{ m}$$

$$b_2 = 10,912 \text{ m}$$

$$L_{e3} = 0,25 (L_1 + L_2) = 35 \text{ m}$$

$$\frac{1}{8} L_{e3} = 4,375 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ \frac{1}{8} L_{e3} ; b_1 \right\} = \min \{ 4,375 ; 4,663 \} = 4,375 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{1}{8} L_{e3} ; b_2 \right\} = \min \{ 4,375 ; 10,912 \} = 4,375 \text{ m}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 1$$

$$b_{\text{eff}2} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} = 0,675 + 1 \times 4,375 + 1 \times 4,375 = 9,425 \text{ m} = 9425 \text{ mm}$$

La largeur efficace de la dalle à mi-travée intermédiaire est égale à $b_{\text{eff}2} = 9,425 \text{ m}$, ce qui donne une surface de la partie de la dalle ayant une épaisseur de 25 cm :

$$S_{d2} = 9425 \times 250 = 2356250 \text{ mm}^2.$$

Tableau. VI.5 tableau récapitulatif des sections de la dalle

	Section			
	Sur Appui de rive	à mi-travée de rive	à mi-travée intermédiaire	Sur appui intermédiaire
Largeur efficace b_{eff} [mm]	18738	11738	11988	9425
Section de la dalle S_d [mm ²]	4541250	2934500	2997000	2356250

On remarque que la section de la dalle reste approximativement constante en mi-travée de rive et en mi-travée intermédiaire, on prend $b_{eff1,1} = b_{eff1,2} = b_{eff1} = 11,988m$. Pour cela, on ne considère que 3 sections efficaces :

$$S_{d0} = 4541250 \text{ mm}^2.$$

$$S_{d1} = 2997000 \text{ mm}^2.$$

$$S_{d2} = 2356250 \text{ mm}^2.$$

B. Section du gousset

Le gousset est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier. Cet angle est fixé entre $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ et est défini avec une hauteur de $h=50$ mm [12].

On choisit $\alpha=45^\circ$

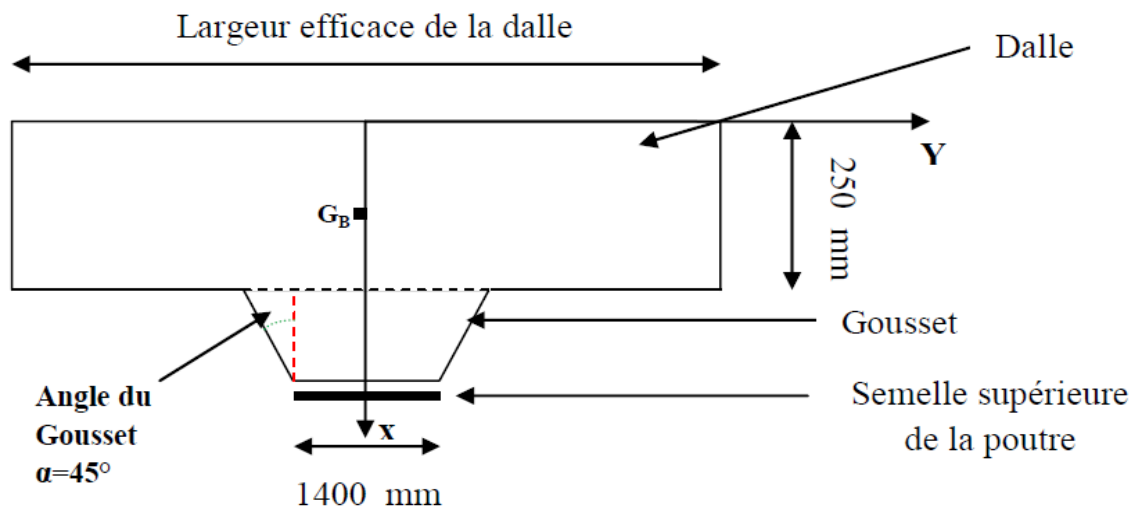


Figure VI.19 Section du béton (dalle + gousset)

L'aire de la section du gousset est :

$$S_G = \frac{[1400 + (1400 + 50 + 50)]}{2} \times 50$$

$$\text{Donc, } S_G = 72500 \text{ mm}^2$$

C. Caractéristiques géométriques de la section du béton

➤ Sur appui de rive

L'ordonnée du centre de gravité de la section du béton :

$$X_{GB} = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i} = 127,37 \text{ mm}$$

Les caractéristiques de la section du béton sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau .VI.6. Caractéristiques géométriques de la section du béton sur appui de rive

Elément	$S_i \times 10^3$ [mm ²]	x_i [mm]	$S_i \cdot x_i \times 10^3$ [mm ³]	d_i [mm]	$I_{xGi} \times 10^6$ [mm ⁴]	$I_{xxi} \times 10^6$ [mm ⁴]
Dalle	4541,25	125	567656,25	2,37	23652,34	23677,85
Gousset	72,5	275	19937,5	147,63	15,10	1595,21
Σ	4613,25	-	587593,75	-	-	25273,06

Avec :

$$d_i = X_{GB} - x_i$$

$$I_{xxi} = I_{xGi} + S_i \cdot d_i^2$$

➤ En mi-travées de rive et mi-travées intermédiaire

L'ordonnée du centre de gravité de la section du béton :

$$X_{GB} = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i} = 128,54 \text{ mm}$$

Les caractéristiques de la section de béton sont reportées dans le tableau ci-dessous :

Tableau .VI.7. Caractéristiques géométriques de la section du béton en travée

Elément	$S_i \times 10^3$ [mm ²]	x_i [mm]	$S_i \cdot x_i \times 10^3$ [mm ³]	d_i [mm]	$I_{xGi} \times 10^6$ [mm ⁴]	$I_{xxi} \times 10^6$ [mm ⁴]
Dalle	2997,00	125	374625	3,54	15609,375	15634,88
Gousset	72,5	275	19937,5	146,46	15,10	1570,26
Σ	3069,5	-	394562,5	-	-	17205,14

Avec :

$$d_i = X_{GB} - x_i$$

$$I_{xxi} = I_{xGi} + S_i \cdot d_i^2$$

➤ Sur appui intermédiaire

L'ordonnée du centre de gravité de la section du béton :

$$X_{GB} = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i} = 129,48 \text{ mm}$$

Les caractéristiques de la section de béton sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 Caractéristiques géométriques de la section du béton sur appui intermédiaire

Elément	$S_i \times 10^3$ [mm ²]	x_i [mm]	$S_i \cdot x_i \times 10^3$ [mm ³]	d_i [mm]	$I_{xGi} \times 10^6$ [mm ⁴]	$I_{xxi} \times 10^6$ [mm ⁴]
Dalle	2356,25	125	294531,25	4,48	12272,14	12319,43
Gousset	72,5	275	19937,5	154,52	15,10	1746,14
Σ	2428,75	-	314468,75	-	-	14065,57

VI.6.2. Calcul de la section mixte

VI.6.2.1. Hypothèses de calcul

L'interaction entre l'acier et le béton caractérise le comportement des éléments mixtes. Lors du calcul de la résistance d'une telle section, on fait deux hypothèses :

- la liaison entre l'acier et le béton est rigide, ainsi tout déplacement entre ces deux matériaux est rendu impossible grâce à la présence des organes de liaison appelés connecteurs,
- l'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hooke.

La variation relative de la longueur de deux fibres (une dans l'acier et l'autre dans le béton) est donnée par :

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \dots \dots \dots \text{Pour l'acier,}$$

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \dots \dots \dots \text{pour le béton.}$$

VI.6.2.2. Caractéristiques géométriques de la section mixte

On tire de la première hypothèse que $\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_a = \left(\frac{\Delta l}{l}\right)_b$ ce qui nous mène à :

$$\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} \text{ et donc, } \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

Avec

n : coefficient d'équivalence variant en fonction de E_b , et prenant les valeurs présentées sur le tableau ci-après, pour chaque type de sollicitation :

Tableau .VI.9. Valeurs du coefficient d'équivalence « n » [11]

Sollicitation	Champ d'application	Coefficient d'équivalence n
Charges de longue durée	Charges permanentes	∞
	Charges complémentaires permanentes	18
Effets différés	Retrait	15
Charges instantanées	Surcharges	6

➤ **Section homogénéisée :**

On garde la section d'acier S_a et on remplace la section du béton S_b par une section équivalente en acier afin de définir une section homogène entre l'acier et le béton donnée par la formule suivante :

$$S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

Avec :

- S_a : Section d'acier,
- S_b : Section du béton,
- n : Coefficient d'équivalence.

➤ **Centre de gravité de la section mixte :**

$$\int_s y \cdot ds = \int_{s_a} y \cdot ds_a + \int_{s_b} y \cdot \left(\frac{S_b}{n}\right) = 0 \quad \text{donc :} \quad a \cdot S_a + b \frac{S_b}{n} = 0$$

On pose: $a + b = c$

$$\text{d'où :} \quad a = \frac{c \cdot S_b}{n \cdot S} \quad \text{et} \quad b = \frac{c \cdot S_a}{S}$$

Avec:

- G_a : centre de gravité de la section d'acier,
- G_b : centre de gravité de la section du béton,
- G : centre de gravité de la section homogénéisée,
- a et b : distances respectives de G_a et G_b par rapport à G .

➤ **Inertie de la section mixte :**

L'inertie de la section homogénéisée par rapport à son centre de gravité G est :

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + S_a a^2 + \frac{S_b}{n} b^2 = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \cdot S_b \cdot c^2}{n \cdot S} = I_a + \frac{I_b}{n} + a \cdot b \cdot S \quad (\text{section en travée, la dalle + poutre}),$$

$$I_m = I_a + S_a a^2 + S_{arm} b^2 \quad (\text{section sur appui, les armatures + poutre}).$$

Avec :

- I_a : moment d'inertie de la section d'acier par rapport à G_a ,
- I_b : moment d'inertie de la section du béton par rapport à G_b ,
- S_{arm} : section des armatures longitudinales de la dalle sur sa largeur efficace.

➤ **Section en travée intermédiaire ou de rive (dalle + poutre en I) :** On sait que

$$\begin{aligned} \text{Pour la dalle : } S_b &= 3069,5 \times 10^3 \text{ mm}^2 \\ I_b &= 14065,57 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour la poutre en I : } S_a &= 239,2 \times 10^3 \text{ mm}^2 \\ I_a &= 857,25 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

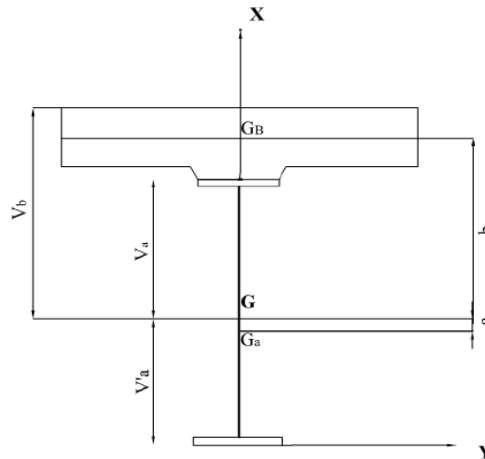


Figure VI.20 Section mixte en travée

$$C = a + b = X_{G_B} - X_{G_a} = (4600 + 50 + 250 - 129,48) - 2143,53 = 2626,99 \text{ mm}$$

$$V_a = b - 170,52 \text{ mm}$$

$$V'_a = 4600 - V_a \text{ mm}$$

$$V_b = b + 129,48 \text{ mm}$$

$$W_a = \frac{I_m}{v_a} \text{ mm}^3$$

$$W'_a = \frac{I_m}{v'_a} \text{ mm}^3$$

$$W_b = \frac{I_m}{v_b} \text{ mm}^3$$

On rapporte sur le tableau ci-après les caractéristiques de cette section mixte:

Tableau.VI.10. Caractéristiques de la section mixte en travée (Dalle + poutre en I)

n	S [mm ²]	a [mm]	b [mm]	I _m × 10 ⁹ [mm ⁴]	V _a [mm]	V' _a [mm]	V _b [mm]	W _a × 10 ⁷ [mm ³]	W' _a × 10 ⁷ [mm ³]	W _b × 10 ⁷ [mm ³]
∞	239200	0	2626,9	857,2	2456,4	2143,5	2756,4	34,9	39,9	31,1
18	409727,7	1093,3	1533,6	1545,2	1363,1	3236,8	1636,1	113,36	47,7	92,9
15	443833,3	1211,2	1415,7	1619,4	1245,2	3354,7	1545,2	130,05	48,2	105,2
6	750783,3	1790	836,9	1984,9	666,4	3933,5	966,4	297,84	50,4	205,3

➤ Section sur appui (intermédiaire dans notre cas) (armatures + poutre en I) : On a

Pour la poutre en I : $S_a = 239,2 \times 10^3 \text{ mm}^2$
 $I_a = 857,25 \times 10^9 \text{ mm}^4$

Pour les armatures : $S_{arm} = b_{eff}(A_{LS} + A_{LI}) = 52355,875 \text{ mm}^2$
 $I_{arm} = S_{arm} \cdot b^2$

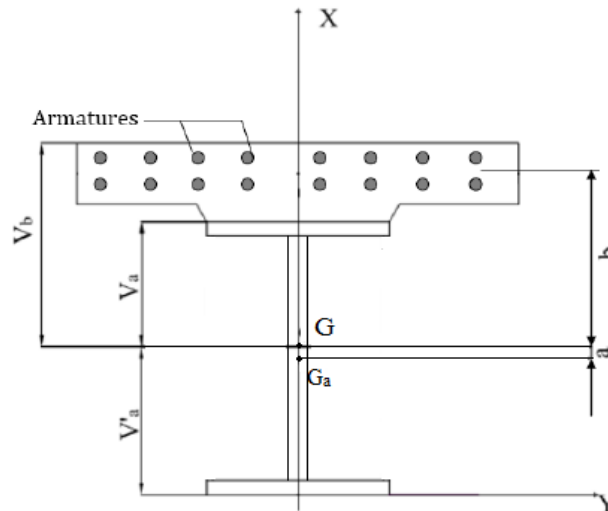


Figure VI.21 Section mixte sur appui

$$C = a + b = X_{Gdalle} - X_{Ga} = (4600 + 50 + 250 - 125) - 2143,53$$

$$C = 2631,47 \text{ mm}$$

$$V_a = b - 175 \text{ mm}$$

$$V'_a = 4600 - V_a \text{ mm}$$

$$V_{arm} = V_b = b + 122 \text{ mm}$$

$$W_{arm} = \frac{I_m}{v_{arm}} \text{ mm}^3$$

$$W_a = \frac{I_m}{v_a} \text{ mm}^3$$

$$W'_a = \frac{I_m}{v'_a} \text{ mm}^3$$

$$S = S_a + \frac{S_{arm}}{n}$$

$$a = \frac{c \cdot S_{arm}}{n \cdot s} \text{ et } b = \frac{c \cdot S_a}{s}$$

$$I_m = I_a + S_a a^2 + S_{arm} b^2$$

Tableau. VI.11. Caractéristiques de la section mixte sur appui (armatures + poutre en I)

n	S [mm ²]	a [mm]	b [mm]	I _m × 10 ⁹ [mm ⁴]	V _a [mm]	V' _a [mm]	V _{arm} [mm]	W _a × 10 ⁷ [mm ³]	W' _a × 10 ⁷ [mm ³]	W _{arm} × 10 ⁷ [mm ³]
∞	239200	0	2721,4	1245,0	2546,4	2143,5	2846,4	48,9	58,1	43,7
18	244982,7	64,2	2657,2	1227,9	2482,2	2207,7	2782,2	49,5	55,6	44,1
15	246139,3	76,7	2644,7	1224,8	2469,7	2220,2	2769,7	49,6	55,2	44,2
6	256548,2	184	2537,4	1202,4	2362,4	2327,6	2662,4	50,9	51,7	45,2

VI.7. Justification des sections mixtes à l'ELU [11]

Cette justification correspond à un cas de charge exceptionnel, ultime pour lequel la stabilité de l'ouvrage doit être garantie, bien qu'étant à la limite de la ruine.

Un ELU est atteint lorsque l'on constate une perte d'équilibre, une instabilité de forme, une rupture d'élément et une déformation plastique exagérée, etc.

VI.7.1. La classe d'une section transversale [10]

Le système de classification établi pour les poutres en acier s'applique aussi aux poutres mixtes.

La classe d'une section mixte est la classe la plus élevée des parois comprimées en acier qui la composent.

Les sections sont classées sur une échelle de 1 à 4, en fonction de l'élançement (largeur/épaisseur, noté c/t) des différentes parois comprimées qui les composent, de leur limite d'élasticité et des contraintes de sollicitation à l'ELU :

➤ **Classe 1 :**

Section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.

➤ **Classe 2 :**

Section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais avec une capacité de rotation limitée.

➤ **Classe 3 :**

Section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique, en fibres extrêmes, mais non sa résistance plastique, du fait des risques du voilement local.

➤ **Classe 4 :**

Section transversale ne pouvant atteindre sa résistance élastique à cause des risques de voilement.

Le tableau ci-après récapitule les attributs de chaque classe dans le cas d'une section simplement fléchie.

Tableau. VI.12. Principe de classification des sections vis-à-vis de la flexion

CLASSE	MODELE DE COMPORTEMENT	RESISTANCE DE CALCUL	CAPACITE DE ROTATION PLASTIQUE
1		PLASTIQUE sur section complète 	Importante
2		PLASTIQUE sur section complète 	Limitée
3		ELASTIQUE sur section complète 	Aucune
4		ELASTIQUE sur section incomplète 	Aucune

VI.7.1.1. Justification de la section sur appui (sous moment négatif)

a. Classe de la section sur appui (sous moment négatif) :

Sous moment négatif, à l'ELU, la dalle en béton est tendue sur toute sa hauteur. Sa participation est donc négligée dans la résistance de la section.

➤ **Détermination de l'axe neutre plastique(ANP) :**

On considère le cas où l'axe neutre se trouve à l'interface entre le béton et l'acier, totalement tendu et comprimé respectivement. La force de traction développée par les armatures à l'intérieur du béton est notée F_t , et celle de compression développée par l'acier est notée F_c .

$$F_{arm} = f_{su} \times S_{arm} = 348 \times 0,052 = 18,096 \text{ MN}$$

$$F_{ame} = f_{yw} \times S_{ame} = 345 \times (4,51 \times 0,024) = 37,34 \text{ MN}$$

$$F_{fsup} = f_{yf,s} \times S_{f,sup} = 345 \times (1,4 \times 0,04) = 19,32 \text{ MN}$$

$$F_{finf} = f_{yf,i} \times S_{f,inf} = 335 \times (1,5 \times 0,05) = 25,125 \text{ MN}$$

Donc :

$$F_c = F_{fsup} + F_{ame} + F_{finf} = 81,785 \text{ MN}$$

$$F_t = F_{arm} = 18,096 \text{ MN}$$

On constate que $F_c > F_t$, alors l'axe neutre se trouve dans la section d'acier dont une partie est tendue et l'autre comprimée. Dans ce cas de flexion simple, les forces de compression et de traction doivent être en équilibre, alors on peut écrire :

$$F_t + f_y \times S_{a,t} = f_y \times S_{a,c}$$

Ce qui donne :

$$S_{a,c} - S_{a,t} = \frac{F_t}{f_y} = 0,0509 \text{ m}^2$$

Or on a aussi : $S_{a,c} + S_{a,t} = 0,23924 \text{ m}^2 \rightarrow S_{a,c} = 0,14507 \text{ m}^2$ et $S_{a,t} = 0,09417 \text{ m}^2$

$$S_{a,t} > S_{f,sup} = 0,056 \text{ m}^2.$$

Donc l'axe neutre plastique se trouve dans l'âme de la poutre en I.

$$F_t = F_{arm} + F_{fsup} + F_{ame,t}$$

$$F_c = F_{finf} + F_{ame,c}$$

Nous avons d'une part : $S_{ame,c} + S_{ame,t} = S_{ame} = \frac{F_{ame}}{f_{yw}} = 0,10008 \text{ m}^2 \dots \dots \dots (1)$

D'autre part on a : $F_t = F_c \Rightarrow F_{arm} + F_{fsup} + F_{ame,t} = F_{finf} + F_{ame,c}$

D'où :

$$F_{ame,c} - F_{ame,t} = F_{arm} + F_{fsup} - F_{finf} = 18,096 + 19,32 - 25,125 = 12,291 \text{ MN}$$

On divise les deux membres de l'équation précédente par f_{yw} on obtient :

$$S_{ame,c} - S_{ame,t} = \frac{F_{ame,c} - F_{ame,t}}{f_{yw}} = \frac{12,291}{345} = 0,03562 \text{ m}^2 \dots \dots \dots (2)$$

En résolvant le système d'équations à deux inconnues (1) et (2).

On trouve :

$$S_{ame,c} = 0,06785 \text{ m}^2$$

$$S_{ame,t} = 0,03223 \text{ m}^2$$

La hauteur de l'âme tendue est égale à :

$$h_{wt} = \frac{S_{ame,t}}{t_w} = \frac{0,03223}{0,024} = 1,34 \text{ m}$$

L'axe neutre se situe dans l'âme à une distance de 1680 mm de la fibre supérieure du béton.

➤ Détermination de la classe [10]

• Semelle supérieure tendue

La semelle supérieure est tendue, elle est donc de classe 1.

- **Semelle inférieure comprimée**

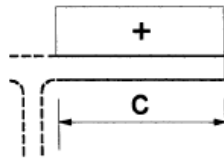


Figure VI.22 Semelle inférieure comprimée[10]

On a :

$$\frac{c}{t_{fi}} = \frac{b_i - t_w}{2 \times t_{fi}} = \frac{1500 - 24}{2 \times 50} = 14,76$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

On a alors : $\frac{c}{t_{fi}} \geq 14\varepsilon = 11,34$

On est au-delà des limites de la classe 3 donc la semelle inférieure est de classe 4.

- **Classification de l'âme [15]**

L'âme est en flexion composée, il est tendu en partie supérieure et comprimé en partie inférieure.

