

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures (L.G.S.D.S)

Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

Etude d'un pont mixte bipoutre

Réalisé par :

KOUICEM Badreddine
KHERBOUCHE Juba

Proposé par :



Encadré par :

Mme H.MOHABEDDINE
Mme D.CHERID

Promotion Juin 2013

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Pasteur Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger (Algérie)

Tél : 213 21 52 53 01/03 – Fax : 213 21 52 29 73 www.enp.edu.dz

Remerciements

Nous remercions, avant tout, Dieu le tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de nos études.

Nous remercions particulièrement nos parents pour nous avoir réuni les conditions « Educativement et intellectuellement » afin d'effectuer et terminer nos études sereinement.

Nous tenons aussi à remercier, nos deux promotrices, Mme CHERID et Mme MOHABDDINE pour leur suivi et leurs conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Nous remercions, aussi, les membres de jury pour l'effort qu'ils feront pour examiner ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents,

Mon grand père,

Mes deux frères,

Toute la famille KHERBOUCHE,

Bien sûre à mon binôme badiro,

Ainsi qu'à tous mes amis.

Juba.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents,

Mon frère,

Mes quatre sœurs,

Toute la famille KOUICEM,

à mon binôme juba,

Ainsi qu'à tous mes amis.

Badreddine.

ملخص :

الهدف من هذا العمل تصميم و حساب جسر مختلط, و هو من نوع المفرط السكون ذو أربع اتجاهات, يبلغ طوله 405 م و عرضه 14 م, يحده حاجزين أمنيين للسلامة, يرتكز هذا الجسر على عشرة مساند ثمانية وسطية و اثنان جانبيين.

اختيار هذا النوع من الجسر تم على أساس مختلف العوامل الطبيعية و الاقتصادية المتعلقة بالمشروع. تهتم هذه الدراسة بمعاينة قدرة المشروع على مقاومة مختلف القوى الخارجية المؤثرة عليه وذلك بحسابنا للإجهاد التي بإمكانه تحملها و التأكد من عدم تعرضه للالتواء. تم حساب مختلف القوى بواسطة برنامج روبيو. كلمات افتتاحية : جسر مختلط, عارضة حديدية, الحافة.

Résumé :

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont routier mixte courbe et hyperstatique, à quatre voies de circulation. Sa longueur est de 405 m, sa largeur est de 14 m, il est bordé de deux glissières de sécurité. Le tablier repose sur dix appuis, huit piles et deux culées.

Cette variante à été choisit sur la base des différentes contraintes imposées, des données naturelles et économiques du projet. Les sollicitations sont obtenues à l'aide du logiciel Robot.

Différentes vérifications : flexion, cisaillement, voilement, déversement et flambement ont été faites conformément aux règlements en vigueur.

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

Abstract :

The aim of this work is the study and the design of a mixed curve and hyperstatic bridge. It has four lanes, its length is 405 m, its width is 14 m bordered of two slides of security. The deck based on nine supports.

The option was chosen on the basis of the various constraints imposed natural and economic data of the project The modeling is made using the software ROBOT.

Keywords: mixed hyperstatic bridge, metallic beam, bracing, transversal wire stretcher.

Table des matières

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

Chapitre I : Conception générale

1. Introduction	3
2. Situation du projet	3
3. Données naturelles	4
3.1. Géologie du site	4
3.2. Hydrologie du site	4
3.3. Données sismologiques	4
4. Données fonctionnelles	5
4.1. Tracé en plan	5
4.2. Profil en long	5
4.3. Profil en travers	6
5. Choix du type d'ouvrage	6
5.1. Présentation des variantes	7
5.1.1. Variante 01 : Pont mixte bipoutre.....	7
5.1.2. Variante 02 : Pont caisson mixte.....	8
5.2. Analyse multicritères	10
6. Mode de fonctionnement	10
6.1. Mode isostatique	11
6.2. Mode hyperstatique	11
7. Pont courbe	11
8. Conclusion	12

Chapitre II : Pont mixte et pré dimensionnement

1. Introduction	13
2. Description d'un système bipoutre	13
2.1. Tablier en bipoutre mixte	14
2.1.1. Bipoutre mixte à entretoises	14

2.1.2. Bipoutre à pièces de pont sans consoles	15
2.1.3. Bipoutre à pièces de pont avec consoles	15
2.2. Les éléments constitutifs du tablier	16
2.2.1. La dalle	16
2.2.2. Les poutres principales	17
2.2.3. Les pièces de pont avec consoles	19
2.2.4. Les appareils d'appui	20
2.2.5. Les connecteurs	20
2.2.6. Montants d'appui	21
2.3. Le système porteur	21
2.4. Les équipements	21
2.5. Les éléments de protection	22
3. Pré dimensionnement du tablier	23
3.1. Dalle	23
3.2. Poutres principales	23
3.3. Entretoises cadre	25
4. Caractéristiques géométriques	26
5. Conclusion	28

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

1. Introduction	29
2. Béton armé	29
2.1. La résistance à la compression	29
2.2. La résistance à la traction	30
2.3. Module de déformation longitudinale du béton « E »	30
2.4. Contrainte ultime de compression	30
2.5. Coefficient de poisson	30
3. Les Aciers	31
3.1. Aciers pour la charpente	31
3.2. Aciers pour les armatures	32
3.2.1. Caractéristiques de calcul	33
4. Conclusion	34

Chapitre IV : Charges et surcharges

1. Introduction	35
2. Charges permanentes	35
2.1. Poids propre de dalle	35
2.3. Poids de la charpente	35
2.3. Charge permanente complémentaire	36
3. Charges climatiques	37
3.1. Variations linéaires de la température	37
3.2. Gradient thermique	37
3.3. Charge du vent	37
4. Surcharges d'exploitation	37
4.1. Détermination des caractéristiques du pont routier	38
4.2. Détermination des charges de la chaussée	39
4.2.1. Système de charges A	39
4.2.2. Système de charges B	41
4.2.3. Surcharges militaires	43
4.2.4. Coefficient de majoration dynamique	44
4.2.5. Charges exceptionnelles	45
4.2.6. Efforts de freinage	46
4.2.7. Forces centrifuges	48
4.2.8. Force de frottement parasite des appuis	48
5. Combinaisons de charges	48
5.1. Coefficients de majoration	49
5.2. Combinaisons	49
6. Conclusion.....	50