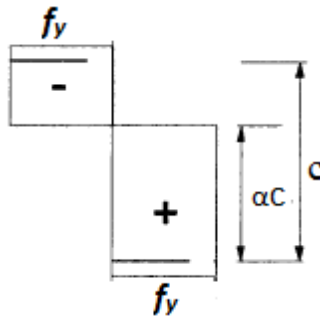


Figure VI.23 Paroi de l'âme[10]

$$c = h_w - 2 \times h_s = (4600 - 50 - 40) - 2 \times 30 = 4450 \text{ mm}$$

Avec

h_w : hauteur de l'âme ;

h_s : hauteur d'une soudure.

$$\alpha = 1 - \frac{h_w + t_{fi} - y - h_s}{c} = 1 - \frac{4510 + 50 - 3140 - 30}{4450} = 0,68$$

On a :

$$\alpha > 0,5$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{4450}{24} = 185,42$$

On constate que :

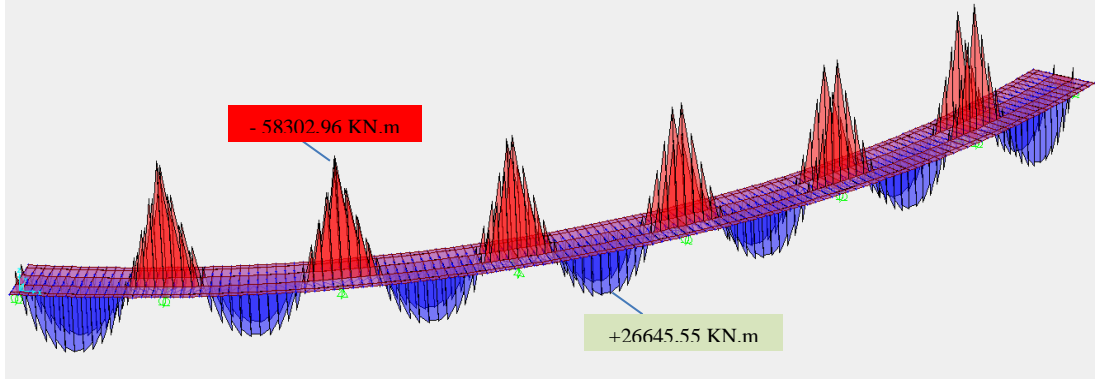
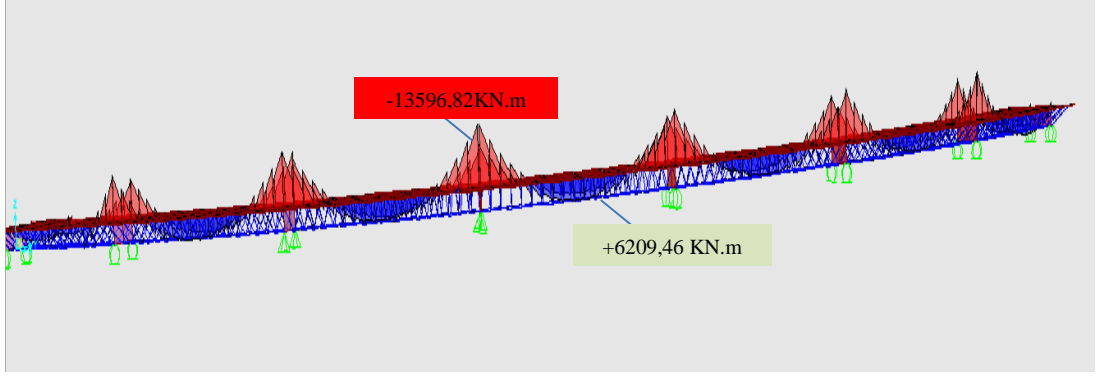
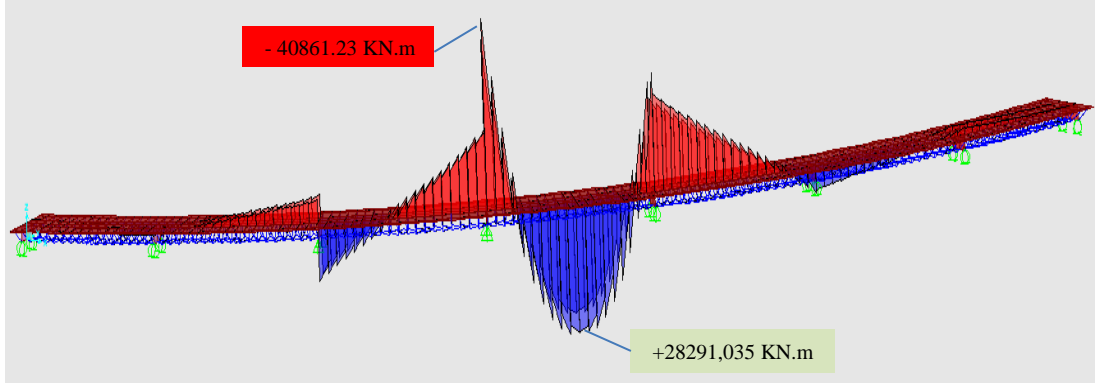
$$\frac{c}{t_w} > \frac{456 \cdot \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 47,11$$

On en déduit que l'âme est au moins de classe 3 et on raisonne donc sur le diagramme élastique des contraintes à l'ELU.

A l'ELU la combinaison nous donnant le moment négatif maximal est : $1,35 G + 1,5A(L)$

Le tableau ci-après représente les diagrammes du moment fléchissant maximal correspondant à chaque charge :

Tableau.VI.13.Diagrammes du moment fléchissant maximal a l'ELU

surcharge	Diagrammes du moment fléchissant
1,35 G _{pp}	
1,35 G _{ccp}	
1,5 A	

Maintenant que nous avons les diagrammes du moment fléchissant correspondant aux différents cas de chargement, nous allons calculer les contraintes des différentes parties de la section mixte.

Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau (VI.13)

Tableau.VI.14. Contraintes dues au moment négatif à l'ELU

	n	Charge	M_{max}^- [KN.m]	$\sigma_{arm} = \frac{M_{max}^-}{W_{arm}}$ [MPa]	$\sigma_s = \frac{M_{max}^-}{W_a}$ [MPa]	$\sigma_l = -\frac{M_{max}^-}{W'_a}$ [MPa]
Charges permanentes	∞	1,35 G _{PP}	- 58302,96	-133,29	-119,25	+100,38
Charges complémentaires permanentes	18	1,35 G _{CCP}	-13596,82	-30,81	-27,49	+24,45
Surcharges	6	1.5 A	- 40861,23	-91,41	-81,18	+ 79,99
Σ				-255,6	-227,92	+204,81

La figure (VI.24) montre la répartition des contraintes dans la section mixte

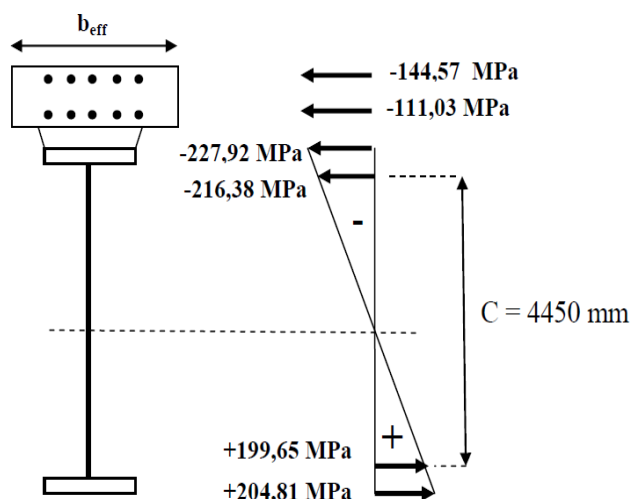


Figure VI.24 Diagramme élastique des contraintes à l'ELU

Nous avons :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{4450}{24} = 185,42$$

$$\psi = \frac{\sigma_s}{\sigma_i} = -1,09 \rightarrow 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)} = 62 \times 0,81 \times (1 + 1,09)\sqrt{(1,09)} = 109,58$$

Donc :

$$\frac{c}{t_w} > 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$$

L'élancement limite entre la classe 3 et la classe 4 est dépassé, on en déduit que l'âme est de classe 4.

Nous pouvons donc conclure que la section sur appui est de classe 4 et doit être justifiée par une analyse élastique en utilisant ses caractéristiques efficaces.

➤ **Caractéristiques de la section efficace** [10]

Elancement des parois :

$$\bar{\lambda} = \frac{\frac{\bar{b}}{t}}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$$

Avec :

t : Epaisseur de la paroi,

\bar{b} : Largeur de la paroi considérée,

$\varepsilon = 0,81$. (Acier S355)

k_σ : Coefficient de voilement,

• **Pour l'âme :**

Tableau.VI.15. Coefficient de voilement k_σ de l'âme [10]

$\psi = \frac{\sigma_s}{\sigma_i}$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coefficient de voilement k_σ	4,0	$\frac{8,02}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

- Coefficient de voilement :

$$\psi = -1,09 \rightarrow k_\sigma = 5,98 (1 - \psi)^2 = 26,12$$

- Elancement de l'âme :

$$\bar{\lambda}_{ame} = \frac{\frac{4,450}{0,024}}{28,4 \times (0,81)\sqrt{26,12}} = 1,577$$

- Coefficient de réduction de l'âme :

$$\text{Lorsque } \begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \text{ alors } \rho = 1 \\ \bar{\lambda}_p \geq 0,673 \text{ alors } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} \end{cases}$$

On a alors :

$$\rho_{ame} = \frac{1,577 - 0,22}{1,577^2} = 0,55$$

- Calcul de b_{eff} de l'âme:

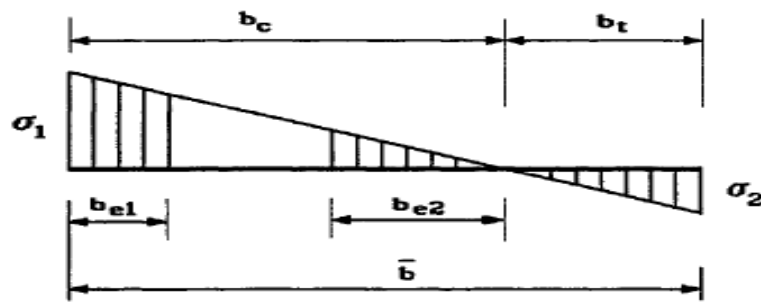


Figure VI.25 Identification de la largeur efficace de l'âme

Nous trouvons :

$$b_{eff} = \rho b_c = 0,55 \times 3,110 = 1,71 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} = 0,4 \times 1,71 = 0,684 \text{ m} \\ b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff} = 0,6 \times 1,71 = 1,026 \text{ m} \end{cases}$$

b. Justification à la flexion :

Nous avons :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_{yf,s}}{\gamma_{M0}} = \frac{345}{1,0} = 345 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_i = \frac{f_{yf,i}}{\gamma_{M0}} = \frac{335}{1,0} = 335 \text{ MPa}$$

On constate que :

$$\sigma_s = 227,92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_i = 204,81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_i$$

$$\sigma_{arm} = 255,6 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

✓ La section sur appui sous moment négatif est justifiée en flexion à l'ELU.

c. justification à l'effort tranchant : [10]

Nous devons vérifier que :

$$V_{max} \leq V_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{A_{ame,eff}}{\gamma_{M1}}$$

Nous avons :

$$V_{max} = 13,01 \text{ MN}$$

$$A_{ame,eff} = (b_{eff} + h_{wt}) \times t_w = 1,71 \times 0,024 = 0,0732 \text{ m}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{355}{\sqrt{3}} \times \frac{0,044}{1,0} = 15,01 \text{ MN}$$

On constate que $V_{max} \leq V_{Rd}$

✓ la résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

d. vérification au voilement [10]

Nous vérifierons le voilement en utilisant la méthode post-critique définie par l'Eurocode3.

Si la condition suivante $\frac{d}{t_w} \leq 30 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{K_\tau}$ est vérifiée, il n'y a pas de risque de voilement, dans le cas contraire, le voilement risque de se produire, et on doit vérifier que :

$$V \leq V_{ba} = \frac{d t_w \tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

V : Effort tranchant de calcul,

V_{ba} : Effort tranchant résistant,

τ_{ba} : Contrainte moyenne de cisaillement (contrainte post-critique simple), et qui est fonction de l'élanement de l'âme. (Voir tableau V.5)

$\bar{\lambda}_w$: Elancement de l'âme, tel que $\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr}}}$.

τ_{cr} : Résistance critique élastique au voilement par cisaillement,

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{E \pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{d}\right)^2.$$

d : Hauteur d'âme entre semelles,

t_w : Epaisseur de l'âme,

k_τ : Coefficient de voilement par cisaillement dont la valeur est en fonction de α , $\alpha = \frac{a}{d}$; (voir tableau V.4)

a : Distance entre les raidisseurs transversaux.

Nous avons :

$$\frac{a}{d} = \frac{4}{4,51} = 0,88 \rightarrow k_\tau = 4 + \left(\frac{5,35}{\alpha^2}\right) = 10,91$$

$$\frac{d}{t_w} = 187,91 > 30 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{K_\tau} = 80,62 \rightarrow \text{il y'a un risque de voilement de l'âme.}$$

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{E \pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 = 58,58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr}}} = 2,46 > 1,2 \rightarrow \tau_{ba} = \frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = 74,98 \text{ MPa}$$

$$v_{max} = 13010 \text{ KN} > V_{ba} = \frac{d t_w \tau_{ba}}{\gamma_{M1}} = 8097,84 \text{ KN}$$

La condition pour la stabilité au voilement de l'âme n'est pas vérifiée.

Pour remédier au problème on propose de mettre des raidisseurs transversaux intermédiaires entre les cadres d'entretoises. ($a=2$ au lieu de $a=4$)

$$\frac{a}{d} = \frac{2}{4,51} = 0,44 \rightarrow k_\tau = 4 + \left(\frac{5,35}{\alpha^2}\right) = 31,63$$

$$\frac{d}{t_w} = 187,91 > 30 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{K_\tau} = 137,27 \rightarrow \text{il y'a un risque de voilement de l'âme.}$$

$$\tau_{cr} = K_\tau \frac{E\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 = 169,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr}}} = 1,44 > 1,2 \rightarrow \tau_{ba} = \frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = 128,1 \text{ MPa}$$

D'ou

$$v_{max} = 13010 \text{ KN} < V_{ba,Rd} = \frac{d t_w \tau_{ba}}{\gamma_{M1}} = 13865,5 \text{ KN}$$

✓ La condition pour la stabilité au voilement de l'âme est vérifiée.

e. Interaction entre effort tranchant et moment fléchissant [10]

Les sections transversales peuvent être considérées comme satisfaisantes, c'est-à-dire ne nécessitant pas une détermination de l'influence de l'effort tranchant sur le moment résistant de calcul, si elles remplissent les deux conditions suivantes:

$$M_{max} \leq M_{f,Rd}$$

$$V_{max} \leq V_{ba,Rd}$$

Avec :

$M_{f,Rd}$: Moment de résistance plastique de calcul d'une section transversale constituée des semelles seules, avec prise en compte de la largeur efficace b_{eff} de la semelle comprimée,

$V_{ba,Rd}$: Résistance de calcul de l'âme au voilement par cisaillement.

Le moment résistant plastique des semelles de la section mixte $M_{f,Rd}$ se calcule comme suit :

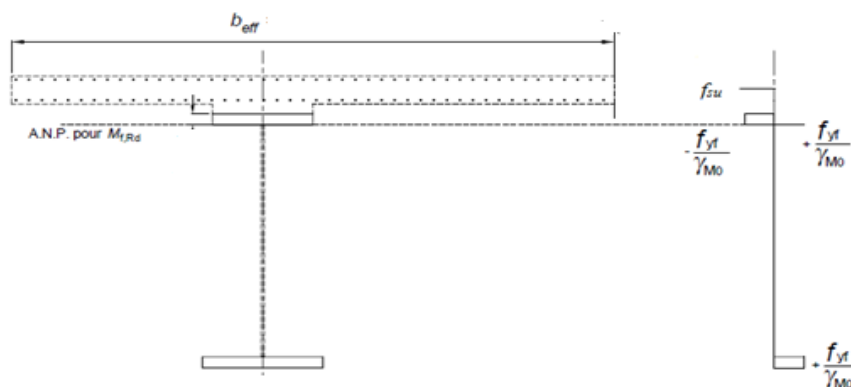


Figure VI.26 Moment résistant plastique des semelles seules

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure.

Détermination de la position de l'axe neutre :

On pose $F_t = F_c \rightarrow F_{arm} + F_{fsup,t} = F_{fsup,c} + F_{finf}$
 $F_{arm} + S_{sup,t} \times f_{yf,s} = S_{sup,c} \times f_{yf,s} + F_{finf}$
 $S_{sup,t} - S_{sup,c} = \frac{F_{finf} - F_{arm}}{f_{yf,s}} = 0,0203 \text{ m}^2 \dots \dots (1)$
 $S_{sup,t} + S_{sup,c} = S_{sup} = 0,056 \text{ m}^2 \dots \dots (2)$

En résolvant le système on trouve :

$S_{sup,t} = 0,03815 \text{ m}^2$
 $S_{sup,c} = 0,01785 \text{ m}^2$

Donc la hauteur de la semelle tendue est de :

$h_{f,t} = \frac{S_{sup,t}}{b_{f,sup}} = 0,027 \text{ m} = 27 \text{ mm}$

D'où :

$M_{f,Rd} = 114,483 \text{ MN.m}$

On constate que :

$M_{f,Rd} > M_{max} = 112,76 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (1)$

D'autre part nous avons :

$V_{max} = 13,01 \text{ MN} \leq V_{ba,Rd} = 13,86 \text{ MN} \dots (2)$

Mais puisque on a $V_{max} > 0,5 \times V_{ba,Rd} = 6,93 \text{ MN}$. Nous devons aussi vérifier le critère suivant :

$M_{max} \leq M_{red} = M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) \left[1 - \left(\frac{2V_{max}}{V_{ba,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$

Le moment résistant plastique de la section mixte $M_{pl,Rd}$ se calcule comme suit

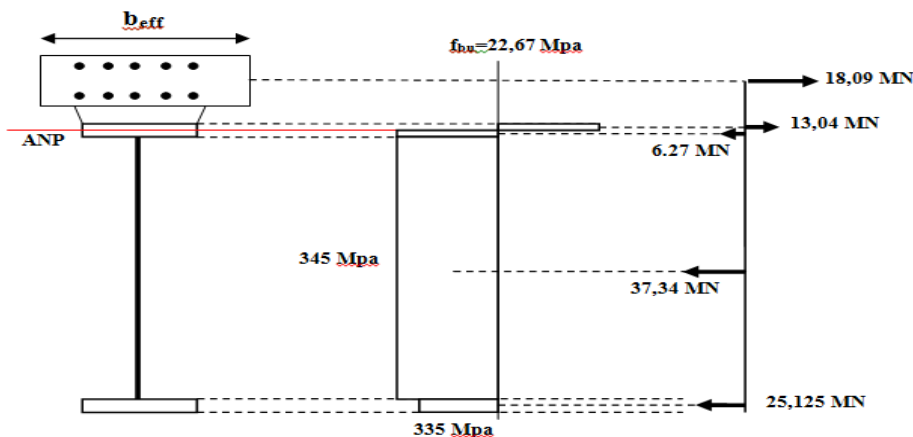


Figure VI.27 Détermination du moment résistant plastique

On trouve :

$$M_{pl,Rd} = 204,72 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$M_{red} = M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) \left[1 - \left(\frac{2V_{max}}{V_{ba,rd}} - 1 \right)^2 \right] = 135,26 \text{ MN.m}$$

On constate que :

$$M_{max} = 112,76 \text{ MN.m} < M_{red} \dots \dots (3)$$

- ✓ Les trois critères étant satisfaits, la section est donc justifiée sous l'interaction moment fléchissant, effort tranchant.

f. Vérification au déversement [10]

Il faut vérifier que :

$$M \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

χ_{LT} : Coefficient de réduction spécifique déversement.

β_w : Coefficient dépendant de la classe de la section.

$W_{el,y}$: Modules de flexion élastique.

f_y : Limite élastique.

γ_{M1} : Facteur partiel de sécurité en instabilité élastique. $\gamma_{M1} = 1,0$

Calcul de M_{cr} :

Il se calcule avec la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right]$$

Avec :

$$I_y = 0,8572 \text{ m}^4.$$

$$I_z = 0,02321 \text{ m}^4.$$

$$I_t = 0 \text{ (section de classe 4)}$$

$$I_w = 0,1149 \text{ m}^6.$$

$k=1$ et $k_w = 1$. (Facteurs de longueur effective)

$C_1=1,28$; $C_2=1,56$ et $C_3=0,75$. (Facteurs des conditions de charge et d'encastrement)

$$Z_a = 2476 \text{ mm.}$$

$$Z_c = - 302 \text{ mm.}$$

$$Z_g = 2760 \text{ mm.}$$

$$Z_j = 437,9 \text{ mm.}$$

$$L = 4000 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow M_{cr} = 2276752,5 \text{ KN.m}$$

Calcul de β_w :

Il se calcule avec la formule suivante : $\beta_w = \frac{W_{eff,y}}{W_{pl,y}}$

Avec :

$$W_{pl,y} = \frac{I_y}{y_G} = \frac{0,8572}{2,143} = 0,4 \text{ m}^3$$

$$I_{eff} = 0,68 \text{ m}^4$$

$$W_{eff,y} = \frac{I_{eff}}{y_G} = \frac{0,68}{2,147} = 0,3167 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow \beta_w = 0,79$$

Calcul de χ :

Il se calcule avec la formule suivante : $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$

Avec :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,22$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,52 \text{ (Voir tableau V.3 pour le calcul de } \alpha_{LT})$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = 1,008$$

Calcul de $M_{b,Rd}$

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 113,077 \text{ MN}$$

On constate que :

$$M_{max} = 112,76 \text{ MN.m} < M_{bRd} = 113,077 \text{ MN.m}$$

✓ La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

g.Vérification des bracons au flambement [10]

Pour qu'il n'y ait pas de flambement on doit vérifier :

$$N \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

N : Effort normal de compression,

χ : Coefficient de réduction,

β_A : Coefficient des sections transversales ($\beta_A = 1$ pour les sections de classes 1 à 3

$\beta_A = A_{\text{eff}}/A$ pour les sections de classe 4 ($A_{\text{eff}} =$ aire efficace)),

A : Section brute (section calculée avec les dimensions nominales sans déduction des trous éventuels),

f_y : Limite élastique,

γ_{M1} : Facteur partiel de sécurité en instabilité élastique. $\gamma_{M1} = 1,0$

Le flambement peut être négligé pour un élancement réduit ($\bar{\lambda} \leq 0,2$).

Les sollicitations dans les bracons sont tirées du logiciel « CSI Bridge 2015 » et sont reportées dans le tableau (VI.15).

Tableau.VI.16. Effort normal dans les bracons

Combinaison	Nmax [KN]
1,35G + 1,5[A(l) + ST] + 0,9ΔT + 0,75Δθ	1739,80
1,35G + 1,5[Bc + ST] + 0,9ΔT + 0,75Δθ	2523,68
1,35G + 1,35Mc120 + 0,9ΔT + 0,75Δθ	1884,57
1,35G + 1,35D240 + 0,9ΔT + 0,75Δθ	1583,40
1,35G + 1,35D280 + 0,9ΔT + 0,75Δθ	1450,28

Nous avons :

$$A = 16700 \text{ mm}^2$$

$$I_y = I_z = 3,15 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$L_{cr} = 9450 \text{ m}$$

D'où :

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A}{I}} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0,901 > 0,2 \rightarrow \text{il y'a un risque de flambement des bracons.}$$

En analysant la figure (V.49), on trouve que $\chi = 0,74$ pour $\bar{\lambda} = 0,901$.

Donc :

$$N_{b,Rd} = 4387,09 \text{ KN}$$

On constate que :

$$N_{b,Rd} > N_{max} = 2523,68 \text{ KN} .$$

✓ La condition pour la stabilité au flambement des bracons est vérifiée.

VI.7.1.2. Justification de la section en travée (sous moment positif)

Le béton est comprimé sur toute sa hauteur, il participe donc à la résistance de la section.

a. Classe de la section à mi-travée :

➤ Détermination de l'axe neutre plastique(ANP) :

On considère le cas où l'axe neutre se trouve à l'interface entre le béton et l'acier, totalement comprimé et tendu respectivement. La force de compression développée par le béton est notée F_c , et celle de traction développée par l'acier est notée F_t :

$$\begin{aligned} F_b &= f_{bu} \times S_b = 22,67 \times 2,997 = 67,94 \text{ MN} \\ F_{ame} &= f_{yw} \times S_{ame} = 345 \times (4,51 \times 0,024) = 37,34 \text{ MN} \\ F_{f,sup} &= f_{yf,s} \times S_{sup} = 345 \times (1,4 \times 0,04) = 19,32 \text{ MN} \\ F_{f,inf} &= f_{yf,i} \times S_{inf} = 335 \times (1,5 \times 0,05) = 25,125 \text{ MN} \end{aligned}$$

Ce qui donne :

$$F_c = F_b = 67,94 \text{ MN}$$

$$F_t = F_{ame} + F_{f,sup} + F_{f,inf} = 37,34 + 19,32 + 25,125 = 81,785$$

Nous constatons que $F_t > F_c$, l'axe neutre se trouve donc dans la section d'acier dont une partie est comprimée et l'autre tendue.

Pour avoir la position de l'axe neutre, les forces de compression et de traction doivent être en équilibre, on écrit alors :

$$F_c + f_y \cdot S_{ac} = f_y \cdot S_{at} \rightarrow S_{at} - S_{ac} = \frac{F_c}{f_y} = 0,19138 \text{ m}^2 = 191380 \text{ mm}^2$$

D'autre part,

$$S_{at} + S_{ac} = S_a = 56000 + 75000 + 108240 = 239240 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ce qui donne : } S_{at} = 215310 \text{ mm}^2 \text{ et } S_{ac} = 23930 \text{ mm}^2$$

On constate que :

$$S_{ac} = 23930 \text{ mm}^2 < S_{sup} = 56000 \text{ mm}^2$$

Donc, l'axe neutre plastique se trouve dans la semelle supérieure de la poutre en I.

Nous avons d'une part : $F_c = F_t$

Avec :

$$F_c = F_b + F_{f,sup,c}$$

$$F_t = F_{ame} + F_{f,sup,t} + F_{f,inf}$$

Donc :

$$\begin{aligned}
 F_c = F_t &\Rightarrow F_b + F_{f,sup,c} = F_{ame} + F_{f,sup,t} + F_{f,inf} \\
 &\Rightarrow F_{f,sup,c} - F_{f,sup,t} = -F_b + F_{ame} + F_{f,inf} \\
 &\Rightarrow S_{f,sup,c} - S_{f,sup,t} = \frac{F_{f,sup,c} - F_{f,sup,t}}{f_{yf,s}} = \frac{-F_b + F_{ame} + F_{f,inf}}{f_{yf,s}} = -0,01587 \text{ m}^2 \\
 &\Rightarrow S_{f,sup,c} - S_{f,sup,t} = -0,01587 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(1)
 \end{aligned}$$

D'autre part nous avons aussi :

$$S_{f,sup,c} + S_{f,sup,t} = S_{f,sup} = 0,056 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(2)$$

En résolvant le système d'équations à deux inconnues (1) et (2).

On trouve :

$$\begin{aligned}
 S_{f,sup,c} &= 0,02 \text{ m}^2 \\
 S_{f,sup,t} &= 0,036 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

D'où :

$$h_{sup,c} = \frac{0,02}{1,4} = 0,014 \text{ m} = 14 \text{ mm}$$

➤ **Détermination de la classe [15]**

La semelle inférieure est tendue donc elle est de classe 1.

La semelle supérieure est connectée à la dalle, donc elle est de classe 1.

L'âme est entièrement tendue donc elle est de classe 1.

⇒ la section à mi-travée est de classe 1, elle sera justifiée par une analyse plastique.

b. Justification à la flexion :

On calcule le moment résistant plastique à partir de la position de l'ANP (figure ci-dessous) :

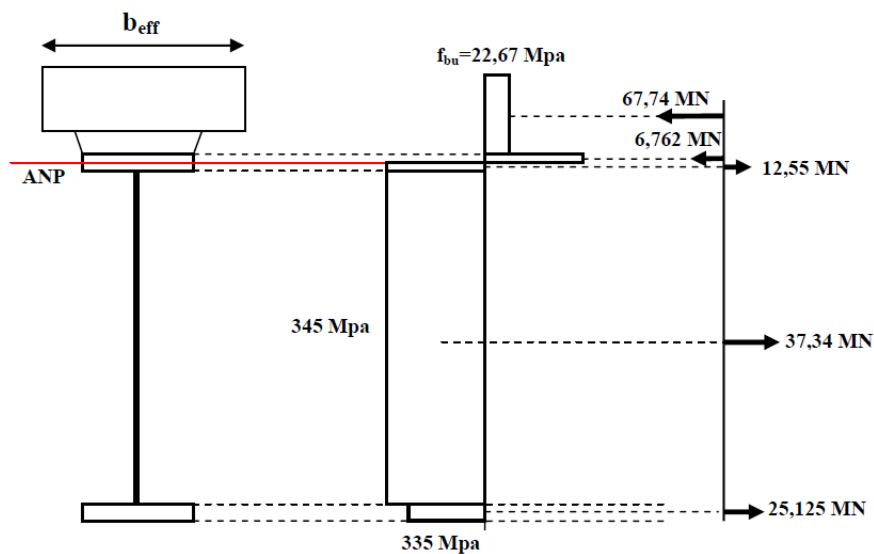


Figure VI.28 Moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ en travée

La valeur du Moment plastique résistant est : $M_{pl,Rd} = 209,42 \text{ MN.m}$

Les contraintes du tableau ci-dessous sont calculées par sommation des différents états. La combinaison qui nous donne le moment positif max est : $1,35G + 1,5A(L)$.

Tableau.VI.17. Contraintes dues au moment positif à l'ELU

	n	charge	M_{max}^+ [KN.m]	$\sigma_b = \frac{M_{max}^-}{nW_b}$ [MPa]	$\sigma_s = \frac{M_{max}^+}{W_a}$ [MPa]	$\sigma_I = -\frac{M_{max}^+}{W'_a}$ [MPa]
Charges permanentes	∞	1,35 G _{PP}	+26645,55	0	+76,35	-66,63
Charges complémentaires permanentes	18	1,35 G _{CCP}	+6209,46	0,37	+5,48	-13,01
Surcharges	6	1,5 A(L)	+28291,03	2,3	+9,50	-56,06
Σ				+2,67	+91,33	-135,70

On a alors :

$$\sigma_s = 91,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 345 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 135,71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_i = 335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,67 \leq f_{bu} = 22,67 \text{ MPa}$$

-justification vis-à-vis de la flexion : $M_{max} = 61,146 \text{ MN.m} \leq M_{pl,Rd} = 209,42 \text{ MN.m}$

✓ La section en travée est justifiée en flexion à l'ELU.

VI.8. Justification des sections mixtes aux ELS [9]

La justification des sections à l'ELS se fait par une analyse élastique.

VI.8.1. Effets des sollicitations différées

L'emploi des deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes, solidarisés de manière continue, fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte, auto-équilibré dans chaque section, dont les sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton,
- Une différence de température entre l'acier et le béton.

VI.8.1.1. Effets du retrait

Comme la dalle est liée rigidement à la structure métallique via des connecteurs, le retrait du béton de la section mixte ne peut pas être effectué librement, ce qui engendre un état de contrainte interne dont les formules sont les suivantes :

- Contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{-\varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_a \cdot I_a}{S \cdot I_m}$$

- Contrainte de compression dans la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_a}{S \cdot I_m} (I_a + b \cdot d \cdot S)$$

- Contrainte de traction dans la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_i = \frac{-\varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_a}{S \cdot I_m} (b \cdot d' \cdot S - I_a)$$

Avec :

$\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$: Déformation due au retrait du béton,

d : Distances des fibres supérieures de la poutre en acier par rapport à son centre de gravité G_a ,

d' : Distances des fibres inférieures de la poutre en acier par rapport à son centre de gravité G_a .

Les résultats des calculs sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.18. Contraintes dues au retrait du béton

Contraintes dues au retrait	En travée	Sur appui
σ_b [MPa]	-1,44	-
σ_{arm} [MPa]	-	-3,44
σ_s [MPa]	4,02	9,83
σ_i [MPa]	-0,82	-2,14

VI.8.1.2. Effets d'une différence de température entre l'acier et le béton

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait, lorsque la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0$) l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui dû au retrait. Dans le cas contraire, ($\Delta T < 0$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est tendue), ainsi les contraintes dues à cette différence de température sont :

$$\sigma'_b = \frac{1}{3} \sigma_b$$

$$\sigma'_s = \frac{1}{3} \sigma_s$$

$$\sigma'_i = \frac{1}{3} \sigma_i$$

On trouve alors :

Tableau.VI.19. Contraintes dues à la différence de température

Contraintes dues au retrait	En travée	Sur appui
σ_b [MPa]	-0,48	-
σ_{arm} [MPa]	-	-1,15
σ_s [MPa]	1,34	3,28
σ_i [MPa]	-0,27	-0,71

VI.8.2. Evaluation des charges à l'ELS

Les sollicitations obtenues avec le logiciel « CSI Bridge 2015 » sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau.VI.20. Sollicitations dues aux charges et surcharges à l'ELS

charges	Sollicitations à l'ELS		
	Moments fléchissant extrêmes [KN.m]		Effort tranchant [KN.m]
	Moment Positif	Moment négatif	T_{max}
PP	+19737,45	- 43187,38	5130,22
CCP	+4599,60	-10071,71	1290,23
A(L)	18860,69	-27241,02	2932,56

VI.8.3. Vérification des contraintes normales:

Les contraintes vont être vérifiées comme cité ci-dessous :

$$\sum \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sum \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{y,s}}{\gamma_{M,ser}} = 345 \text{ MPa}$$

$$\sum \sigma_i \leq \bar{\sigma}_i = \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,ser}} = 335 \text{ MPa}$$

VI.8.3.1. Sous moment négatif

La vérification se fera par une analyse élastique.

Tableau.VI.21. Contraintes normales dues au moment négatif à l'ELS

n	Charge	M_{\max}^- [KN.m]	$\sigma_{arm} = \frac{M_{\max}^-}{W_{arm}}$ [MPa]	$\sigma_s = \frac{M_{\max}^-}{W_a}$ [MPa]	$\sigma_l = -\frac{M_{\max}^-}{W'_a}$ [MPa]
∞	PP	-43187,38	-98,81	-88,3	74,32
18	CCP	-10071,71	-22,83	-20,34	18,11
15	Retrait	-	-3,44	9,83	-2,14
	Température	-	-1,15	3,28	-0,71
6	A(L)	-27241,02	-60,26	-53,51	52,68
Σ			-186,49	-149,04	142,26

$$\sigma_s = 149,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 345 \text{ MPa}$$

$$\sigma_l = 142,26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_l = 335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{arm} = 186,49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{arm} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

✓ Les contraintes normales sur appui sont vérifiées à l'ELS.

VI.8.3.2. Sous moment positif

La vérification se fera par une analyse élastique.

Tableau.VI.22. Contraintes normales dues au moment positif à l'ELS

n	Charge	M_{\max}^+ [KN.m]	$\sigma_b = \frac{M_{\max}^+}{n W_b}$ [MPa]	$\sigma_s = \frac{M_{\max}^+}{W_a}$ [MPa]	$\sigma_l = -\frac{M_{\max}^+}{W'_a}$ [MPa]
∞	PP	19737,45	0	56,32	-49,33
18	CCP	4599,60	0,27	4,04	-9,61
15	Retrait	-	-1,44	4,02	-0,82
	Température	-	-0,48	1,34	-0,27
6	A(L)	18860,69	1,53	6,33	-37,37
Σ			-0,12	72,05	-97,4

$$\sigma_s = 72,05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 345 \text{ MPa}$$

$$\sigma_l = 97,4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_l = 335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = -0,12 \text{ MPa} \leq f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

✓ Les contraintes normales en travée sont vérifiées à l'ELS.

VI.8.4 Vérification de la contrainte de cisaillement

L'effort tranchant est pratiquement repris par l'âme de la poutre, on doit vérifier que :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}\sqrt{3}} = 199,18 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement maximale de l'âme est donnée par :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_{ame}} = \frac{9,31983}{0,10824} = 86,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}$$

✓ La contrainte de cisaillement est vérifiée.

VI.8.5 Calcul des déformations

Pour assurer une bonne esthétique ainsi qu'un bon confort aux usagés, les flèches seront limitées à une valeur admissible définie par les règlements en vigueur. Pour les ponts routiers cette flèche a une valeur comprise entre $\frac{L}{500}$ et $\frac{L}{300}$.

Nous déterminerons par la suite les valeurs des flèches pour les différentes sollicitations en utilisant le logiciel de calcul « CSI Bridge 2015 ».

Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.23. Valeurs des flèches

Cas de chargement	La flèche [cm]	
	Travée de rive (L = 64m) $f_{adm} = \frac{L}{300} = 21,3 \text{ cm}$	Travée intermédiaire (L= 76 m) $f_{adm} = \frac{L}{300} = 25,3 \text{ cm}$
G+CCP	2,59	11,5
A	5,53	13,3
Bc	3,53	11,4
Mc120	1,6	3,6
D240	2,4	6,9
D280	2,7	6,1

Les diagrammes de la flèche sont donnés en annexe 4.

On constate que f_{max} est la flèche correspondant à la combinaison G+CCP+A

Tableau.VI.24. Valeurs de la flèche maximale

Cas de chargement	La flèche maximale (f_{max}) [cm]	
	Travée de rive (L = 64m) $f_{adm} = \frac{L}{300} = 21,3 \text{ cm}$	Travée intermédiaire (L= 76 m) $f_{adm} = \frac{L}{300} = 25,3 \text{ cm}$
G+CCP+A	8,12	24,8

Nous avons : $f_{max} \leq f_{adm}$ pour les deux cas.

✓ Donc les conditions sur les déformations sont vérifiées.

VI.9. Calcul des connecteurs à l'ELU [7]

Les goujons utilisés dans notre ouvrage ont les dimensions suivantes :

$\varnothing=32 \text{ mm}$; $h=150 \text{ mm}$; $d=19 \text{ mm}$.

Ils ont une limite d'élasticité $f_y=350 \text{ N/mm}^2$ et une contrainte de rupture $f_u=450 \text{ N/mm}^2$.

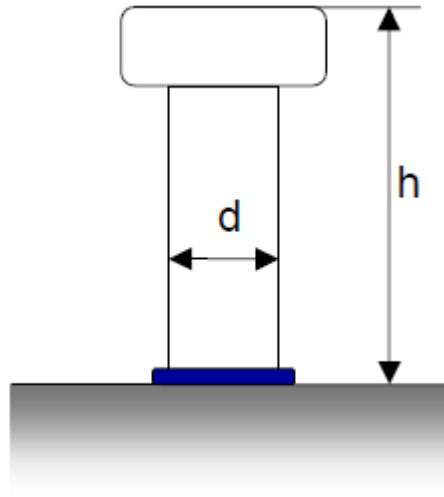


Figure.VI.29. Goujons à tête ronde

Ce type de connecteurs peut subir deux modes de ruine :

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$R_1 = 0,8 \cdot f_{su} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 0,019^2}{4} = 102018,6 \text{ N}$$

- La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$R_2 = 0,29 \cdot d^2 \cdot \sqrt{E_i \cdot f_{bu}} = 0,29 \times 0,019^2 \sqrt{12653,82 \times 22,67} = 56071,45 \text{ N}$$

Avec :

E_i : Module d'élasticité du béton,

f_{su} : Résistance ultime à la traction de l'acier du goujon (450 MPa),

f_{bu} : Résistance ultime à la compression du béton (22,67 MPa),

h : Hauteur du goujon,

d : Diamètre du goujon.

A l'état limite ultime, un connecteur a une résistance de calcul notée R_d avec :

$$R_d = \min (R_1, R_2) = 56071,45 \text{ N}$$

$$\text{D'où : } R_d = 56,071 \text{ KN}$$

- **Effort de cisaillement dans la jonction acier-béton :**

L'effort de cisaillement en état limite ultime est calculé comme suit :

- **Acier :**

$$F_a = \frac{\sum A_i \cdot \sigma_i}{1,05} = \frac{(1,4 \times 0,04) \times 345 + (4,51 \times 0,024) \times 345 + (1,5 \times 0,05) \times 335}{1,05} = 77,893 \text{ MN}$$

- **Béton :**

$$F_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \times S_{b,eff} = \frac{0,85 \times 40}{1,5} \times 4,541 = 102,92 \text{ MN}$$

- **Le nombre de goujons :**

Il se détermine comme suit :

$$N = \frac{\min(F_a, F_b)}{R_d} = \frac{77893}{56,071} = 1390 \approx 18 \text{ goujons/ml}$$

- **Espacement des goujons :**

$$e_g = \frac{100}{18} = 5,6 \text{ cm}$$

VI.10.conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement du ferrailage transversal et longitudinal de la dalle sous l'action des différentes charges et surcharges susceptible d'être appliquées. Puis on a vérifié la section mixte aux différents états limites vis à vis des contraintes normales et tangentielles d'une part, et aux phénomènes d'instabilité élastique d'autre part. Ce qui nous a permis de confirmer les dimensions adoptées lors du prédimensionnement du tablier de notre ouvrage.

Conclusion générale

Conclusion générale

Actuellement, le recours à des structures mixtes représente une part de plus en plus importante des réalisations d'ouvrages d'art. En effet c'est la parfaite combinaison alliant à la fois les performances du béton en compression et de l'acier en flexion.

Notre étude a débuté par une analyse des différentes données naturelles et fonctionnelles propres au projet.

Un passage en revue des différents éléments de la variante a été effectué. Suivi, de la phase du prédimensionnement avec la définition des caractéristiques des matériaux utilisés.

Ensuite, nous avons déterminé les charges et surcharges auxquelles sera soumise notre structure.

Par ailleurs, nous avons procédé à un calcul de la structure en phase d'exécution en commençant par expliquer les différentes étapes de réalisation par lancement.

En utilisant, le logiciel de calcul « SAP2000 v15 », nous avons évalué les sollicitations relatives aux différentes phases de construction afin d'effectuer les différentes vérifications vis-à-vis des contraintes, déversement, voilement et flambement.

Enfin, nous avons procédé au calcul de la structure en phase de service pour l'estimation des sollicitations à l'aide du logiciel de calcul « CSI Bridge 2015 ». Ce qui nous a permis de dimensionner la dalle, d'étudier la section mixte aux états limites (ultime et de service) et d'effectuer les différentes vérifications vis-à-vis des contraintes et des phénomènes d'instabilité élastiques.

Ce travail nous a permis d'approfondir, de compléter et de mettre en application les connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique, nous préparer à une bonne insertion dans le milieu professionnel. C'est pour cela que le projet de fin d'études restera et demeurera l'une des étapes les plus importantes dans le cycle de formation de l'élève Ingénieur.