Chapitre V : Etude en phase d'exécution

1. Introduction.....	51
2. Différentes étapes de réalisation d'un pont	51
2.1. Construction des appuis (culées, piles)	51

2.2. Montage de l'ossature métallique	51
2.2.1. Principe du lançage	51
2.2.2. Assemblage de la charpente sur l'aire	52
2.2.3. Lançage par roulement sur chaises à galets à balanciers	54
2.2.4. Dimensionnement de l'avant-bec	55
2.3. Réalisation de la dalle	55
3. Méthodologie de calcul	56
4. Etude en phase de coulage de la dalle	56
4.1. Modélisation	56
4.1.1. Modélisation du tablier	56
4.1.2. Conditions d'appui	57
4.1.3. Effet du poids propre du tablier	57
4.2. Méthode de construction.....	57
5. Evaluation des sollicitations.....	60
6. Les différentes étapes de vérification	62
6.1. Etape 1 : Vérification des contraintes.....	62
6.1.1. Contraintes normales	62
6.1.2. Contraintes de cisaillement	63
6.2. Etape 2 : Vérification au déversement.....	63
6.3. Etape 3 : Vérification au voilement	64
7. Vérification des sections sur appui	66
7.1. Etape 1 : Vérification des contraintes.....	66
7.2. Etape 2 : Vérification au déversement.....	66
7.3. Etape 3 : Vérification au voilement	67
8. Vérification des sections en travée	67
8.1. Etape 1 : Vérification des contraintes.....	67
8.2. Etape 2 : Vérification au déversement.....	67
9. Conclusion	68

Chapitre VI : Etude en phase de service

1. Introduction.....	69
2. Dimensionnement de la dalle en béton armé.....	69

2.1. Fonctionnement.....	69
2.2. Evaluation des sollicitations.....	70
3. Calcul des armatures transversales de la dalle	70
3.1. Combinaisons aux états limites	70
3.2. Calcul du ferrailage sous M_{max}	72
3.2.1. Calcul des armatures à l'ELU.....	72
3.2.2. Vérification des armatures à L'ELS	73
3.3. Calcul du ferrailage sous M_{min}	74
3.3.1. Calcul des armatures à l'ELU	74
3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS	75
4. Calcul des armatures longitudinales de la dalle	76
4.1. Combinaisons aux états limites	76
4.2. Calcul du ferrailage sous M_{max}	78
4.2.1. Calcul des armatures à l'ELU	78
4.2.2. Vérification des armatures à L'ELS	78
4.3. Calcul du ferrailage sous M_{min}	79
4.3.1. Calcul des armatures à l'ELU	79
4.3.2. Vérification des armatures à L'ELS	79
5. Armatures de l'effort tranchant dans la dalle	80
6. Etude de la section mixte (acier-béton).....	82
6.1. Caractéristiques géométriques	82
6.1.1. Section d'acier	82
6.1.2. Section du béton	82
6.2. Calcul de la section mixte	86
6.2.1. Hypothèses de calcul	86
6.2.2. Caractéristiques géométriques de la section mixte.....	86
7. Justifications des sections mixtes à l'ELU.....	91
7.1. La classe d'une section transversale	91
7.1.1. Justification de la section sur appui (sous moment négatif).....	93
7.1.2. Justification de la section en travée (sous moment positif)	101
8. Justifications des sections mixtes aux ELS	104
8.1. Effets des sollicitations différées	104
8.1.1. Effets du retrait	104

8.1.2. Effets d'une différence de température entre l'acier et le béton	105
8.2. Evaluation des charges a l'ELS.....	105
8.3. Vérification des contraintes normales.....	105
8.3.1. Sous moment négatif	106
8.3.2. Sous moment positif	107
8.4. Vérification de la contrainte de cisaillement	108
8.5. Calcul des déformations (flèches)	108
9. Calcul des connecteurs à L'ELU	109
10. Vérification des raidisseurs transversaux	111
10.1. Rigidité nécessaire	111
10.2. Vérification au flambement	112
11. Conclusion	113
Conclusion générale	114
Bibliographie	115
Annexes	116

Liste des tableaux

Tableau. I.1. Analyse multicritère	10
Tableau. II.1. Caractéristiques géométriques de la poutre en I	26
Tableau. III.1. Limite d'élasticité des produits d'épaisseur Constante	31
Tableau. III.2. Limitation des contraintes admissibles de traction	33
Tableau. IV.1. La charge totale des éléments non porteurs (ccp)	36
Tableau. IV.2. Classe du pont en fonction de la largeur roulable	38
Tableau. IV.3. Valeurs du coefficient a_1	39
Tableau. IV.4. Valeurs de l_0	39
Tableau. IV.5. Valeurs de $A(l)$ en fonction des longueurs chargées	41
Tableau. IV.6. Valeurs du coefficient b_c	42
Tableau. IV.7. Valeurs du coefficient de majoration dynamique δ	45
Tableau. IV.8. Coefficients multiplicateurs des différentes charges	49
Tableau. IV.9. Différentes combinaisons de charge	50
Tableau. V.1. Sollicitations des différentes phases	60
Tableau. V.2. Valeurs de k_τ	66
Tableau. V.3. Valeurs de τ_{ba}	66
Tableau. VI.1. Les moments M_{xx} maximaux	70
Tableau. VI.2. Les moments M_{yy} maximaux	76
Tableau. VI.3. Sections des armatures longitudinales et transversales	81
Tableau. VI.4. Caractéristiques géométriques de la section d'acier	83
Tableau. VI.5. Caractéristiques géométriques de la section du béton en travée	85
Tableau. VI.6. Caractéristiques géométriques de la section du béton sur appui	87
Tableau. VI.7. Valeurs du coefficient d'équivalence « n »	88
Tableau. VI.8. Caractéristiques de la section mixte en travée	91
Tableau. VI.9. Caractéristiques de la section mixte sur appui	92
Tableau. VI.10. Principe de classification des sections	94
Tableau. VI.11. Contraintes dues au moment négatif à l'ELU	96
Tableau. VI.12. Valeurs de k_τ	99
Tableau. VI.13. Valeurs de τ_{ba}	100
Tableau. VI.14. Contraintes dues au moment positif à l'ELU	104
Tableau. VI.15. Sollicitations dues aux charges et surcharges à l'ELS	107