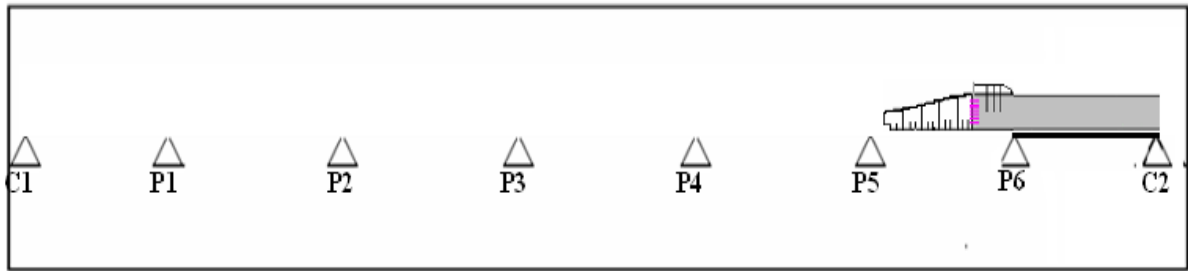
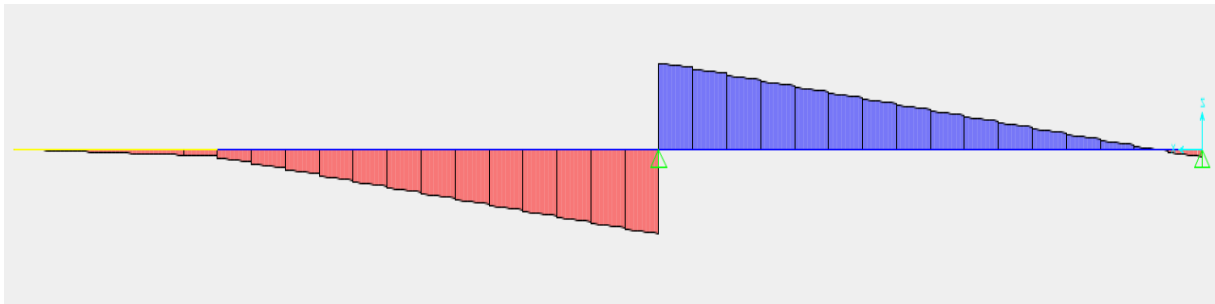
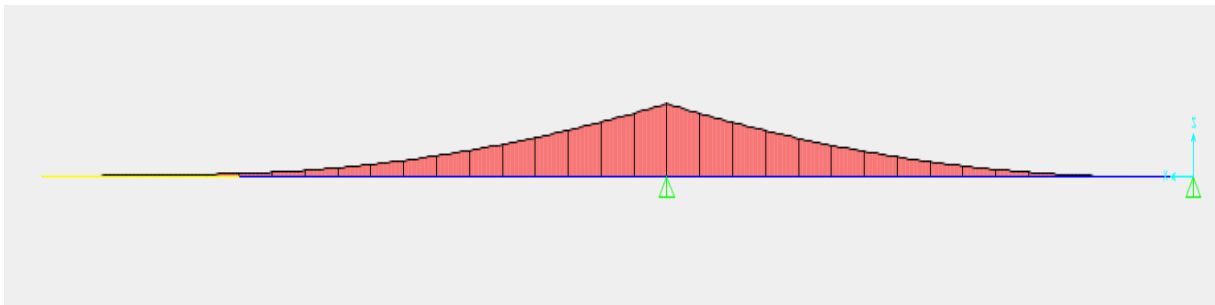
Nous souhaitons qu'à travers ce modeste travail, nous avons pu vous faire part de notre intérêt pour le génie civil et plus particulièrement le domaine des ouvrages d'art, véritables merveilles de conception de l'homme, constituant un support fondamental au développement économique d'un pays.

Références bibliographiques

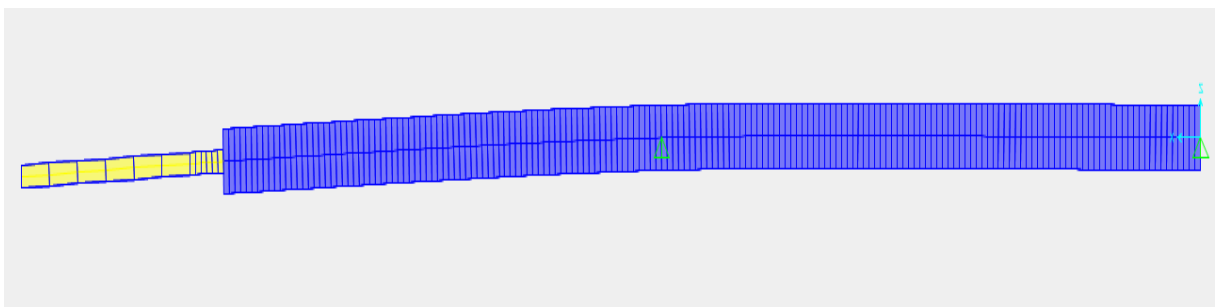
- [1] : Jean-Pierre DUCOUT, Technique de l'ingénieur C2675 « Ponts métalliques, conception générale »,10/11/1997.
- [2] : Jean-Pierre DUCOUT, Technique de l'ingénieur C2676 « Ponts métalliques, applications spécifiques »,12/09/2014.
- [3] : Jean-Paul LEBET, PONT EN ACIER Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton, Traité de Génie civil de l'école polytechnique Fédérale de Lausanne Volume 12, Presses Polytechniques et universitaires romandes, ISBN 978-2-88074-765-7, 2009.
- [4] : Setra 1990 « Pont mixte bipoutre »
- [5] : Setra 2009 « guide pont mixte »
- [6] : D.T.U BAEL, 91 « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites révisés 99 ».
- [7] : J.A CALGARO et M.VIRLOGEUX, Projet et construction des ponts.
- [8] : Guide des ponts poussés, Association française de génie civil, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1999.
- [9] : D.T.U SETRA, 1989 «Règlement de calcul des ponts mixtes »
- [10] : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et Document d'Application Nationale.
- [11] : Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale.
- [12] : Documents S.E.T.R.A 1996. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées Précontraintes par post tension (VIPP).
- [13] : D.T.R, 2008 « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route »
- [14] : Eurocode 3 et 4 application aux ponts mixtes.
- [15] : CEREMA « Guide de justification des sections », 2014.
- [16] : Règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art RPOA, 2008.
- [17] : KHERBOUCHE.J et B.KOUICEM, Etude d'un pont mixte bipoutre, mémoire de projet de fin d'étude, Ecole Nationale polytechnique (ENP).
- **Logiciels utilisés**
- [18] : AUTOCAD
- [19] : SAP2000 V15
- [20] : CSI BRIDGE 2015

Annexe 1

Phase critique 1

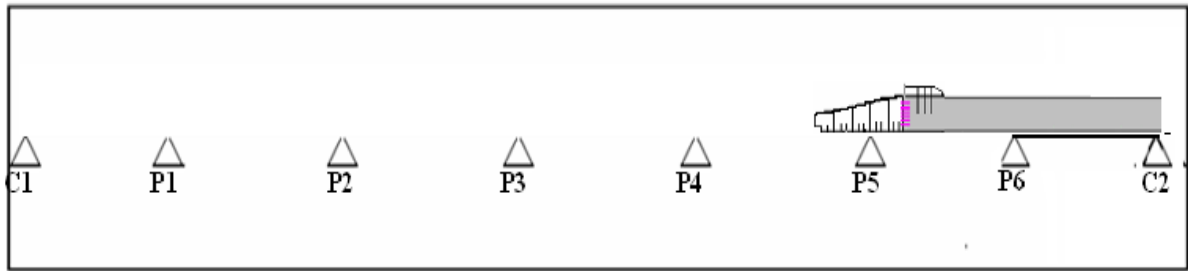
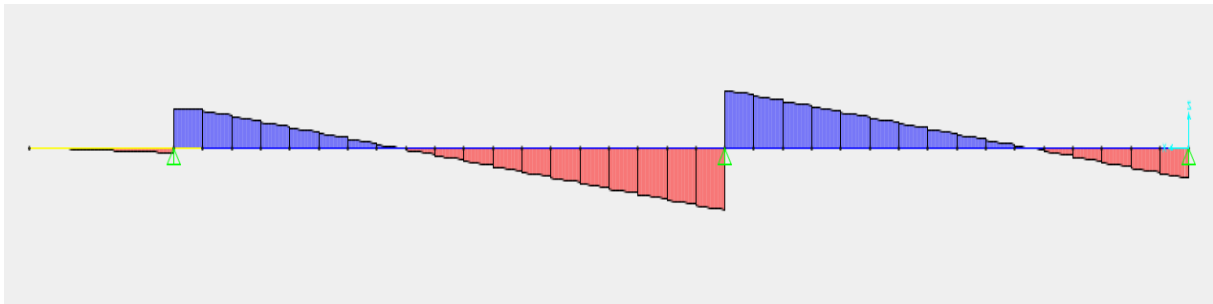
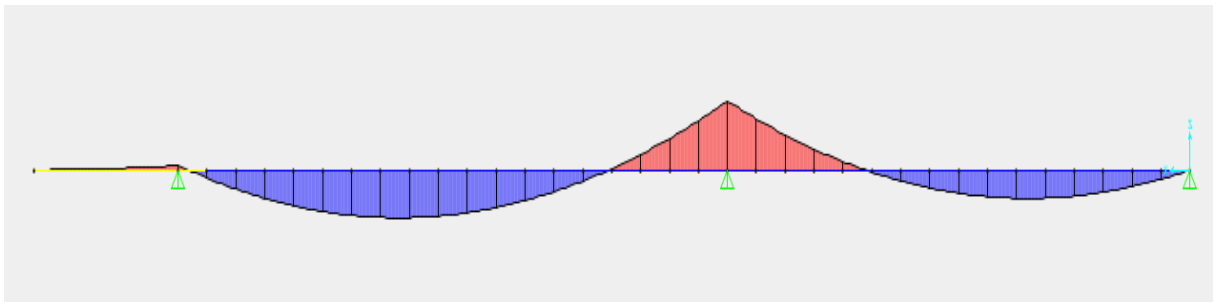
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

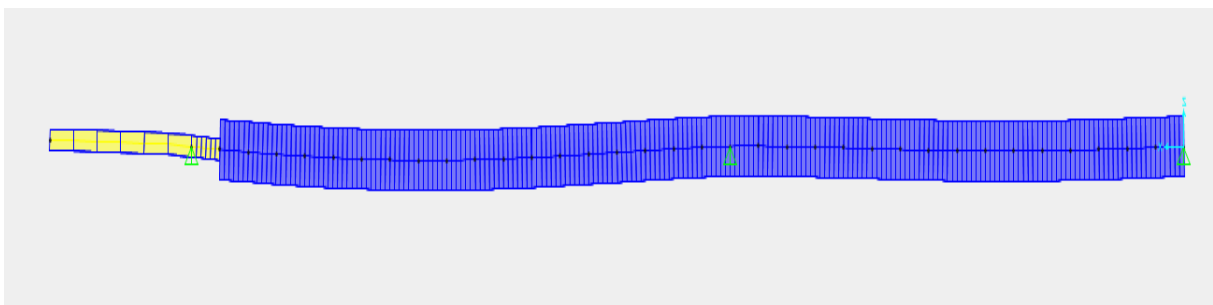


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
3256,93	-1592,72	-47336,43	1621,21	0	-686,21

Phase critique 2

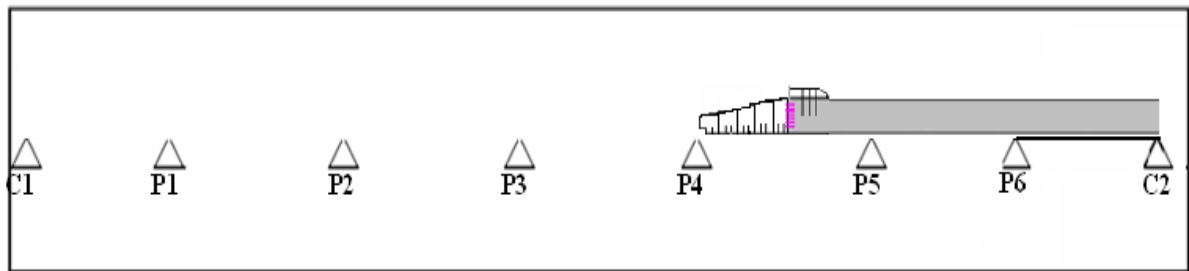
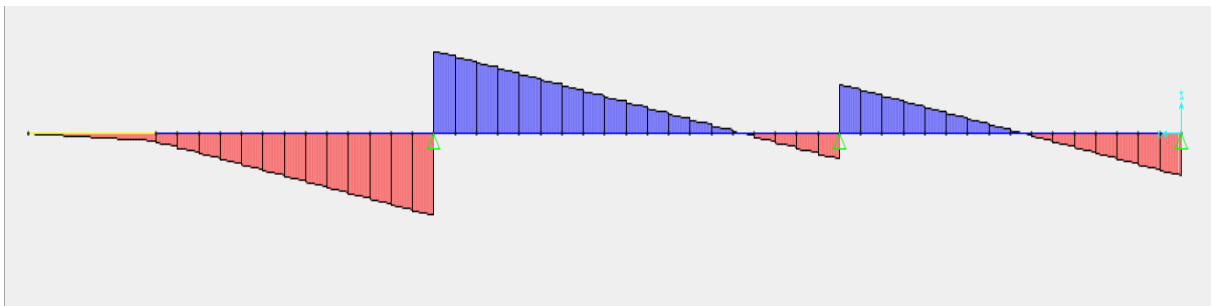
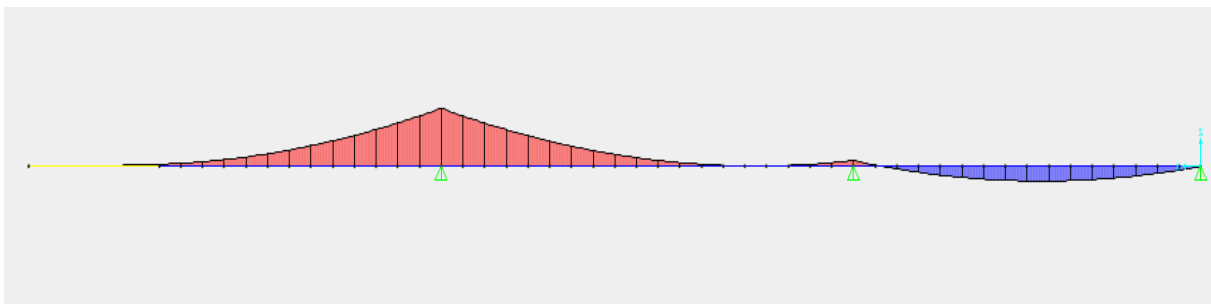
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

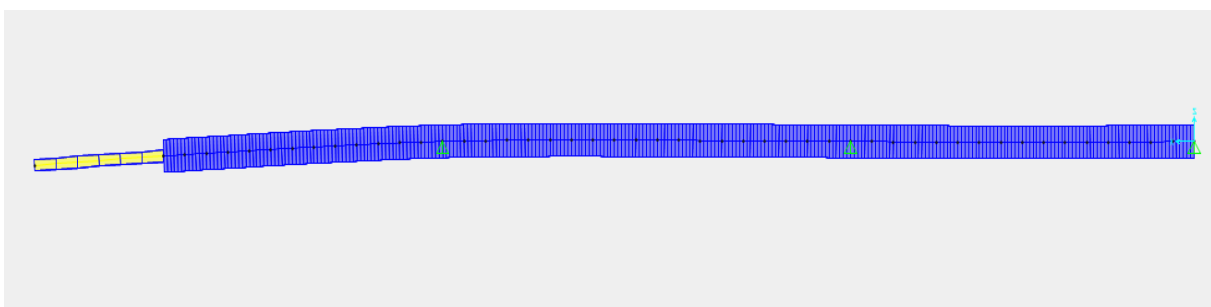


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
2448,12	-1260,00	-17155,92	1188,12	11893,21	16,02

Phase critique 3

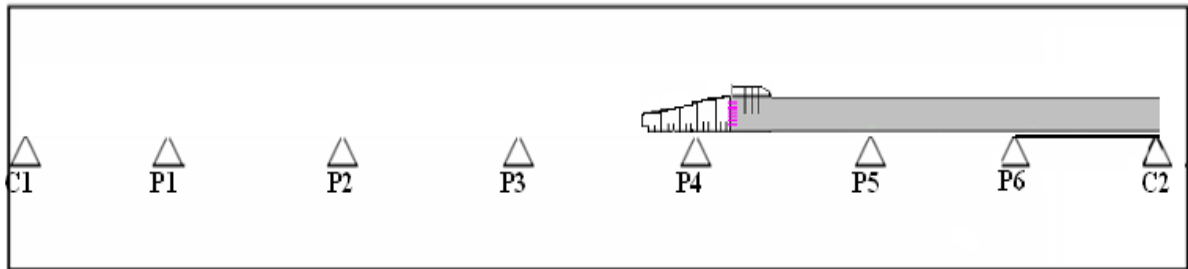
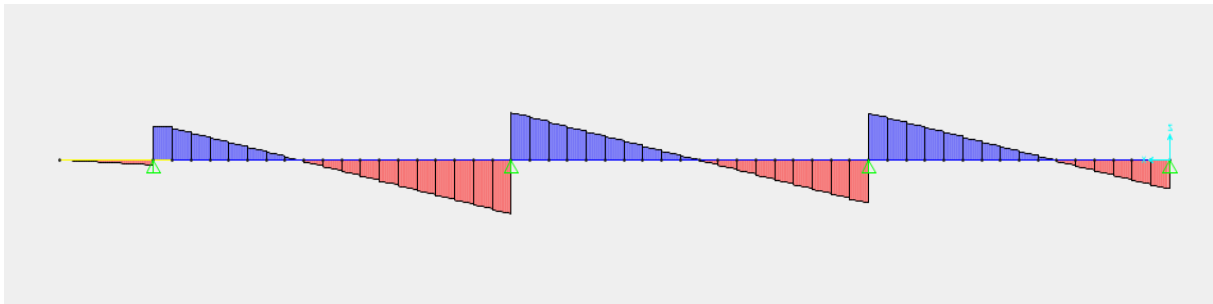
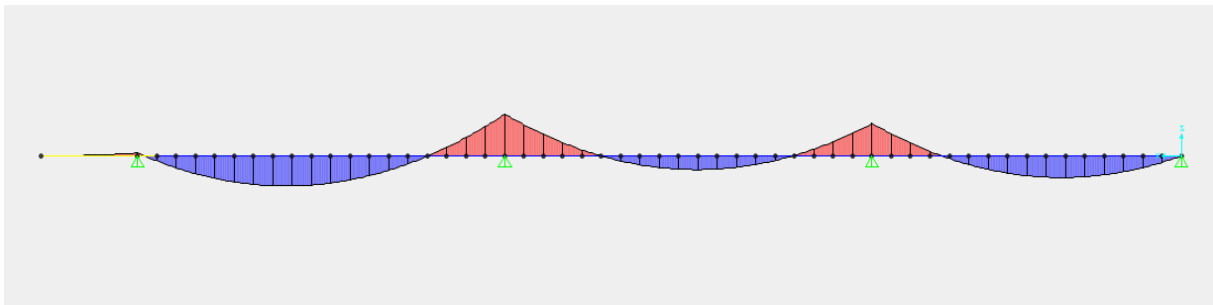
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

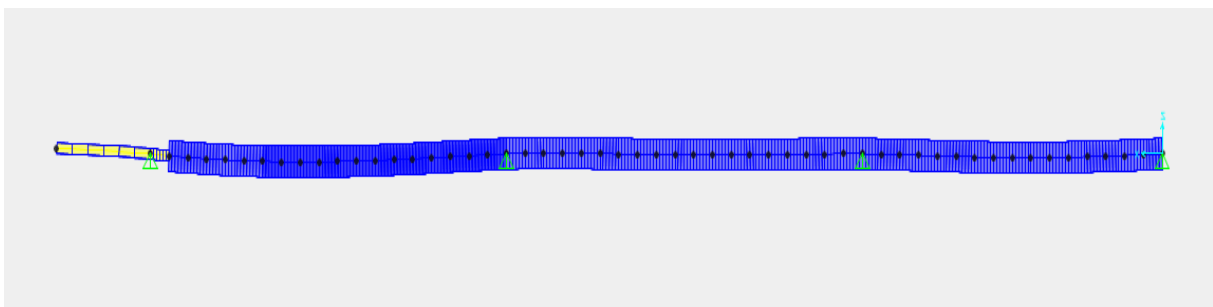


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
3038,93	- 1496,31	-44643,65	1511,62	11279,16	-669,56

Phase critique 4

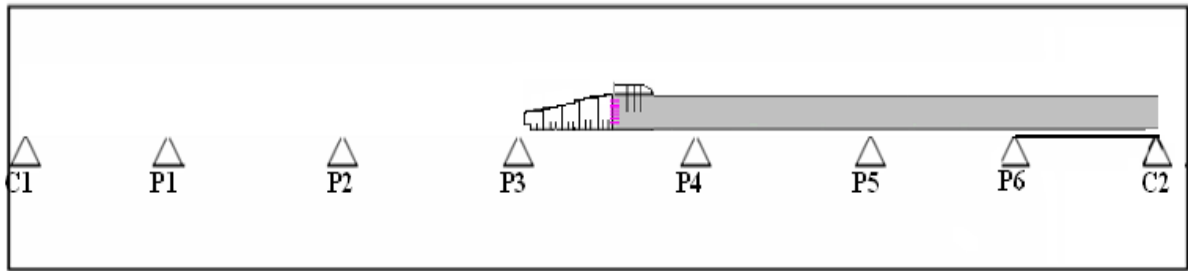
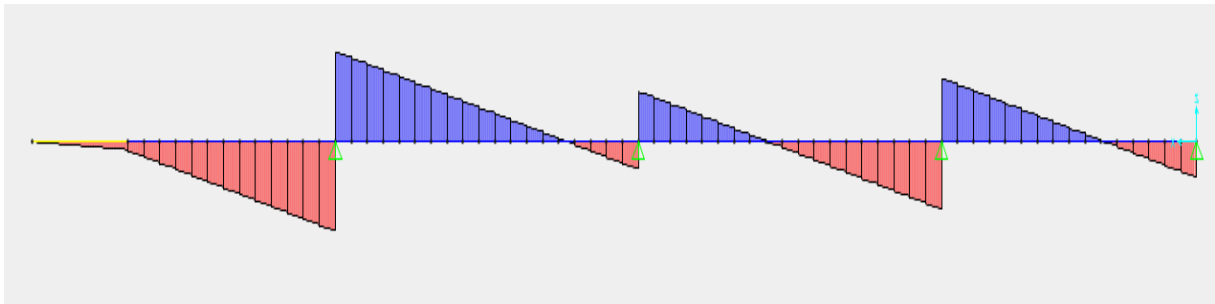
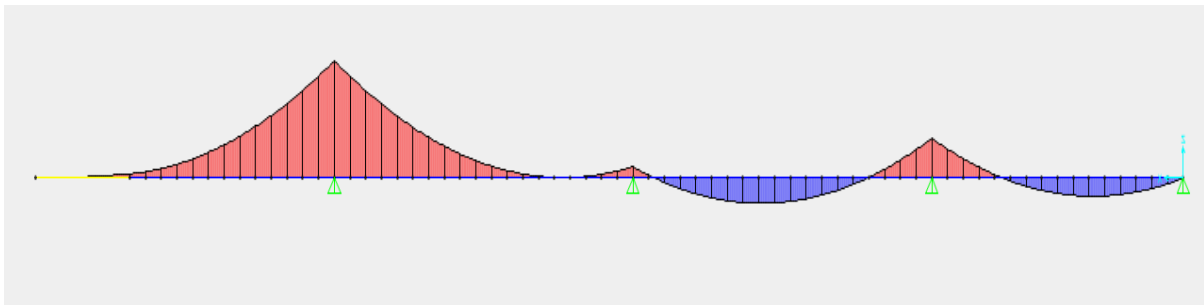
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