Tableau. VI.16. Contraintes normales dues au moment négatif à l'ELS	108
Tableau. VI.17. Contraintes dues au moment positif à l'ELS	109
Tableau. VI.18. Valeurs de la flèche	110

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	5
Figure. I.4. Coupe transversale du tablier	6
Figure. I.5. Exemple de pont mixte bipoutre	7
Figure. I.6. Exemple de pont caisson mixte	9
Figure. I.7. Pont bipoutre courbe	12
Figure. II.1. La distribution des contraintes dans la section mixte	13
Figure. II.2. Tablier bipoutre mixte à entretoises	14
Figure. II.3. Tablier bipoutre mixte à pièces de pont	15
Figure. II.4. Tablier bipoutre mixte à pièces de pont avec consoles	16
Figure. II.5. Section de poutre en I	18
Figure. II.6. Poutres courbes	19
Figure. II.7. Poutres droites	19
Figure. II.8. Différents types de connecteurs	20
Figure. II.9. Différentes formes des montants d'appui	21
Figure. II.10. Différents équipements des ponts	22
Figure. II.11. Eléments de protection	23
Figure. II.12. Coupe transversale du tablier	24
Figure. II.13. Section d'une poutre en I	24
Figure. II.14. Dimensions transversales de la poutre principale	27
Figure.III.1. Diagramme déformations-contraintes	34
Figure. IV.1. Disposition du système B_c	42
Figure. IV.2. Disposition du système B_t	43
Figure. IV.3. Disposition du système M_c120	44
Figure. IV.4. Disposition du système D280	46
Figure. IV.5. Disposition du système D240	46
Figure. V.1. Principe du lançage d'une charpente	52
Figure. V.2. Phasage de mise en œuvre des soudures d'assemblage bout à bout des poutres d'un bipoutre	53
Figure. V.3. Chaises à galets à balanciers	54

Figure. V.4. Principe de traction à l'aide d'un treuil	54
Figure. V.5. Principe de traction par vérins avaleurs de câbles	55
Figure. V.6. Modèle de calcul, vue en 3D	57
Figure. V.7. Coulage de la dalle dans les travées C1-P1 et P1-P2	58
Figure. V.8. Coulage de la dalle en zone d'appui P1	58
Figure. V.9. Coulage de la dalle dans la travée P2-P3	58
Figure. V.10. Coulage de la dalle en zone d'appui P2	59
Figure. V.11. Coulage de la dalle dans la travée P8-C2	59
Figure. V.12. Coulage de la dalle en zone d'appui P8	60
Figure. V.13. Diagramme du moment fléchissant dû au poids de la charpente seule	61
Figure. V.14. Diagramme du moment fléchissant de la phase 2 (M_y^+ max)	61
Figure. V.15. Diagramme du moment fléchissant de la phase 4 (M_y^- max)	62
Figure V.16. Diagramme de l'effort dû au poids de la charpente seule	62
Figure. V.17. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 4 (T_z max)	62
Figure. V.18. Section transversale de la poutre principale	64
Figure. VI.1. Les sollicitations de la dalle	69
Figure. VI.2. Moment M_{max} à l'ELU	70
Figure. VI.3. Moment M_{min} à l'ELU	71
Figure. VI.4. Moment M_{max} à l'ELS	71
Figure. VI.5. Moment M_{min} à l'ELS	71
Figure. VI.6. Section considérée en travée	71
Figure. VI.7. Section considérée sur appui	74
Figure. VI.8. Moment M_{max} à l'ELU	76
Figure. VI.9. Moment M_{min} à l'ELU	76
Figure. VI.10. Moment M_{max} à l'ELS	77
Figure. VI.11. Moment M_{min} à l'ELS	77
Figure. VI.12. Section considérée en travée	77
Figure. VI.13. Section sur appui à ferrailer	79
Figure. VI.14. Contrainte de cisaillement maximal	81
Figure. VI.15. Schéma de ferrailage de la section sur appui	81
Figure. VI.16. Schéma de ferrailage de la section en travée	81
Figure. VI.17. Détermination de la largeur efficace	83

Figure. VI.18. Détermination des portées équivalentes	83
Figure. VI.19. Section du béton (dalle+gousset) en travée	84
Figure. VI.20. Section du béton (dalle+gousset) sur appui	85
Figure. VI.21. Section mixte en travée	88
Figure. VI.22. Section mixte sur appui	90
Figure. VI.23. Semelle inférieure comprimée	93
Figure. VI.24. Paroi de l'âme	94
Figure. VI.25. Diagramme du moment fléchissant sous PP	95
Figure. VI.26. Diagramme du moment fléchissant sous CCP	95
Figure. VI.27. Diagramme du moment fléchissant sous D240	95
Figure. VI.28. diagramme élastique des contraintes à l'ELU	96
Figure. VI.29. Moment résistant plastique des semelles seules $M_{f,Rd}$	99
Figure. VI.30. Moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ sur appui	100
Figure. VI.31. Moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ en travée	102
Figure. VI.32. Diagramme du moment fléchissant sous D240	103
Figure. VI.33. Diagramme des contraintes dans la section en travée	103
Figure. VI.34. Diagramme du moment fléchissant sous PP	106
Figure. VI.35. Diagramme du moment fléchissant sous CCP	106
Figure. VI.36. Diagramme du moment fléchissant sous D240	106
Figure. VI.37. Diagramme du moment fléchissant sous D240	107
Figure. VI.38. Goujons à tête ronde	109
Figure. VI.39. section droite des montants	111

Introduction générale

Introduction générale :

Un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art. Il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. Quant à la résistance structurale, ce niveau est garanti par le respect de normes et de règles appropriées.

Le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception des matériaux et de l'exécution. Cette véritable mutation paraît essentiellement due au développement des programmes de réalisation des ouvrages avec comme corollaire la nécessité de les mettre en œuvre dans des conditions économiques acceptables.

Une telle évolution n'a été possible que par un effort important de recherche du progrès technique, assurant un développement des possibilités et des moyens, marqué notamment par:

- La recherche d'une certaine standardisation et même industrialisation,
- L'utilisation de la possibilité énorme de l'informatique,
- La transformation des techniques de conception et de construction permettant d'augmenter les performances et les cadences.

Ainsi donc, et bien que la pérennité des grandes familles d'ouvrages et des principaux procédés d'exécution n'a pas été démentie, le développement des besoins et des connaissances scientifiques et techniques a entraîné le recours à de nouvelles méthodes de pensée, d'utilisation de nouveaux outils, en définitive, une transformation profonde du travail de l'ingénieur.

Bien que les considérations d'ordre esthétique soient très subjectives, un projeteur de pont ne peut ignorer l'impact visuel de son ouvrage. La question se pose avec acuité en site urbain, même en rase campagne, il n'est pas admissible de défigurer le paysage par un ouvrage laid.

L'intégration paysagère et architecturale des ouvrages d'art est actuellement correctement prise en compte, des progrès sont encore attendus en matière de préservation au sens large du milieu naturel et environnemental [1].

Cet ouvrage permet de franchir Oued Attouli à Médéa. Il a été proposé par l'entreprise publique économique (EPE-SAPTA).

L'ouvrage est un pont routier, il a une largeur de 14 m et sa longueur totale est de 405 m. Il est composé de 9 travées, dont la portée des travées intermédiaires est de 50 m, et 27,5 m pour les travées de rives.

Le tablier repose sur huit 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 pré dalles, 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 on propose la solution envisagée à partir de deux variantes en prenant en considération les avantages et les limites de chacune d'elles.

Le second chapitre donne un aperçu sur les ponts mixtes bipoutre 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.

Par ailleurs le cinquième chapitre concerne l'étude de l'ouvrage en phase d'exécution, à cet effet, un modèle d'étude du tablier sera choisi d'une part. D'autre part, une évaluation des efforts ainsi que leurs vérifications seront faites.

On abordera dans le sixième chapitre dans un premier temps l'étude de la dalle en béton armé qui sera dimensionnée en flexion locale. Puis en passera à l'étude de la section mixte sous les différentes sollicitations en phase de service.

En fin, nous terminerons notre étude par une conclusion générale.

Conception générale

1. Introduction :

Lors de l'élaboration d'un projet de pont, la conception de l'ouvrage représente une partie essentielle de l'activité de l'ingénieur. La conception conduit à définir les caractéristiques principales de la structure porteuse du pont.

Les qualités que doit posséder un pont bien conçu et qui doivent toujours être à l'esprit de l'ingénieur lors de la conception pour guider sa démarche sont [2] :

- Fiabilité,
- Robustesse,
- Durabilité,
- Esthétique,
- Economie.

Deux différentes variantes seront proposées avec une description générale pour chacune d'elles, tout en citant leurs avantages et inconvénients, et à l'issue d'une analyse multicritères on retient la variante la plus appropriée à l'étude de notre projet.

2. Situation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude, est situé au niveau du PK 4.6 à la sortie Est de la localité de Kasr El Boukhari (Voir figure) permettant le dédoublement de la route nationale 1 (RN1) sur 125 km entre Kasr El Boukhari et Boughezoul.



Figure. I.1. Plan de situation du projet

3. Données naturelles :

3.1. Géologie du site :

Les données géologiques précisent la nature du sol. Ces données sont importantes car elles permettent non seulement de fixer les endroits les plus favorables pour les fondations mais elles conditionnent aussi le type de fondation (superficielle ou profonde).

La reconnaissance géologique de notre site a été faite au moyen de trois (03) sondages carottés, et les coupes lithologiques définissant chaque sondage réalisé sur le terrain ont montré que le sol de fondation de notre ouvrage est formé de deux ensembles distingués nettement comme suit :

- ensemble argileux,
- ensemble marneux.

3.2. Hydrologie du site :

Il est nécessaire de connaître les différents niveaux d'eau ainsi que les périodes d'étéage qui peuvent conditionner la conception de piles ou la mise en place de piles provisoires dans le cours d'eau et le programme d'exécution des travaux.

3.3. Données géotechniques :

Les données géotechniques obtenues sur base de mesures et d'essais in situ et en laboratoire concernent les propriétés du sol nécessaires au calcul de sa résistance ainsi qu'à sa déformabilité. Ces connaissances interviennent pour la définition du type de fondations [2].

3.4. Données sismologiques :

La région de Kasr El Boukhari est située dans une zone de moyenne sismicité (IIa), classée selon les Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art [14] comme suite :

- Zone sismique : (IIa) (moyenne),
- Groupe de pont : 3 (pont d'importance moyenne),
- Site : catégorie S1 (site ferme).

En effet, la réalisation du projet devra tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation.

4. Données fonctionnelles :

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

4.1. Tracé en plan :

L'ouvrage en question, est un arc de cercle de 405 m avec un rayon de courbure (R) égal à 400 m.