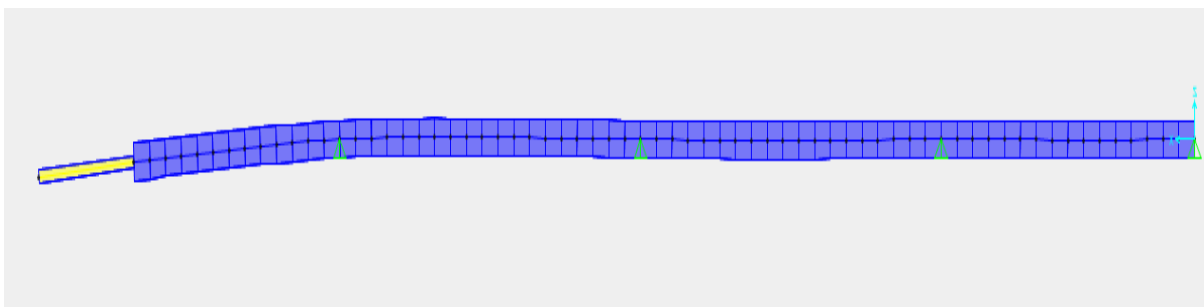


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
3038,95	- 1172,94	-15609,34	1029,01	11234,62	13,23

Phase critique 5

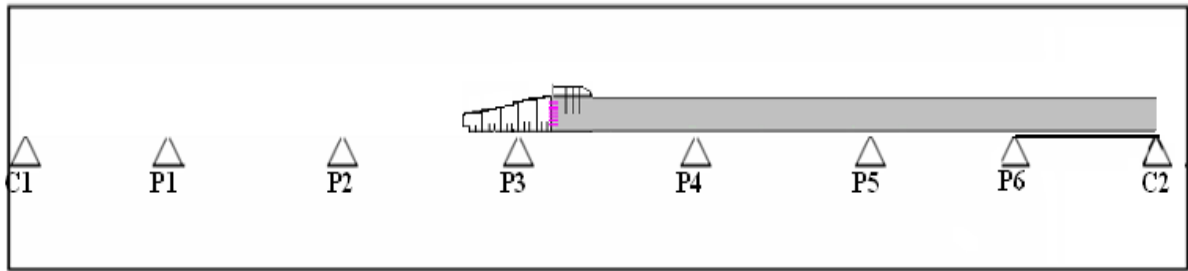
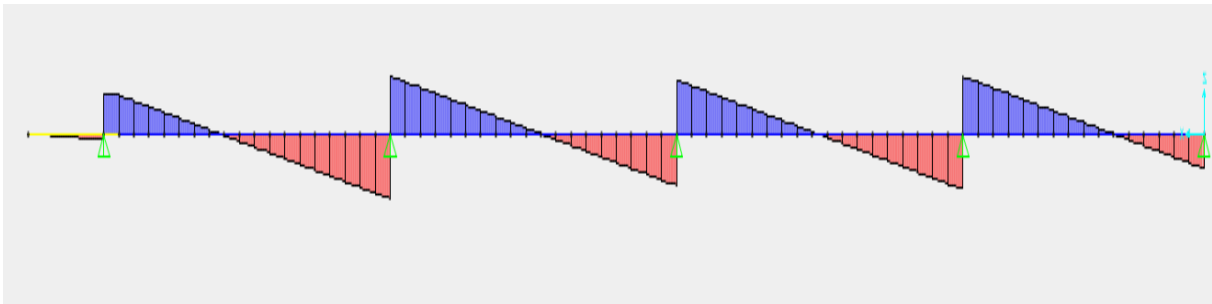
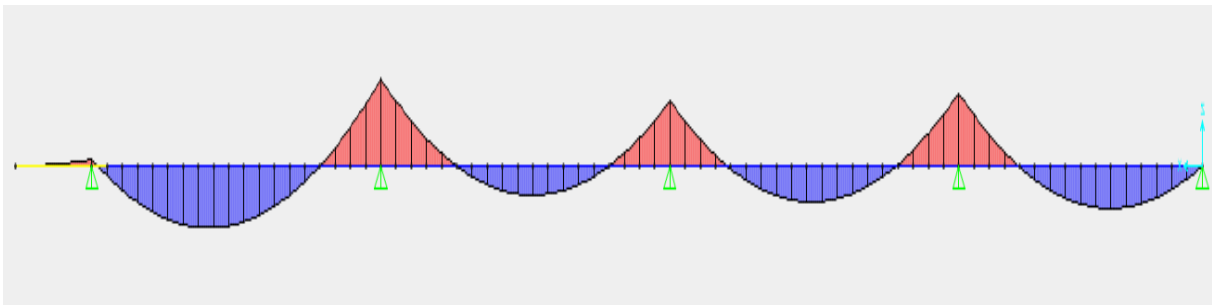
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

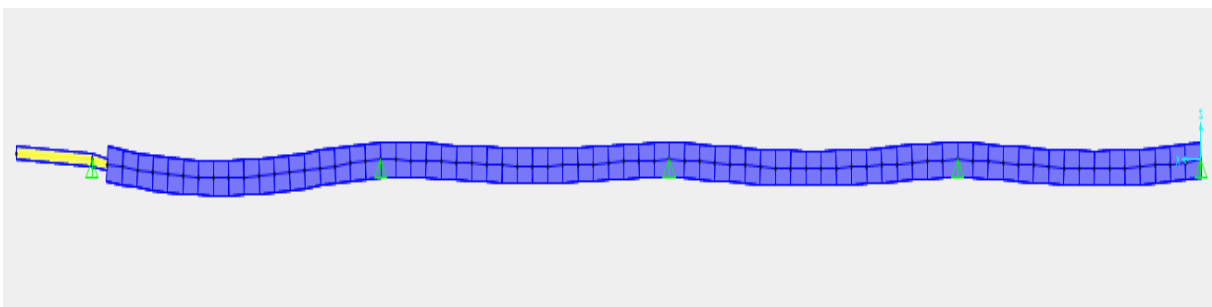


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
3041,90	-1496,35	-44643,65	1514,55	9655,24	- 668,46

Phase critique 6

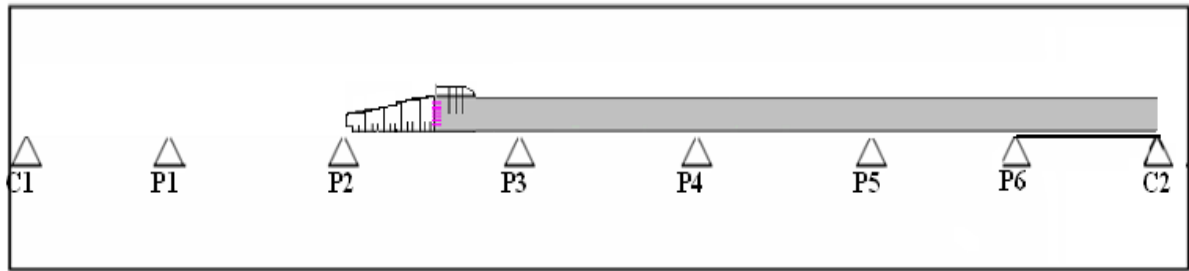
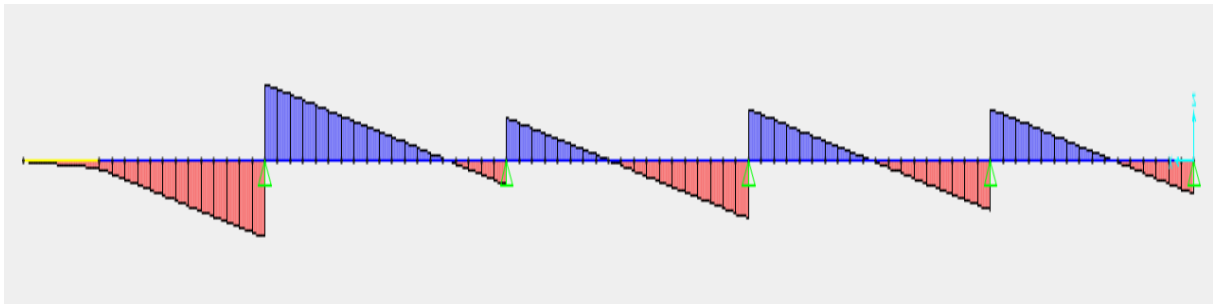
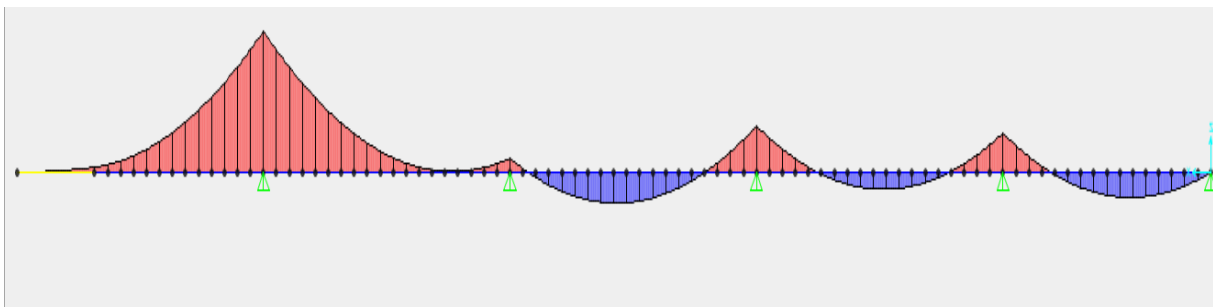
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

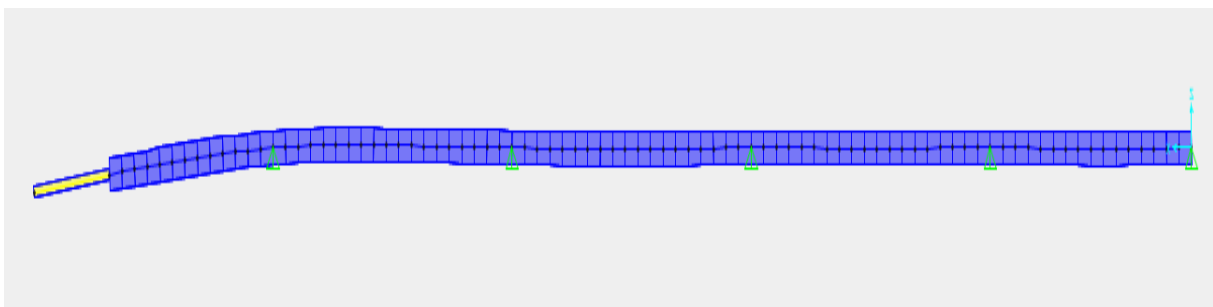


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
2241,38	-1174,17	-15694,64	1035,21	11199,31	- 13,64

Phase critique 7

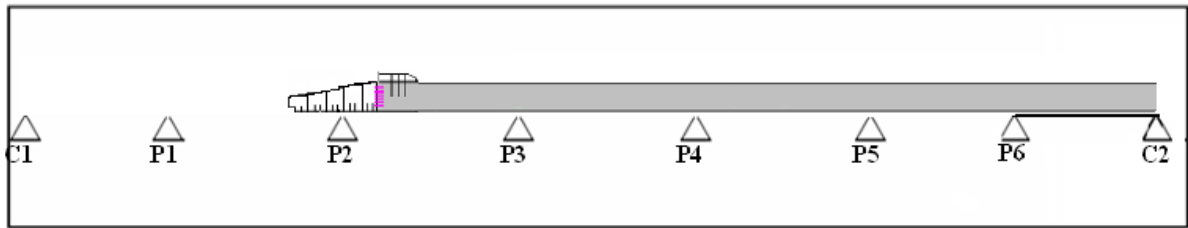
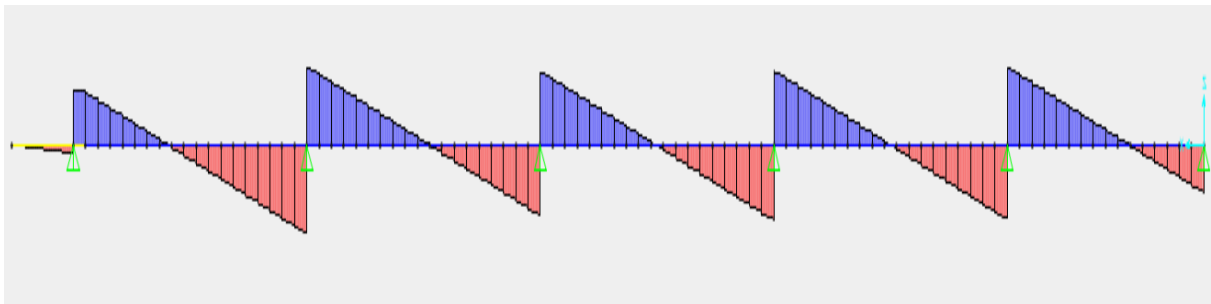
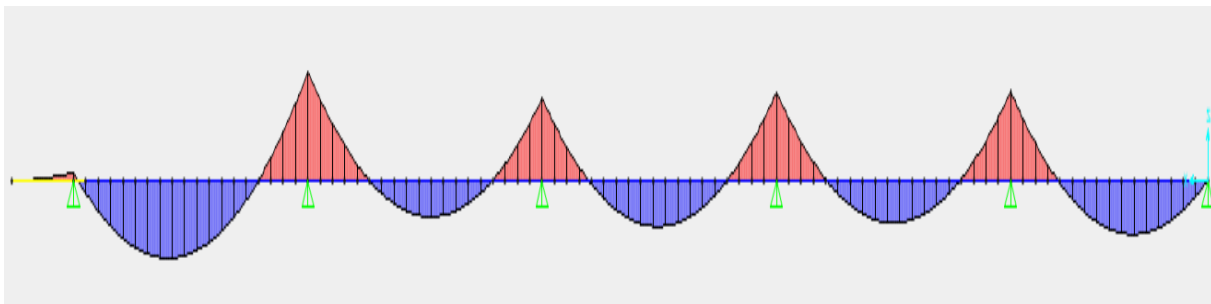
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

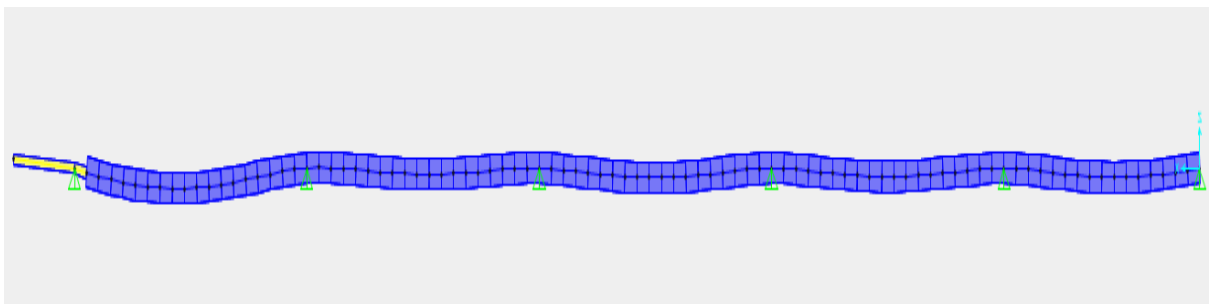


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
2223,15	-1496,31	-44643,63	1513,22	11041,61	- 668,46

Phase critique 8

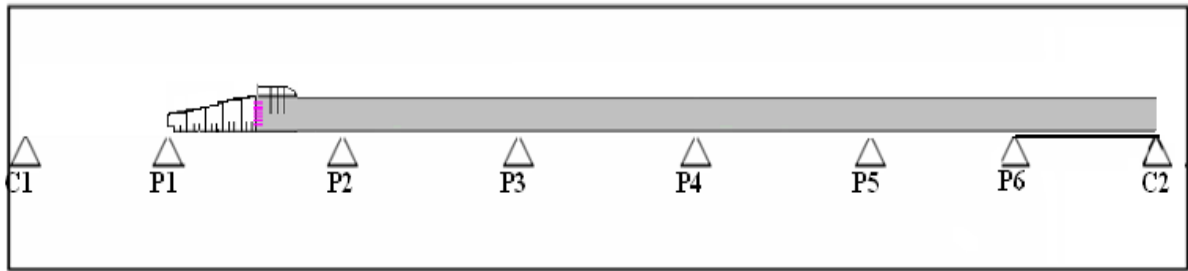
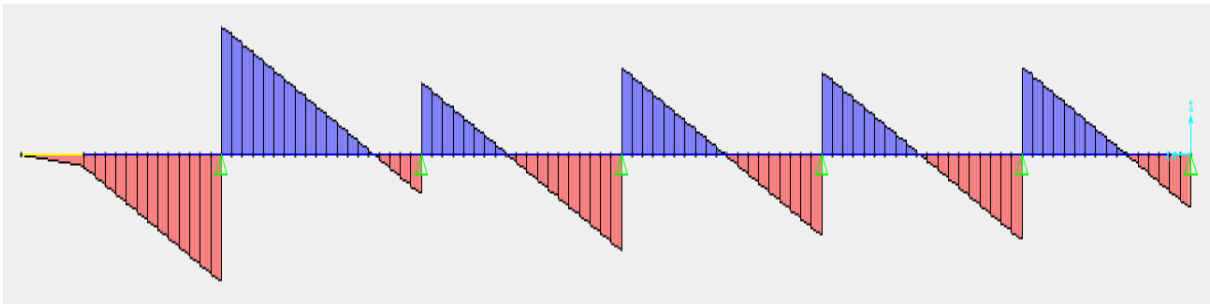
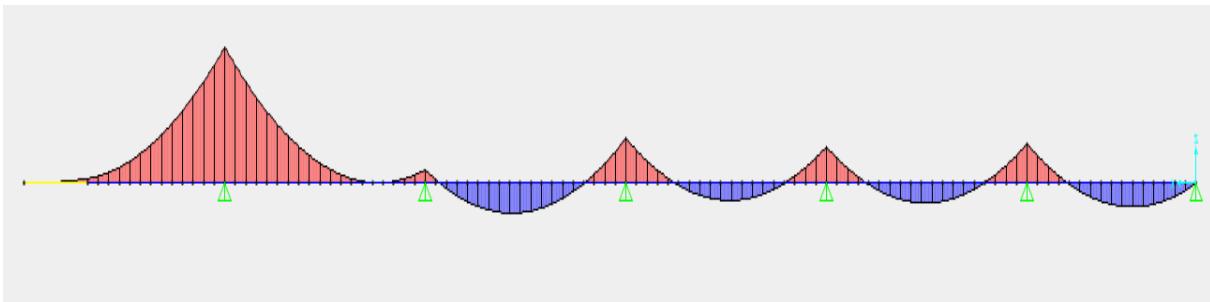
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

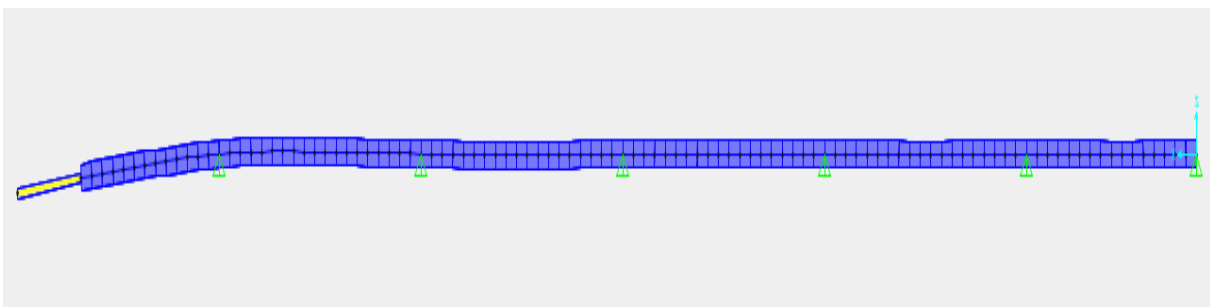


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
2238,17	-1173,72	-15672,97	1033,45	11208,94	13,42