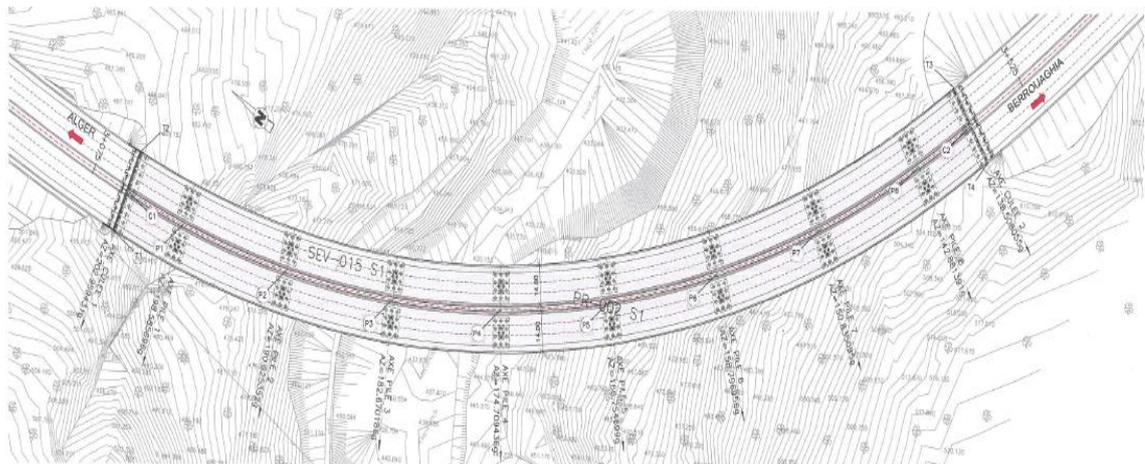


Figure. I.2. Tracé en plan

4.2. Profil en long :

Le pont présente une longueur totale de 405 m entre les axes des culées, comportant deux (02) travées de rive de 27,5 m et sept (07) travées intermédiaires de 50 m.

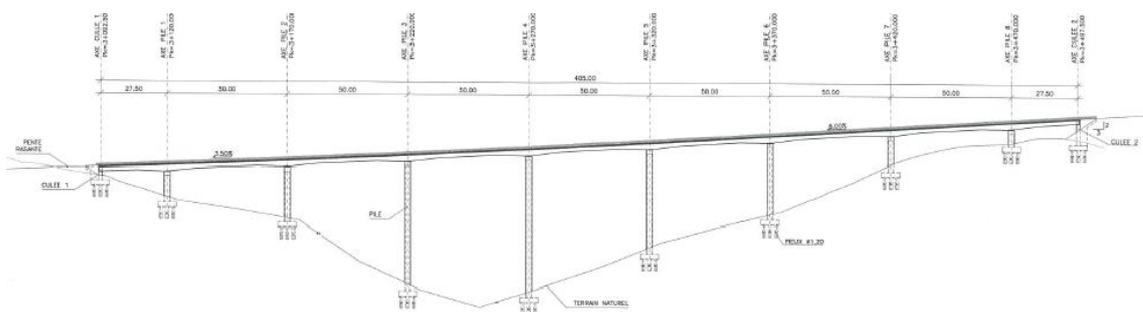


Figure. I.3. Profil en long

4.3. Profil en travers :

La largeur totale de notre ouvrage est de 14 m, la voie portée présente un dévers unique de 3%, les deux poutres sont identiques mais décalées verticalement d'une hauteur égale à 0,11 m.

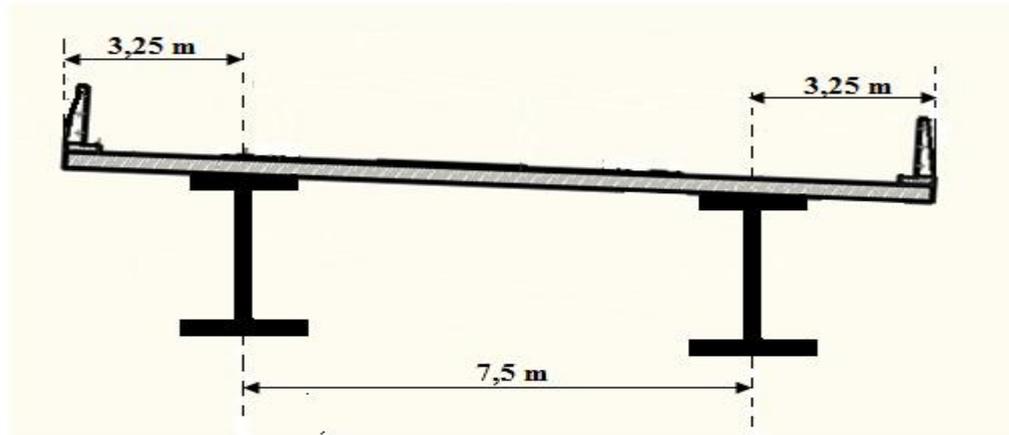


Figure. I.4. Coupe transversale du tablier

5. Choix du type d'ouvrage :

Cette phase de conception est très importante dans le processus d'élaboration d'un pont car elle va décider des choix principaux qui conditionnent toute la suite du projet.

Les qualités futures de l'ouvrage, en particulier celles concernant la robustesse, la durabilité, l'esthétique et le coût dépendront des choix effectués lors des études d'avant projet.

L'expérience, l'imagination, les bonnes connaissances des divers types de pont et de leur comportement ainsi que leurs matériaux constitutifs sont des qualités indispensables que doit avoir le projecteur pour faire son choix.

Cette opération est conditionnée par un ensemble de paramètres permettant d'effectuer une comparaison entre les solutions proposées, afin d'en retenir une ou plusieurs qui feront ensuite l'objet d'une étude approfondie. Ces paramètres sont les suivants :

- Le profil en long de la chaussée,
- Les possibilités et facilité d'exécution,
- L'entretien,
- L'esthétique,

- Le coût et durée des travaux.

En outre, la diversité des ponts nous mène à tenir compte de certains critères permettant de les classer. On cite :

- La voie portée (pont route, rails,...etc.),
- Les matériaux principaux dont ils sont constitués,
- Le fonctionnement mécanique : isostatique ou hyperstatique,
- La disposition en plan : droit, biais, courbe,
- Leur durée de vie prévue.

Pour notre ouvrage, on propose ces deux variantes suivantes :

- Variante 01 : Pont mixte bipoutre.
- Variante 02 : Pont caisson mixte.

5.1. Présentation des variantes :

5.1.1. Variante 01 : Pont mixte bipoutre:

a. Description:

Réalisé dans le cas de petites et moyennes portées pouvant aller jusqu'à 120 m, il est constitué de deux poutres en acier supportant une dalle en béton. De ce fait, l'acier et le béton ne sont pas utilisés en même temps par hasard.



Figure. I.5. Exemple de pont mixte bipoutre

Ce type de pont utilise de façon optimale chacun de ses matériaux, la dalle en béton ne résiste bien qu'en compression (idéale pour la partie supérieure du tablier),

tandis que les poutres en acier résistent à la fois en compression et en traction (idéale pour une bonne flexion longitudinale, en partie inférieure du tablier). Néanmoins, ce type d'ouvrage présente des avantages et des inconvénients.

b. Avantages:

- Rapidité d'exécution globale,
- Précision dimensionnelle des structures,
- Possibilité d'extension et de réparation,
- Economie à la construction, et performance en terme de recyclage à l'issue d'une démolition, assurant ainsi le respect de l'environnement,
- Possibilité d'une préfabrication industrielle dans des ateliers à l'abri des intempéries avec un contrôle qualité poussé.

c. Inconvénients:

- Le problème majeur des ponts mixtes est le phénomène de la fatigue dans les assemblages,
- Risque de voilement et de déversement des poutres principales,
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée (surtout pour le soudage),
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades important du montage.

5.1.2. Variante 02 : Pont caisson mixte:

a. Description :

Le tablier du pont caisson mixte est constitué d'une dalle en béton armé et des poutres en caisson. Dans sa forme la plus simple, la poutre en caisson comporte deux âmes, verticales ou inclinées, reliées à leur base par une tôle de fond raidie formant la semelle inférieure, tandis que la semelle supérieure, identique à celle du tablier mixte à poutres, est reliée à la dalle par le biais des connecteurs pour la garantie du non glissement [3].



Figure. I.6. Exemple de pont caisson mixte [4]

La semelle inférieure, large et mince, donc sensible à l'instabilité de voilement, est raidie par des raidisseurs longitudinaux et transversaux. Les caissons se distinguent par leur entretoisement qui peut être à [4] :

- Cadre ouvert, équivalent à une entretoise simple,
- Cadre fermé avec pièces de pont et consoles,
- Cadre triangulé avec ou sans consoles,
- Diaphragme avec ou sans consoles,

Cependant, il présente des avantages et des inconvénients.

b. Avantages :

- Précision dimensionnelle des structures,
- Possibilité de franchir de grandes portées,
- Excellent rapport poids/performance de l'acier,
- Augmentation de la rigidité en flexion.

c. Inconvénients :

- Risque de flambement des pièces comprimées, et de renversement ou de voilement,
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée.

Après un aperçu rapide sur les différentes variantes possibles, on passe à une étude comparative pour le choix d'une variante pour notre ouvrage.

5.2. Analyse multicritères :

Les critères de comparaison entre les variantes, permettant d'effectuer cette analyse, sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. I.1. Analyse multicritère

Solution Envisagée	Pont caisson mixte	Pont mixte bipoutre
Coût	-	+
Entretien	+	+
Esthétique	+	+
Exécution	-	+
Délai de réalisation	-	+

(+) : c'est pour favorable,

(-) : c'est pour défavorable.

A l'issue de cette étude comparative des variantes proposées dans le cadre de notre ouvrage, et en tenant compte de ses données naturelles et économiques, la variante retenue et la plus appropriée est celle du pont mixte bipoutre.

6. Mode de fonctionnement :

Après avoir fixé le type d'ouvrage adéquat pour notre projet, il reste à déterminer son mode de fonctionnement tout en considérant les critères suivant :

- Fiabilité de l'ouvrage,
- Durabilité,
- Facilité d'adaptation au projet,
- Facilité de mise en œuvre,
- Economie.

Le but de concevoir une structure porteuse est de limiter les conséquences de causes imprévisibles à des dégâts mesurés qui n'entraînent pas, dans la mesure du possible, la ruine totale de l'ouvrage.

A présent, on présente les deux modes de fonctionnement :

6.1. Mode isostatique :

- Facilité de fixation (méthode d'exécution),
- Plus de joints intermédiaires,
- Plus de plaques d'appuis,
- Plus de poids.

6.2. Mode hyperstatique :

- Possibilité de franchir des portées importantes,
- Moins de joints intermédiaires et moins de plaques d'appuis,
- Nécessite une main d'œuvre spécialisée,

En tenant compte des critères cités ci-dessus, notre choix se porte sur le mode hyperstatique qui permettra un bon fonctionnement à notre ouvrage.

7. Pont courbe :

C'est un pont dont l'axe de la chaussée est courbe lorsque les données fonctionnelles du projet imposent une courbure à notre ouvrage dans des endroits bien précis.

Dans ce cas, les variations de température provoquent non seulement une variation de la longueur du pont mais aussi une variation du rayon de courbure.

Les tabliers des ouvrages mixtes courbes en plan sont presque toujours obtenus en découpant les semelles et les tôles de fond selon la courbure en plan de la voie portée.