Phase critique 9

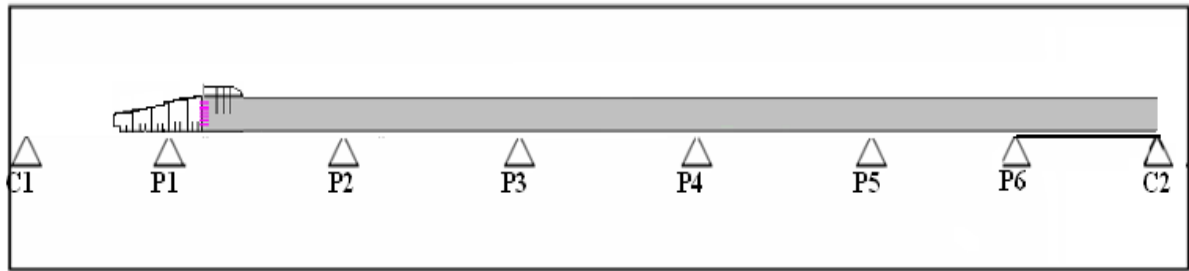
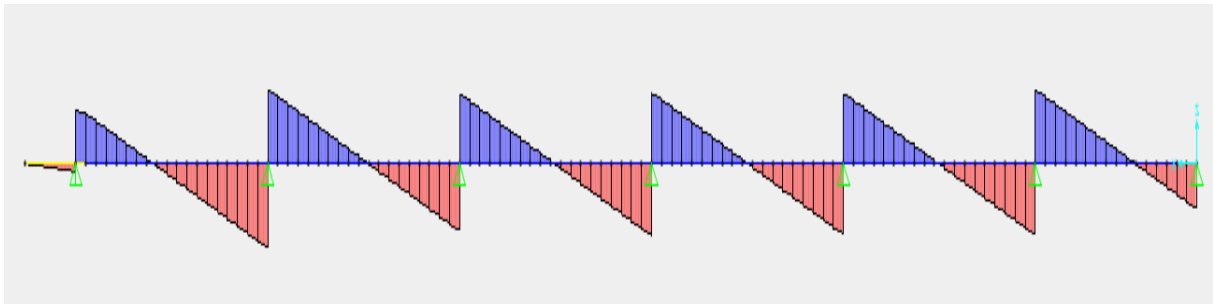
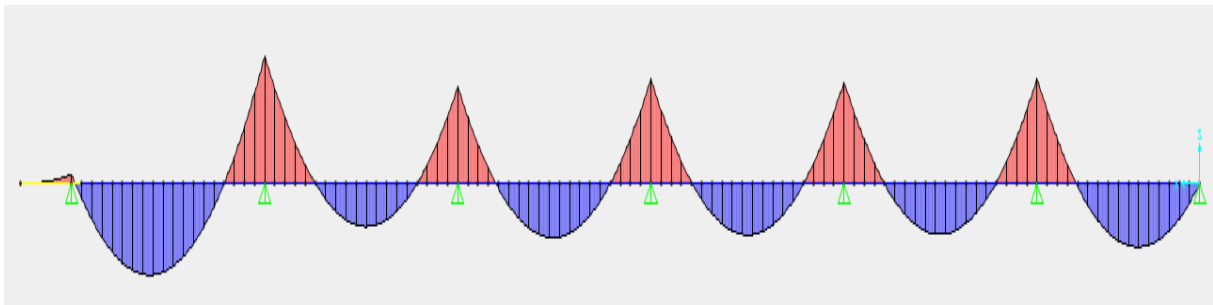
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

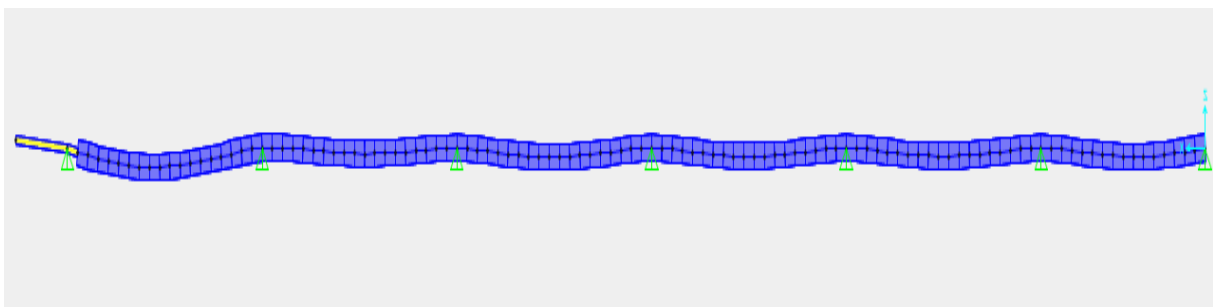


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
3040,92	-1496,38	-44643,74	1513,54	9743,82	- 668,82

Phase critique 10

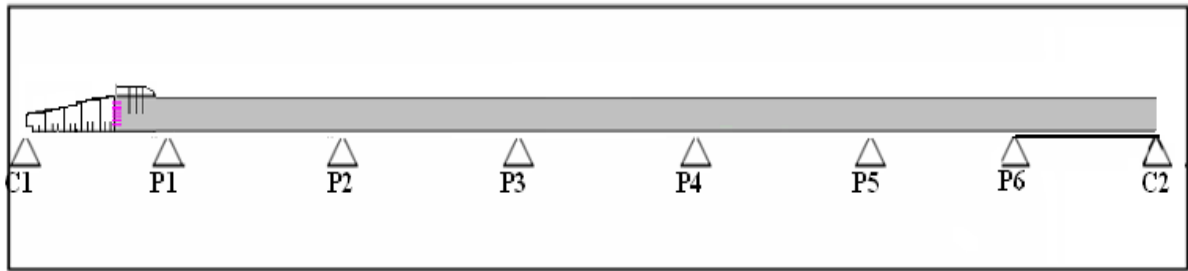
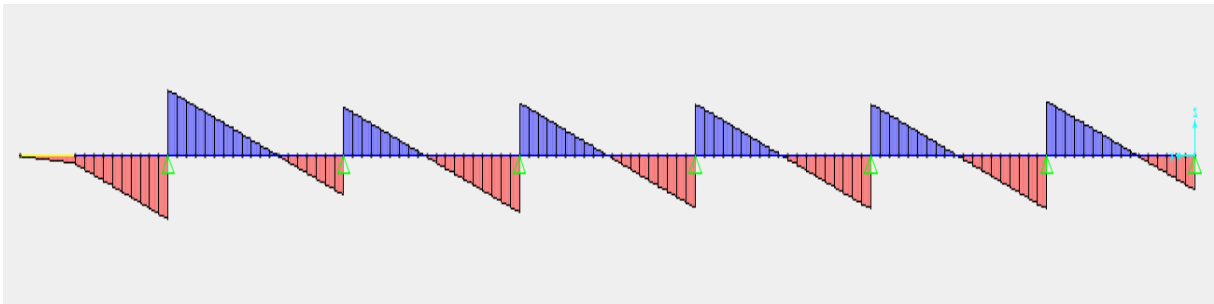
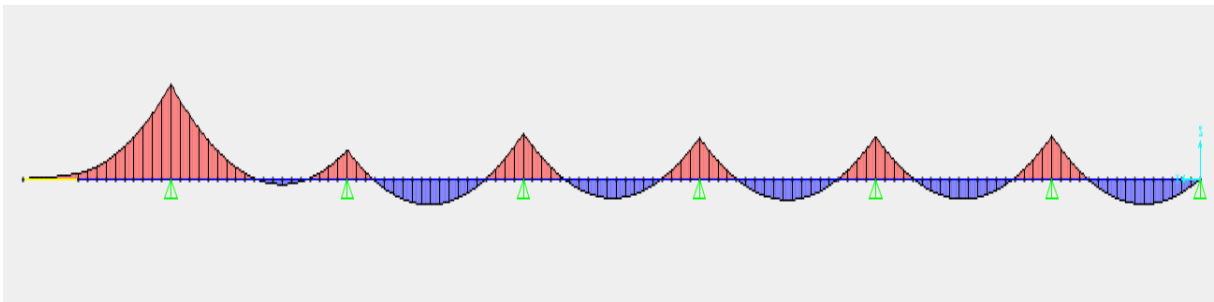
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

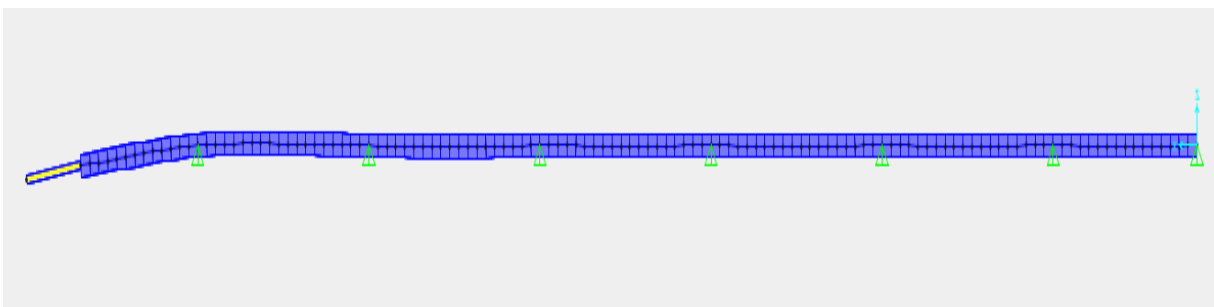


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
2238,65	-1173,82	-15678,97	1033,83	11206,44	13,52

Phase critique 11

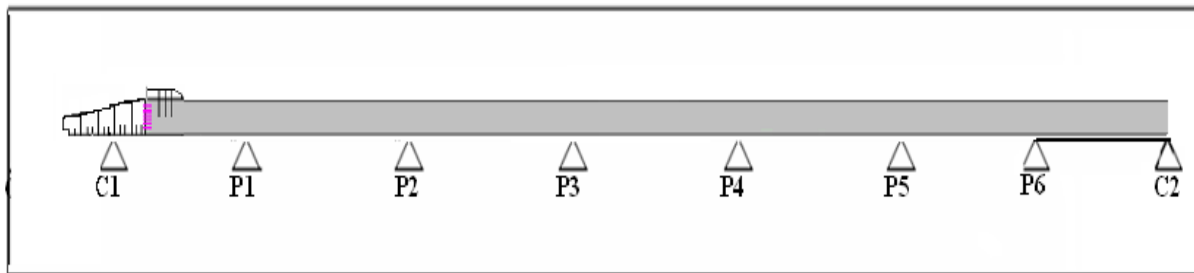
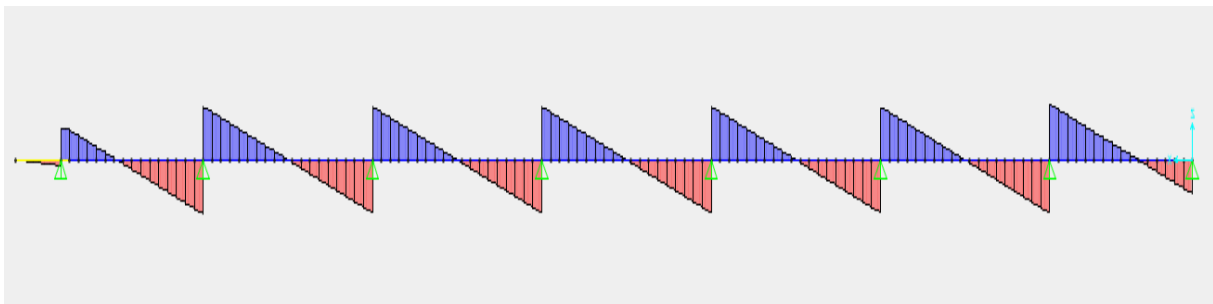
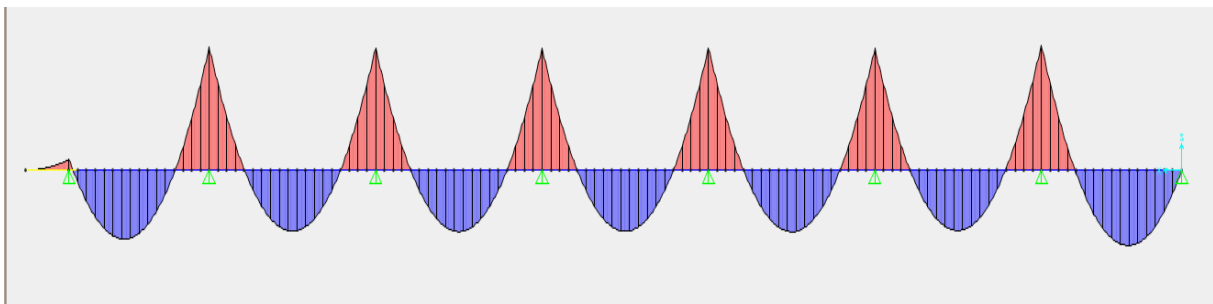
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion

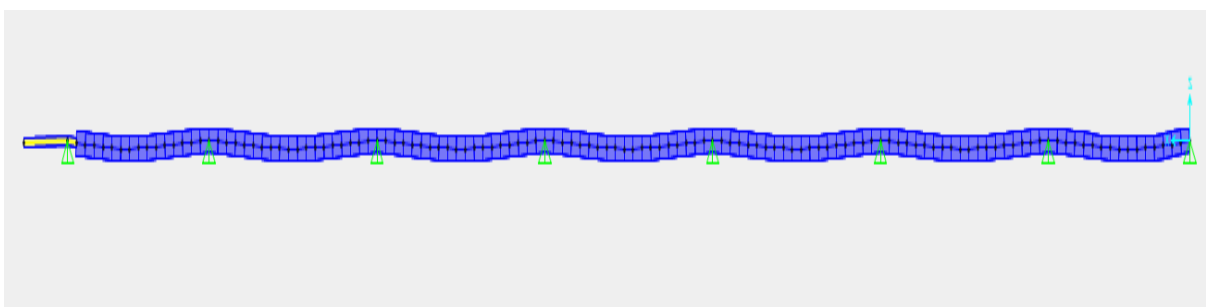


R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
2425,45	-1181,03	-28398,73	1244,42	7927,77	-310,20

Phase critique 12

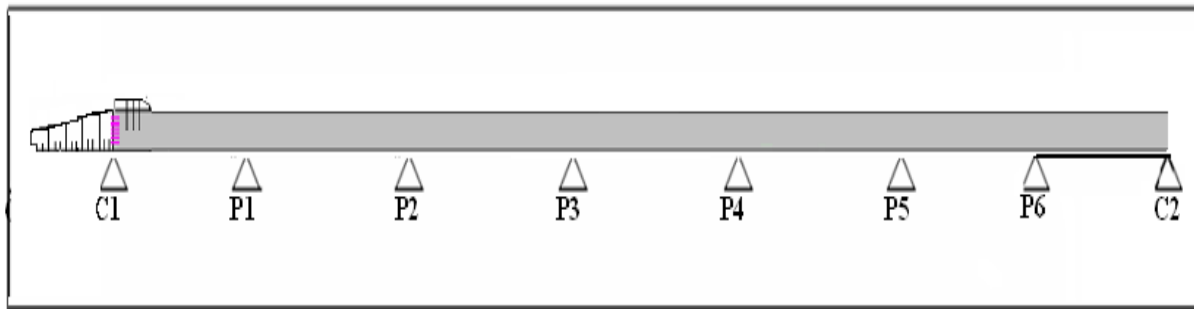
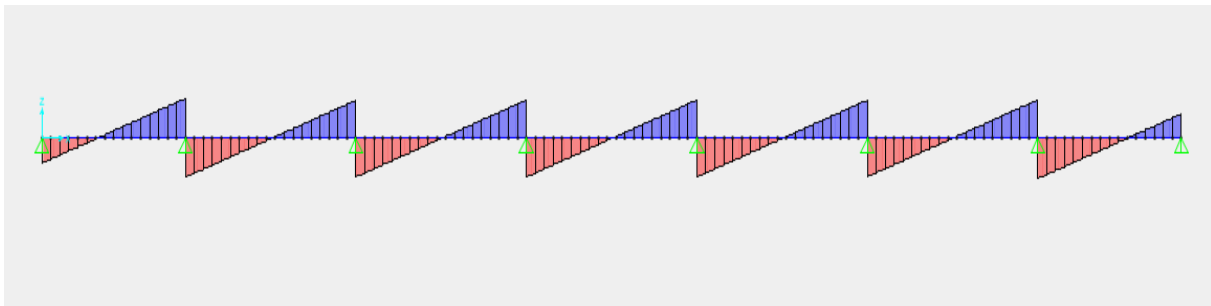
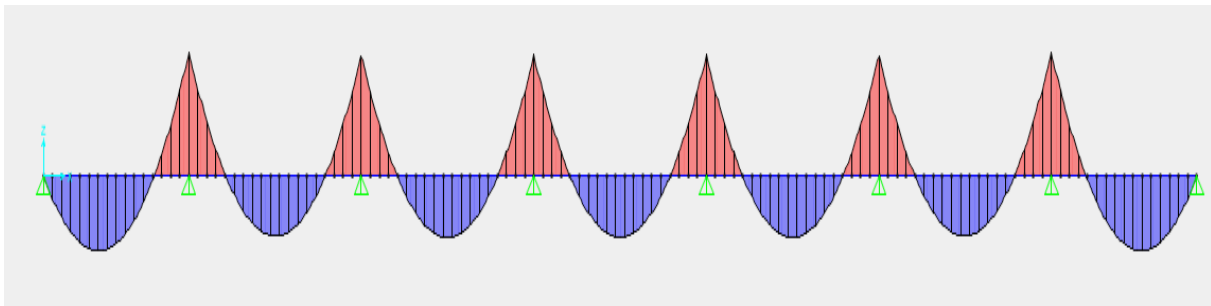
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

Deflexion



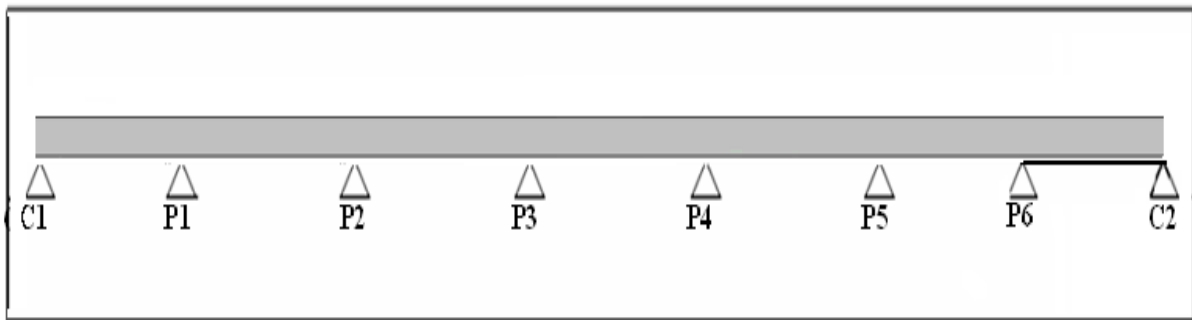
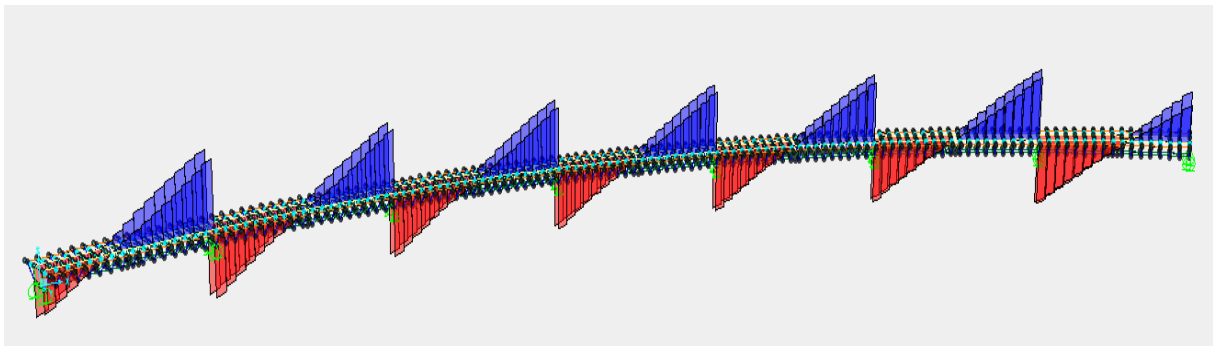
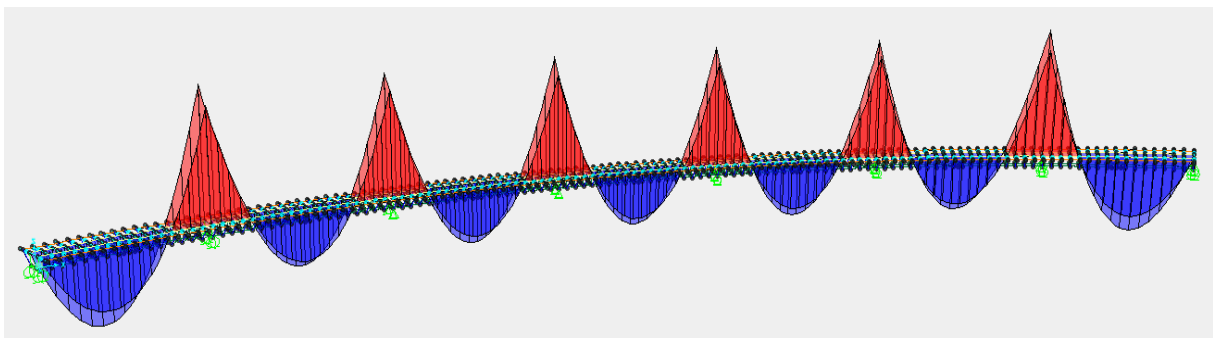
R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]	$U3_{\text{Avant bec}}$ [mm]
2021,38	-1005,63	-12697,91	984,75	7096,65	-5,03