Dans un bipoutre courbe avec charpente courbe, les sollicitations dans la poutre extérieure sont plus importantes que dans les poutres d'un tablier rectiligne de même portée axiale.



Figure. I.7. Pont bipoutre courbe [3]

Avec un profil résistant en torsion, le bipoutre mixte s'impose dans les ouvrages où l'effet de courbure induit des moments de torsion tels qu'un profil ouvert ne peut les reprendre en résistance et en déformation [3].

8. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les deux variantes pour la réalisation de notre projet, et on a opté pour un pont mixte bipoutre, qui répond le mieux aux critères de comparaison et tient compte des données propres à ce projet.

Le choix du type d'ouvrage étant fait, on passe au pré dimensionnement des éléments constitutifs de l'ouvrage.

Pont mixte et Pré dimensionnement

1. Introduction :

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

Les ponts alliant l'acier et le béton sont constitués d'une charpente porteuse en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton (élément secondaire). La dalle en béton connectée à la charpente métallique permet d'apporter la raideur nécessaire au pont.

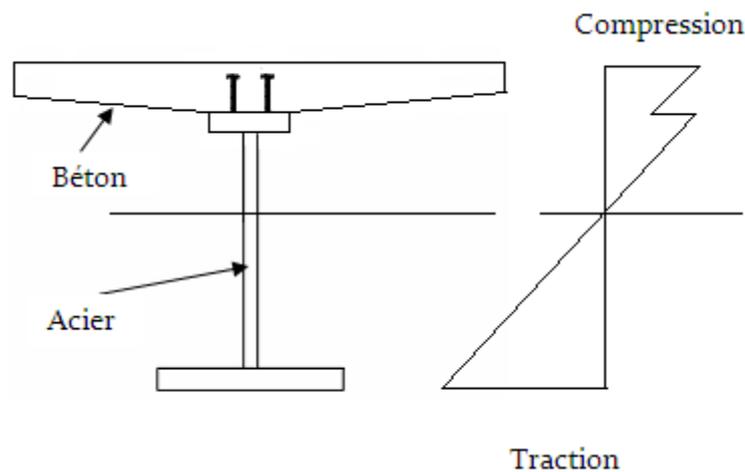


Figure. II.1. La distribution des contraintes dans la section mixte [5]

L'utilisation de ces deux matériaux permet de réaliser des ouvrages simples avec un minimum d'assemblages, ainsi les problèmes de fatigue des assemblages, sièges de concentration de contrainte cyclique, sont moins nombreux et la pérennité de ces constructions est mieux assurée.

2. Description d'un système bipoutre :

Les ponts mixtes bipoutres sont les ponts dits standard. C'est ce type de pont que l'on rencontre le plus souvent car ils ont une construction facile et fiable. Pour les ponts mixtes bipoutres, les portées sont inférieures à 120 m et ils sont constitués des éléments principaux suivants [5] :

- Le tablier ;
- Les équipements.

2.1. Tablier en bipoutre mixte :

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 :

- Par entretoises simples,
- Par pièces de pont,
- Par pièces de pont avec console.

2.1.1. Bipoutre mixte à entretoises :

La très grande majorité des ouvrages mixtes à poutres sont du type "bipoutre à entretoises". Lorsque la largeur du tablier est inférieure à 13.

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.

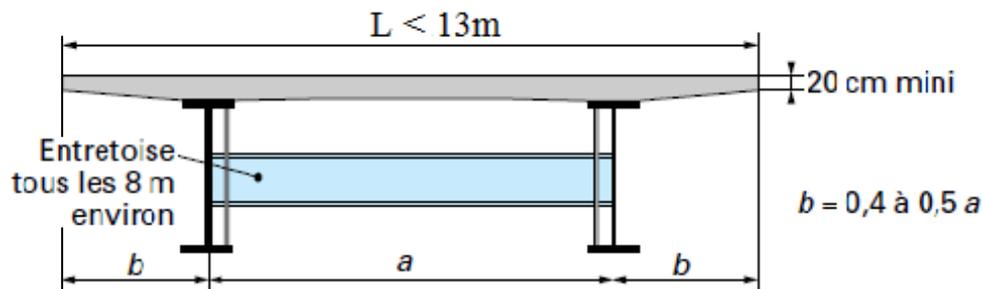


Figure. II.2. Tablier bipoutre mixte à entretoises [4]

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 durée de 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) [4].

Les entretoises, appelées aussi poutres secondaires, n'ont aucun contact avec la dalle en béton.

Les entretoises courantes sont en général des profilés du commerce. Les entretoises sur appuis, qui contreventent les poutres vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme) sont en général des profilés reconstitués soudés de plus forte hauteur. Les entretoises sont soudées sur les poutres principales par l'intermédiaire de profilés en T soudés sur les faces intérieures des âmes et des semelles et appelés montants.

L'entraxe des entretoises est inférieur ou égal à 8 m. Cet entraxe est le plus souvent constant dans une travée mais peut varier d'une travée à l'autre.

2.1.2. Bipoutre à pièces de pont sans consoles :

Lorsque la largeur du tablier est supérieure à 13 m, on va plutôt utiliser le bipoutre mixte à pièces de pont. Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres devrait augmenter dans les mêmes proportions que la largeur de la dalle.