Phase critique 13

 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

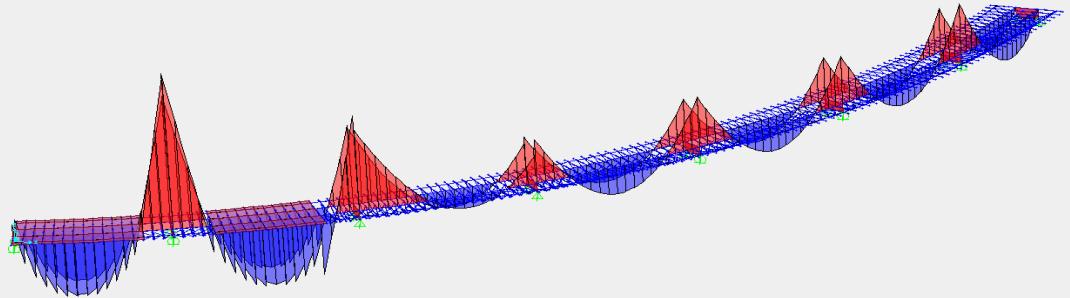
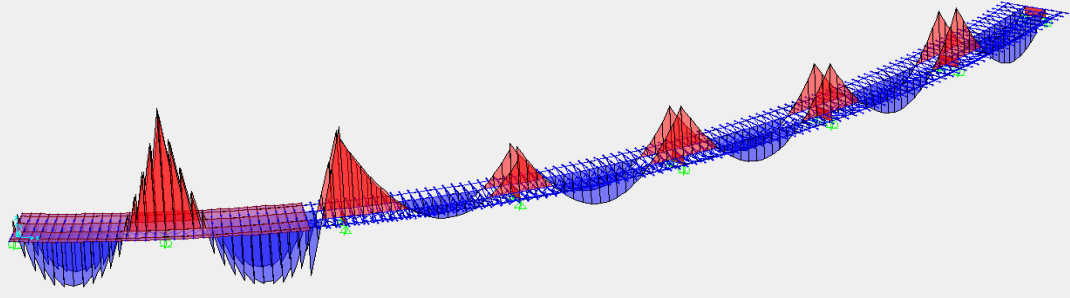
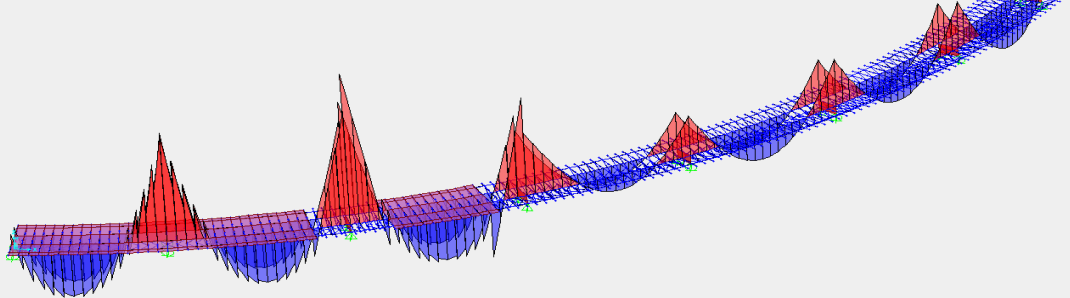
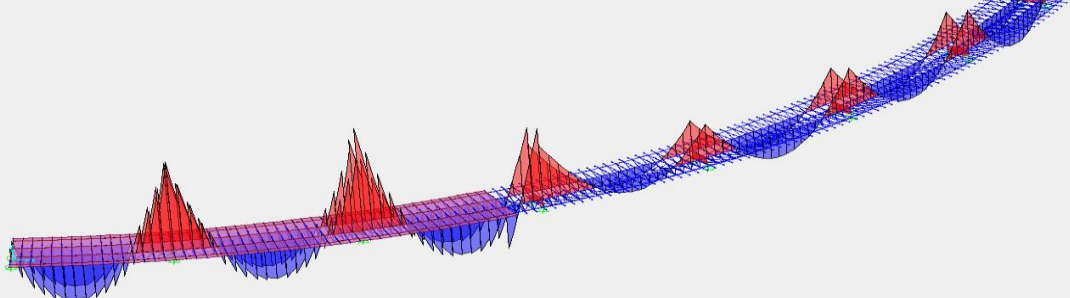
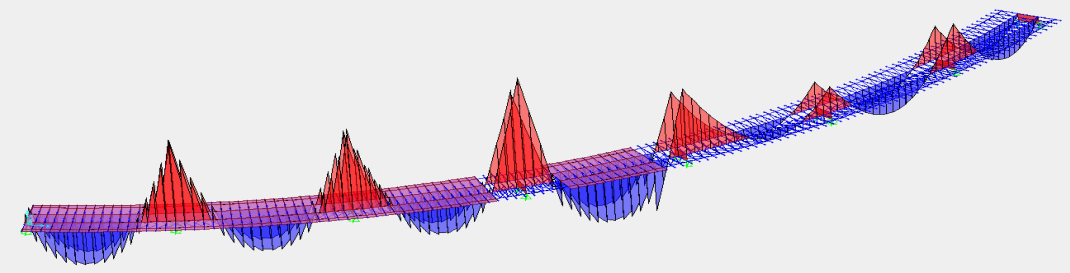
R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]
2047,09	-1027,89	-12935,20	1027,89	7762,75

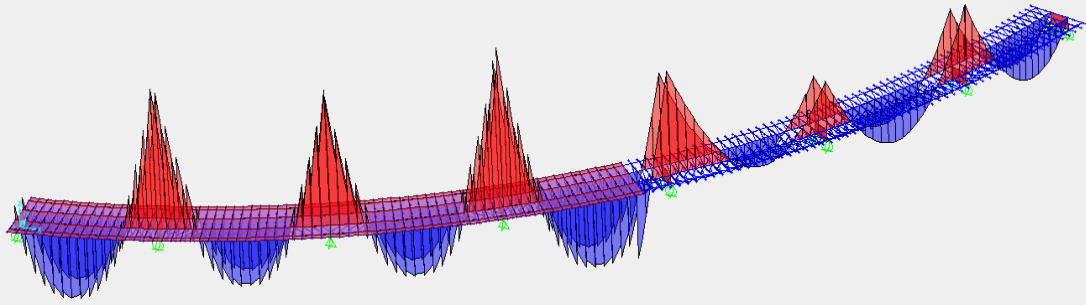
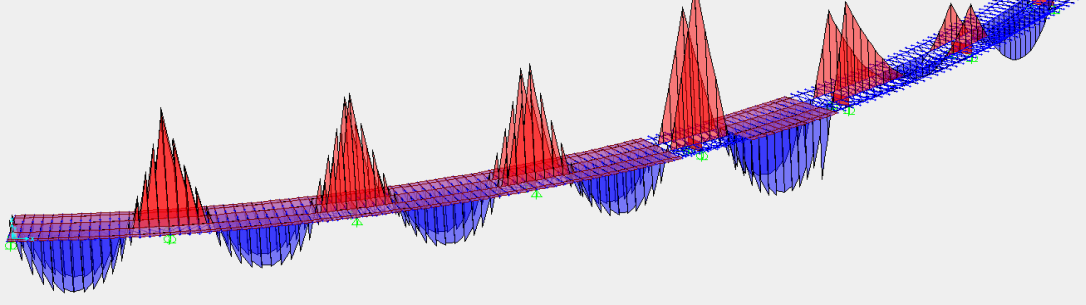
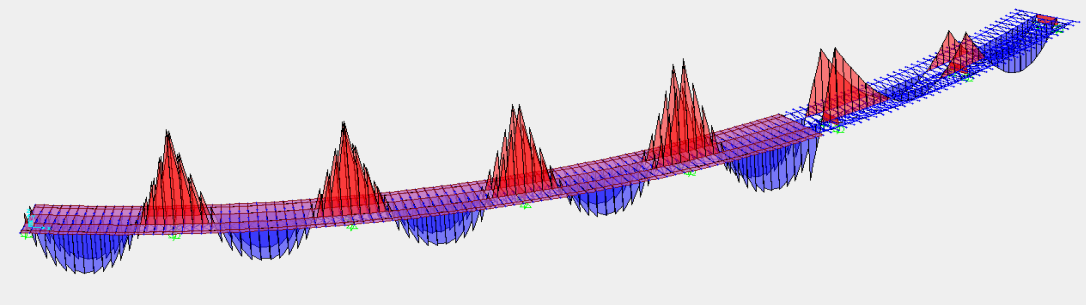
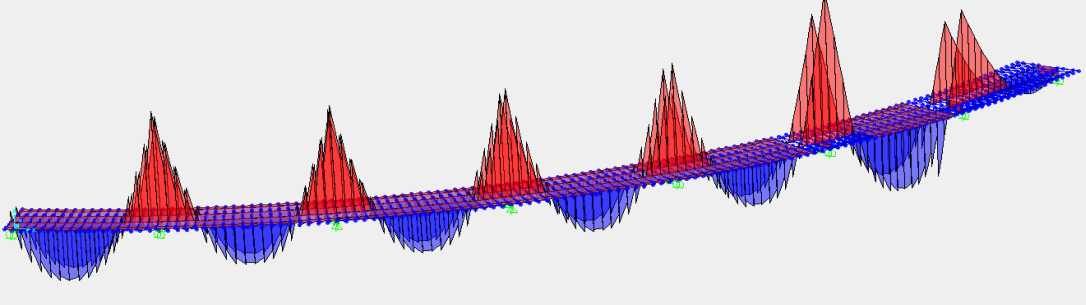
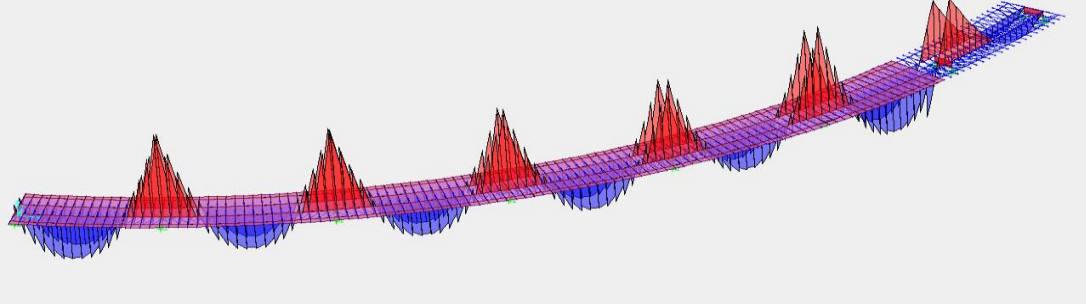
Phase critique 14

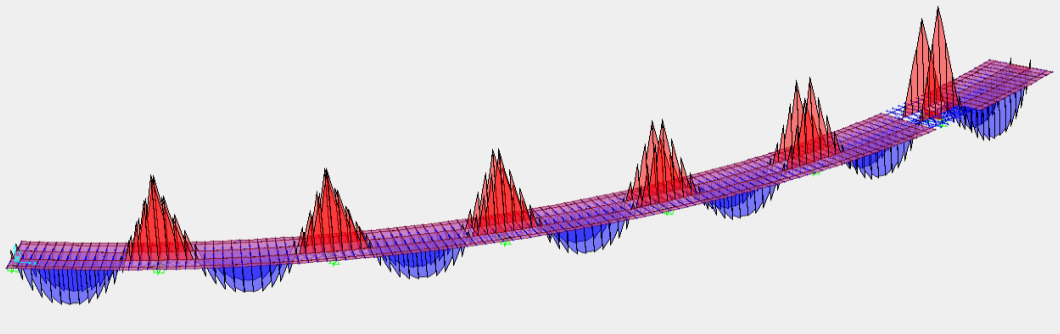
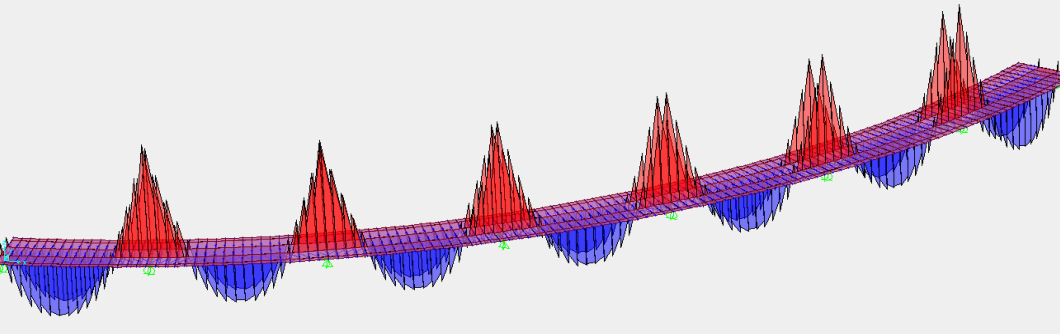
 $T_y(x)$  $M_z(x)$ 

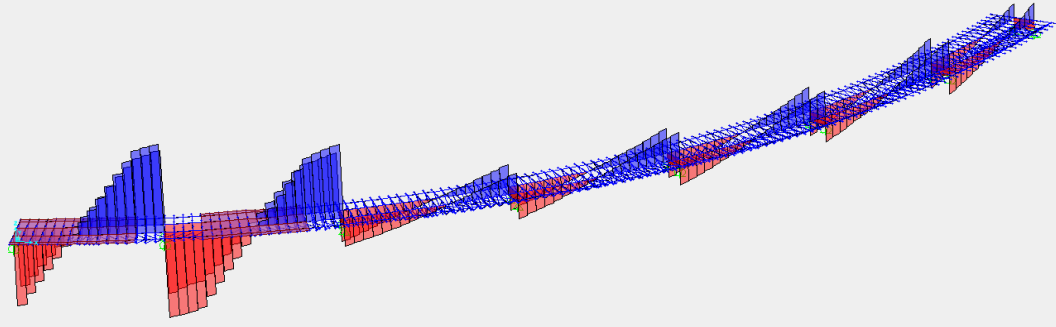
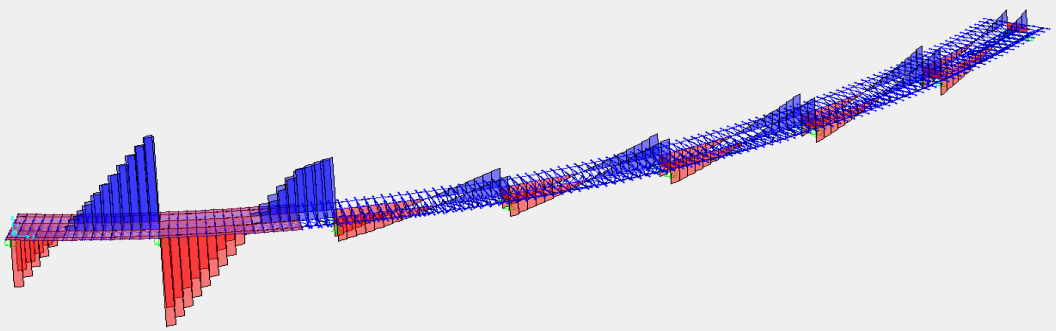
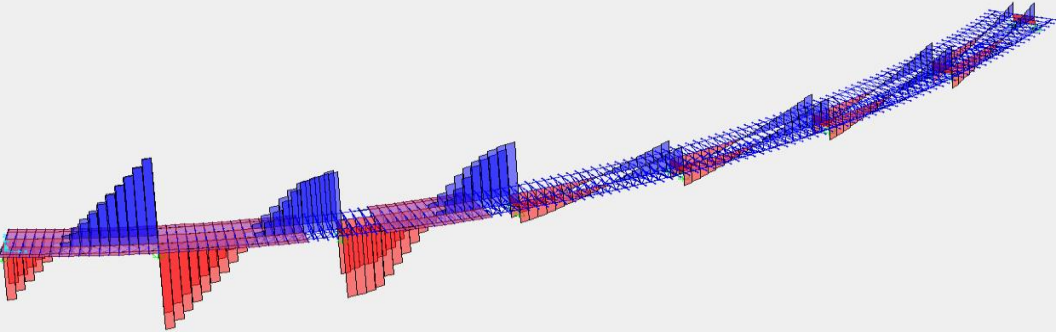
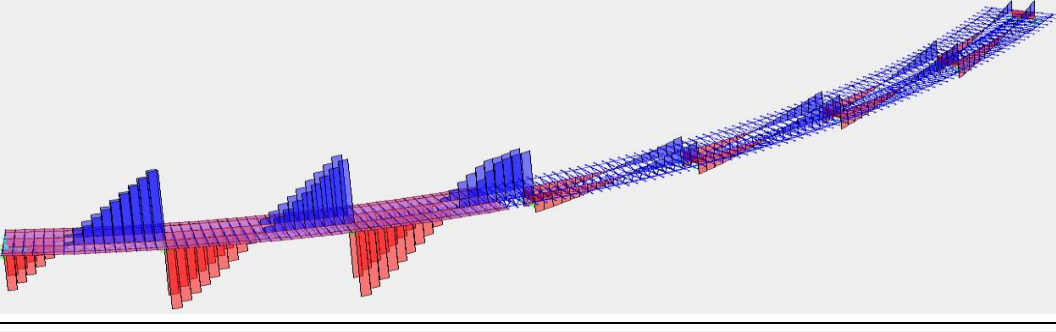
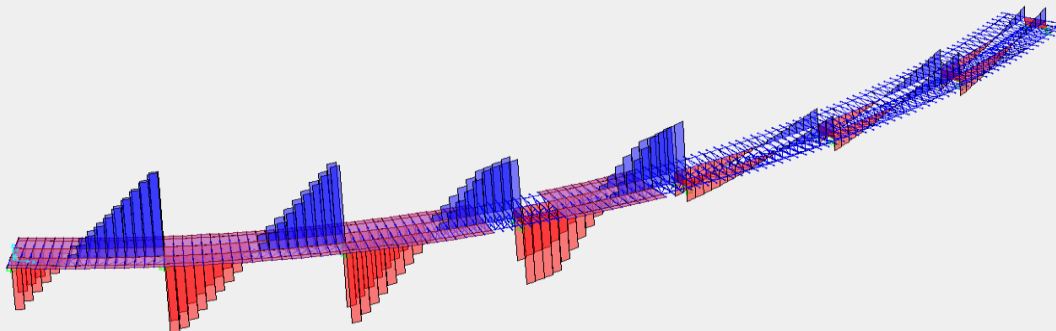
R max [KN]	T_y min[KN]	M_z min[KN.m]	T_y max[KN]	M_z max[KN.m]
2021,38	-1330,49	-17534,48	1321,21	10957,91

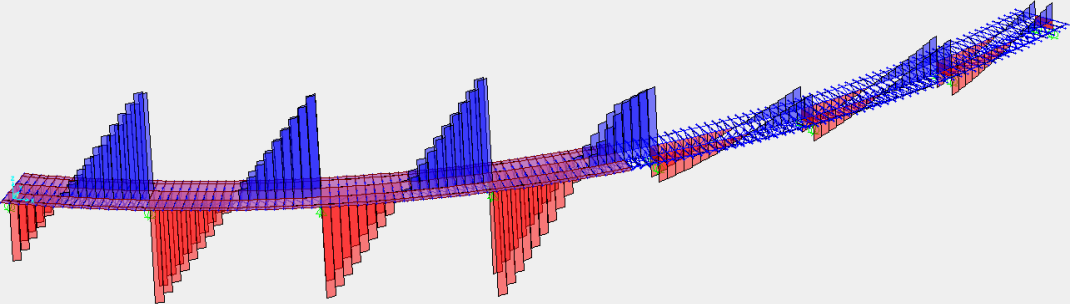
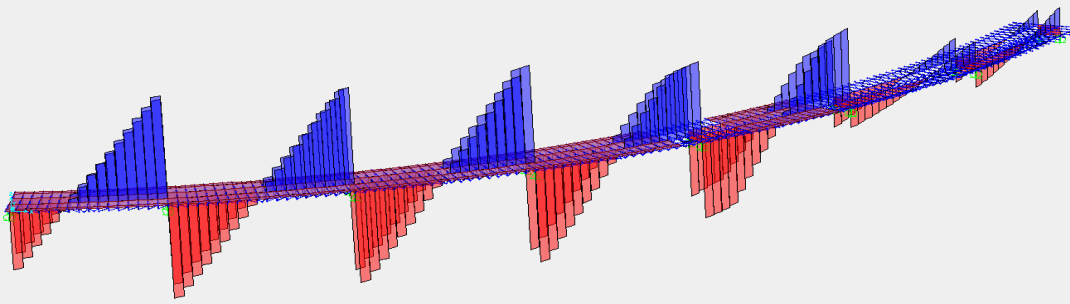
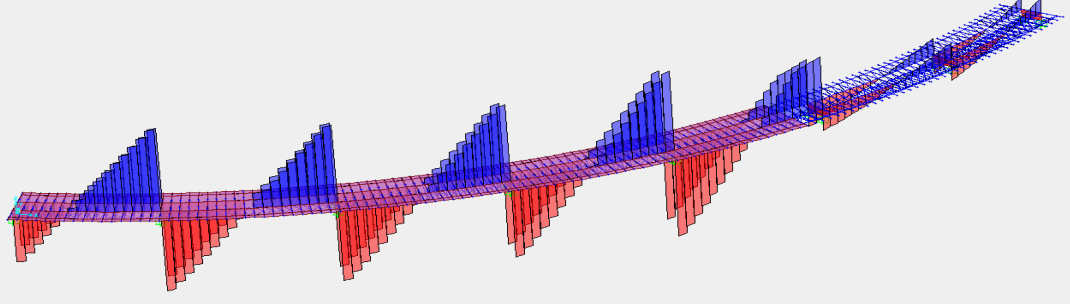
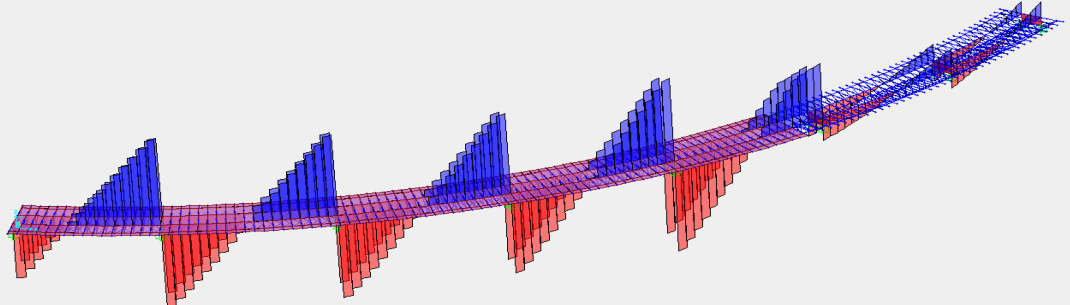
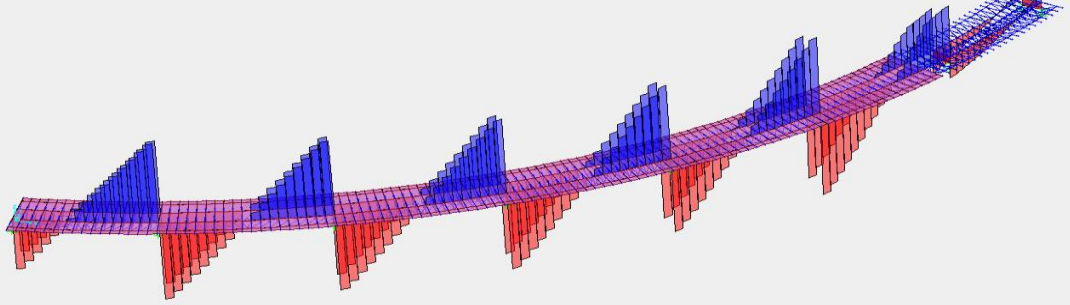
Annexe 2

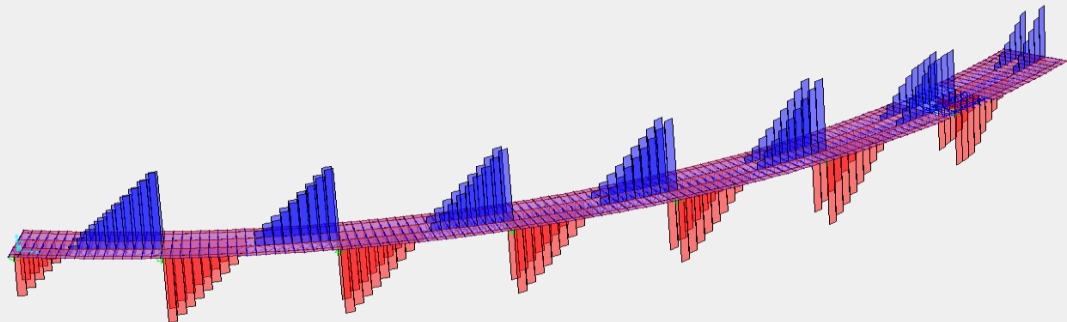
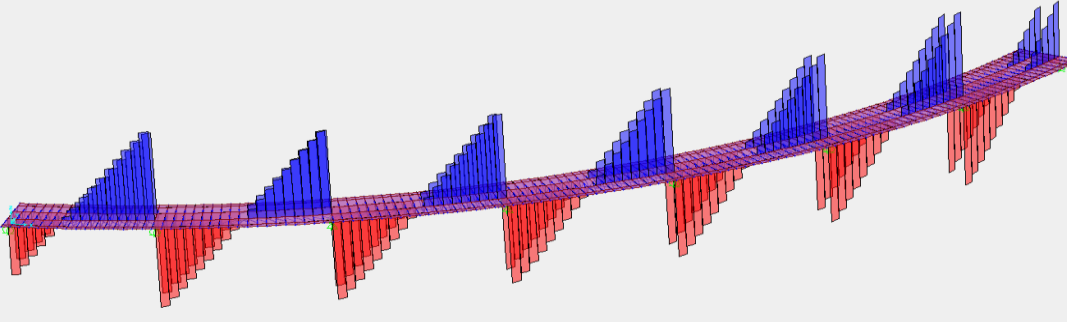
Phase de construction	Diagrammes du moment fléchissant
Phase 1	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution along a beam. The beam is oriented horizontally. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the beam. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are located between them. The overall shape of the beam is slightly curved upwards.
Phase 2	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution along a beam. The beam is oriented horizontally. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the beam. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are located between them. The overall shape of the beam is slightly curved upwards.
Phase 3	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution along a beam. The beam is oriented horizontally. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the beam. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are located between them. The overall shape of the beam is slightly curved upwards.
Phase 4	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution along a beam. The beam is oriented horizontally. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the beam. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are located between them. The overall shape of the beam is slightly curved upwards.
Phase 5	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution along a beam. The beam is oriented horizontally. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the beam. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are located between them. The overall shape of the beam is slightly curved upwards.

Phase de construction	Diagrammes du moment fléchissant
Phase 6	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution across a grid of a slab. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the slab. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are situated between them. The overall shape of the slab is slightly curved upwards.
Phase 7	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution across a grid of a slab. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the slab. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are situated between them. The overall shape of the slab is slightly curved upwards.
Phase 8	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution across a grid of a slab. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the slab. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are situated between them. The overall shape of the slab is slightly curved upwards.
Phase 9	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution across a grid of a slab. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the slab. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are situated between them. The overall shape of the slab is slightly curved upwards.
Phase 10	 A 3D surface plot showing the bending moment distribution across a grid of a slab. The plot features a series of red peaks (positive moments) and blue troughs (negative moments) along the length of the slab. The peaks are located at regular intervals, and the troughs are situated between them. The overall shape of the slab is slightly curved upwards.

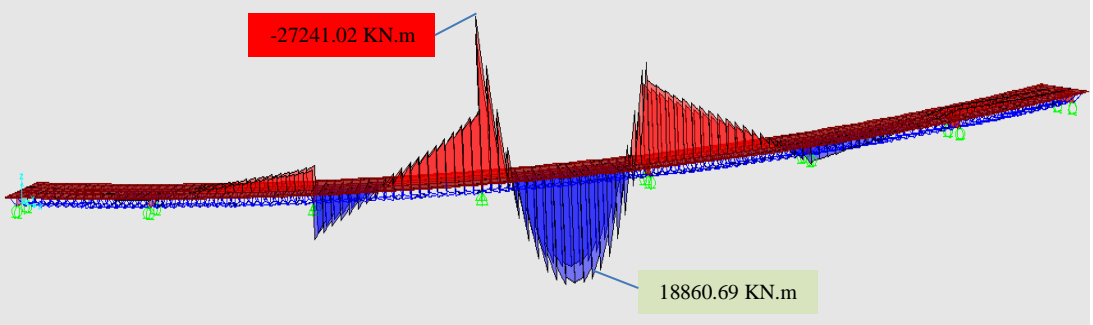
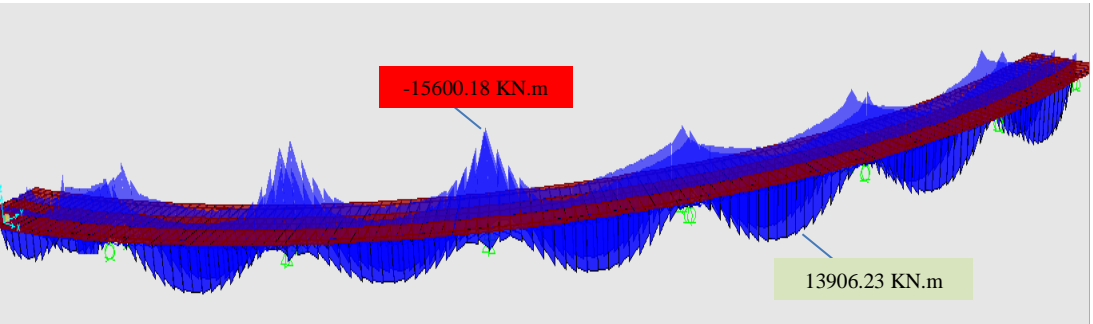
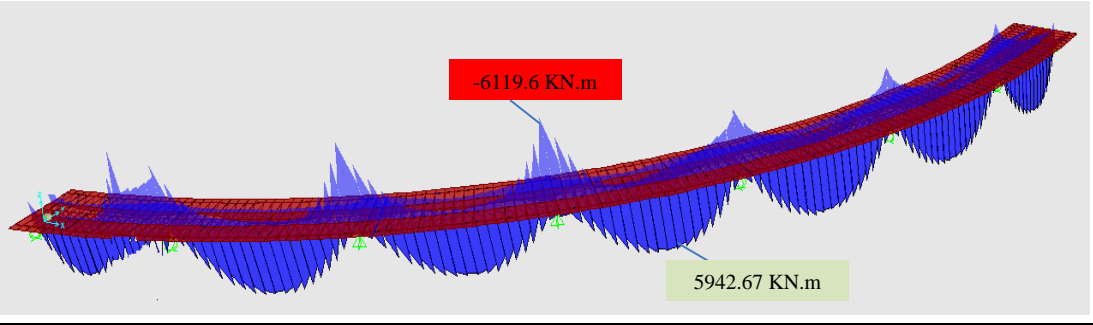
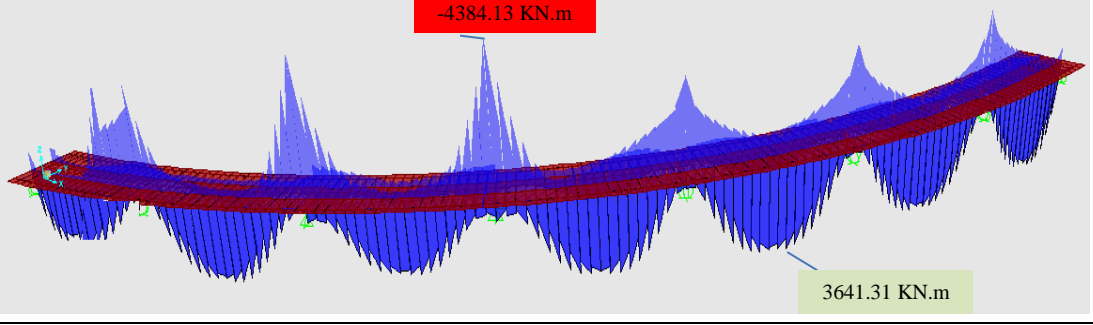
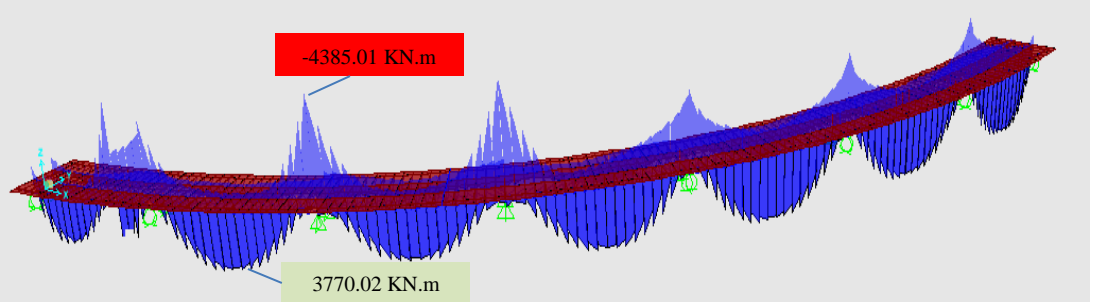
Phase de construction	Diagrammes du moment fléchissant
Phase 11	 A 3D surface plot showing the distribution of bending moment across a grid. The plot features a series of red peaks and blue troughs, indicating alternating positive and negative moments. The peaks are more pronounced towards the right side of the grid, while the troughs are deeper towards the left side.
Phase 12	 A 3D surface plot similar to Phase 11, showing the bending moment distribution. The pattern of red peaks and blue troughs is consistent with Phase 11, but the overall magnitude of the moments appears slightly higher, particularly in the red peaks on the right side of the grid.

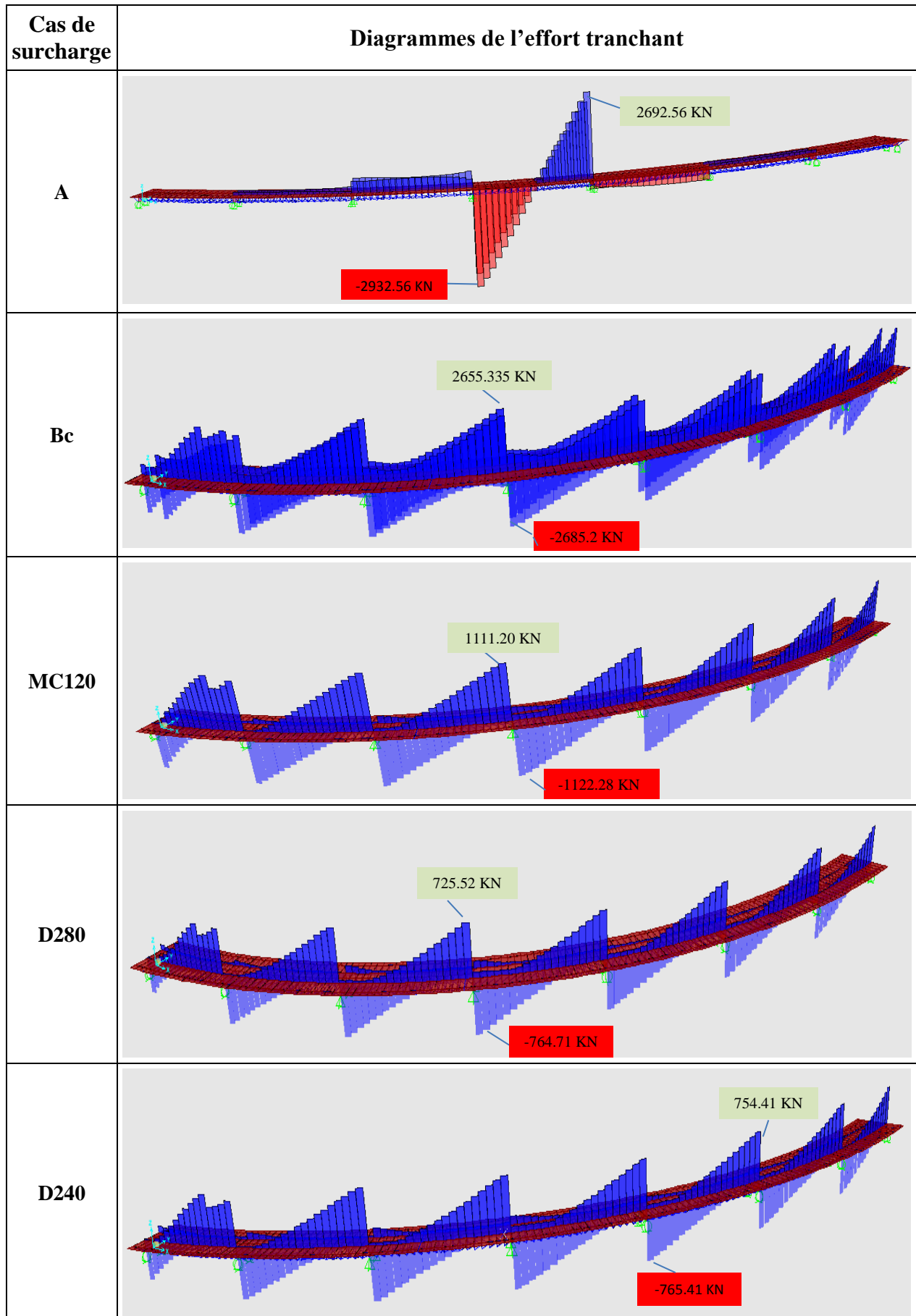
Phase de construction	Diagrammes de l'effort tranchant
Phase 1	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid. The chart features a series of blue bars extending upwards and red bars extending downwards. The distribution is non-uniform, with higher values at the left end and a general upward trend towards the right.
Phase 2	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid. The chart features a series of blue bars extending upwards and red bars extending downwards. The distribution is non-uniform, with higher values at the left end and a general upward trend towards the right.
Phase 3	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid. The chart features a series of blue bars extending upwards and red bars extending downwards. The distribution is non-uniform, with higher values at the left end and a general upward trend towards the right.
Phase 4	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid. The chart features a series of blue bars extending upwards and red bars extending downwards. The distribution is non-uniform, with higher values at the left end and a general upward trend towards the right.
Phase 5	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid. The chart features a series of blue bars extending upwards and red bars extending downwards. The distribution is non-uniform, with higher values at the left end and a general upward trend towards the right.

Phase de construction	Diagrammes de l'effort tranchant
Phase 6	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid of columns and beams. Blue bars represent positive shear force (upward), and red bars represent negative shear force (downward). The diagram shows a regular pattern of shear forces across the grid.
Phase 7	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid of columns and beams. Blue bars represent positive shear force (upward), and red bars represent negative shear force (downward). The diagram shows a regular pattern of shear forces across the grid.
Phase 8	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid of columns and beams. Blue bars represent positive shear force (upward), and red bars represent negative shear force (downward). The diagram shows a regular pattern of shear forces across the grid.
Phase 9	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid of columns and beams. Blue bars represent positive shear force (upward), and red bars represent negative shear force (downward). The diagram shows a regular pattern of shear forces across the grid.
Phase 10	 A 3D bar chart showing shear force distribution across a grid of columns and beams. Blue bars represent positive shear force (upward), and red bars represent negative shear force (downward). The diagram shows a regular pattern of shear forces across the grid.

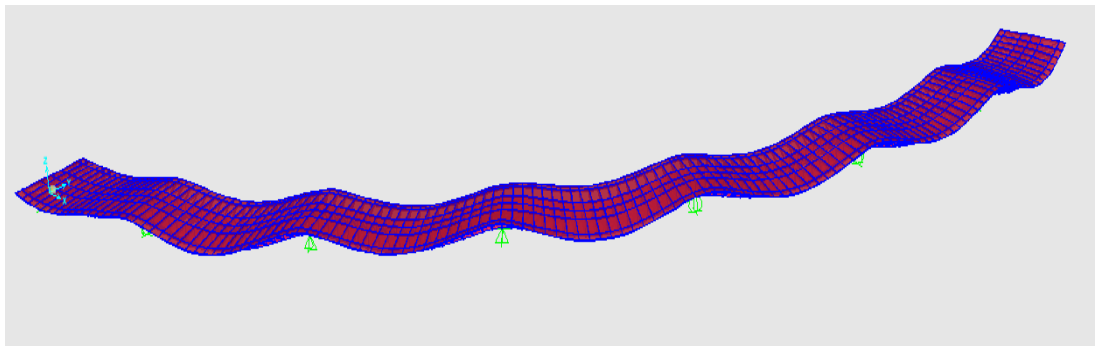
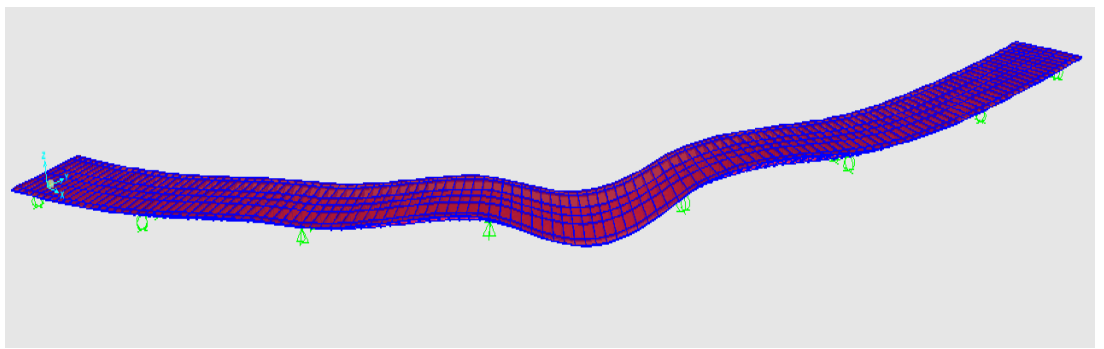
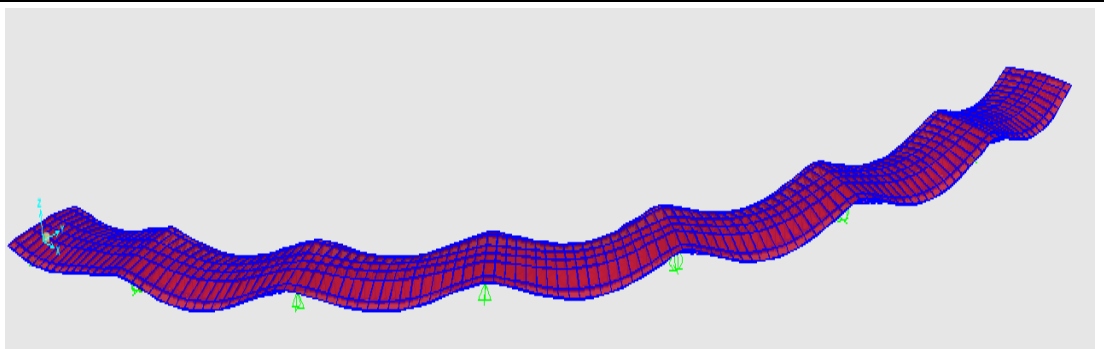
Phase de construction	Diagrammes de l'effort tranchant
Phase 11	 A 3D bar chart showing the shear force distribution along a beam for Phase 11. The chart features a grid of blue bars extending upwards and red bars extending downwards. The bars are arranged in a series of peaks and troughs, indicating alternating regions of positive and negative shear force. The overall structure is a long, narrow rectangular prism with a grid of bars on top and bottom.
Phase 12	 A 3D bar chart showing the shear force distribution along a beam for Phase 12. The chart features a grid of blue bars extending upwards and red bars extending downwards. The bars are arranged in a series of peaks and troughs, indicating alternating regions of positive and negative shear force. The overall structure is a long, narrow rectangular prism with a grid of bars on top and bottom.

Annexe 3

Cas de surcharge	Diagrammes du moment fléchissant
A	 <p data-bbox="343 293 1441 616">Diagramme du moment fléchissant pour le cas de surcharge A. Le diagramme montre une structure avec des moments négatifs (en rouge) et positifs (en bleu). Les valeurs extrêmes sont indiquées : -27241.02 KN.m (moment négatif maximum) et 18860.69 KN.m (moment positif maximum).</p>
Bc	 <p data-bbox="343 636 1441 958">Diagramme du moment fléchissant pour le cas de surcharge Bc. Le diagramme montre une structure avec des moments négatifs (en rouge) et positifs (en bleu). Les valeurs extrêmes sont indiquées : -15600.18 KN.m (moment négatif maximum) et 13906.23 KN.m (moment positif maximum).</p>
MC120	 <p data-bbox="343 978 1441 1301">Diagramme du moment fléchissant pour le cas de surcharge MC120. Le diagramme montre une structure avec des moments négatifs (en rouge) et positifs (en bleu). Les valeurs extrêmes sont indiquées : -6119.6 KN.m (moment négatif maximum) et 5942.67 KN.m (moment positif maximum).</p>
D280	 <p data-bbox="343 1321 1441 1644">Diagramme du moment fléchissant pour le cas de surcharge D280. Le diagramme montre une structure avec des moments négatifs (en rouge) et positifs (en bleu). Les valeurs extrêmes sont indiquées : -4384.13 KN.m (moment négatif maximum) et 3641.31 KN.m (moment positif maximum).</p>
D240	 <p data-bbox="343 1664 1441 1964">Diagramme du moment fléchissant pour le cas de surcharge D240. Le diagramme montre une structure avec des moments négatifs (en rouge) et positifs (en bleu). Les valeurs extrêmes sont indiquées : -4385.01 KN.m (moment négatif maximum) et 3770.02 KN.m (moment positif maximum).</p>



Annexe 4

Cas de surcharge	Diagrammes des flèches
G+CCP	
A	
Bc	
MC120	