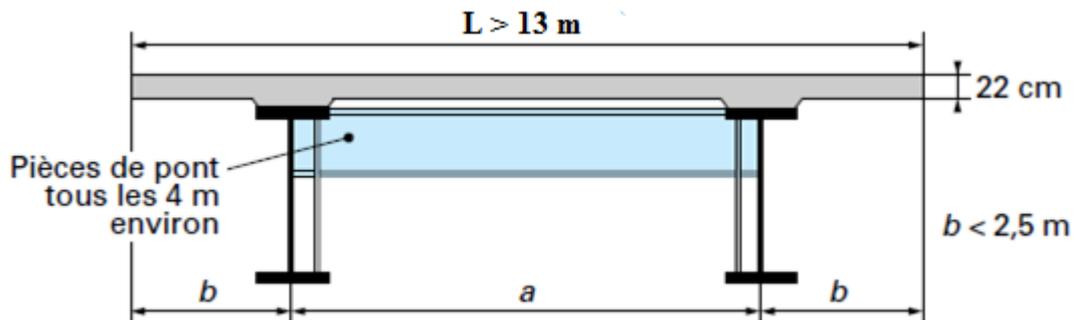


Figure. II.3. Tablier bipoutre mixte à pièces de pont [4]

Or, pour ne pas augmenter l'épaisseur 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. Cette technique permet de donner une distance entre poutre souhaitée ainsi qu'un encorbellement (b) pouvant atteindre 2,5 m [4].

2.1.3. Bipoutre à pièces de pont avec consoles :

Il existe une variante au bipoutre mixte à pièces de pont : le tablier bipoutre large avec pièces de pont et consoles. Ce type de tablier est dans le prolongement du bipoutre à pièces de pont.

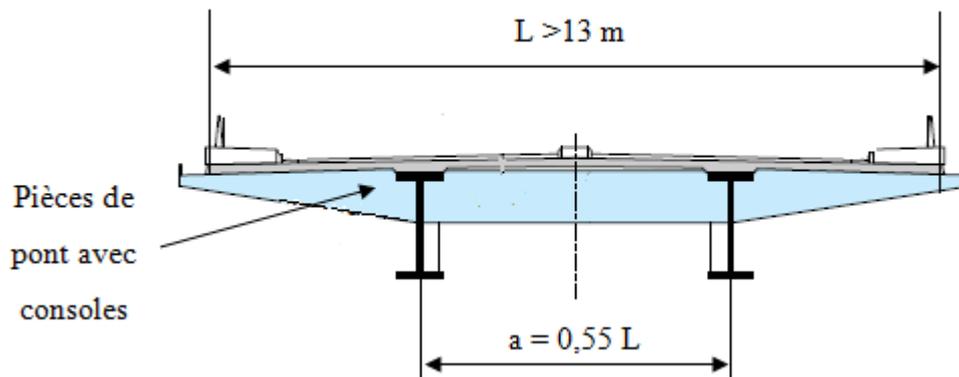


Figure. II.4. Tablier bipoutre mixte à pièces de pont avec consoles [4]

En effet, il est composé de pièces de pont et dans la continuité de ces dernières, 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 [4].

Dans cette sous-famille, les pièces de pont ont une largeur sensiblement identique à celle du tablier et supportent la dalle en béton sur toute sa largeur.

Sur les tabliers présentant un dévers unique, les pièces de pont sont inclinées selon le dévers.

Leur hauteur est constante entre les poutres et linéairement variable dans les parties en console soutenant les encorbellements de la dalle.

2.2. Les éléments constitutifs du tablier :

On cite ci-après les différents éléments constitutifs du tablier d'un pont mixte.

2.2.1. La dalle :

La dalle de roulement des ponts-routes est constituée soit d'une dalle en béton liée aux poutres métalliques (comme dans notre cas) soit d'une dalle métallique orthotrope.

La dalle est le premier élément de résistance du pont, sa fonction principale est d'offrir une surface supportant les charges d'utilisation (trafic) de l'ouvrage. La dalle qui est en générale recouverte par une couche d'étanchéité et par le revêtement de la chaussée, doit également supporter certains équipements du pont tels que les barrières de sécurité, les bordures...etc.

Elle doit donc être conçue pour exercer les fonctions suivantes :

- Résister aux actions locales verticales et horizontales du trafic, et à celles agissant sur les barrières,
- Transmettre les effets de ces actions aux éléments porteurs longitudinaux tels que les poutres maitresses,
- Participer à la flexion longitudinale du pont mixte,
- Jouer le rôle du contreventement horizontal pour transmettre les forces transversales aux piles et aux culées,
- Stabiliser contre le déversement la semelle comprimée supérieure en travée des poutres composées-soudées.

Les dimensions de la dalle dépendent, pour :

- la largeur : du type d'utilisation de l'ouvrage,
- les épaisseurs et les armatures transversales et longitudinales : des efforts intérieurs dus aux poids propres du béton et du revêtement et aux charges concentrées et réparties du trafic.

Elle peut être d'épaisseur variable ou non, selon que l'on emploie des entretoises ou des pièces de pont.

L'épaisseur au droit des deux poutres métalliques peut être différente d'une poutre à l'autre pour donner le dévers nécessaire, notamment en cas de ponts courbes. Compte tenu des exigences concernant la durabilité de la dalle et l'enrobage des armatures, l'épaisseur minimale de la dalle des ponts ne devrait pas être inférieure à 200 mm, même à l'extrémité des porte-à-faux.

Elle est exécutée en béton armé lorsque sa largeur est inférieure à une quinzaine de mètres mais peut être précontrainte transversalement pour des largeurs supérieures.

Elle est solidaire à la charpente métallique grâce à des connecteurs soudés sur la semelle supérieure des deux poutres principales. Elle est exécutée après mise en place de la charpente, soit par coulage en place, soit par assemblage d'éléments préfabriqués sur chantier ou en usine.

2.2.2. Les poutres principales :

Ce sont les éléments porteurs du pont, elles participent à la résistance en flexion générale de l'ouvrage sous son poids propre et sous les charges d'exploitation. Elles portent la dalle auxquelles elles sont connectées par des éléments de fixation.

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I, les semelles supérieures reçoivent sur leur face supérieure des connecteurs, en général des goujons, ces derniers permettent de bloquer les déplacements de la dalle vis-à-vis de la charpente (glissement et soulèvement), assurant ainsi le fonctionnement mixte de l'ensemble.

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 de la chaussée.

Dans notre cas le tablier est courbe en plan, les âmes sont courbées par pointage au moment du soudage sur les semelles [6] :

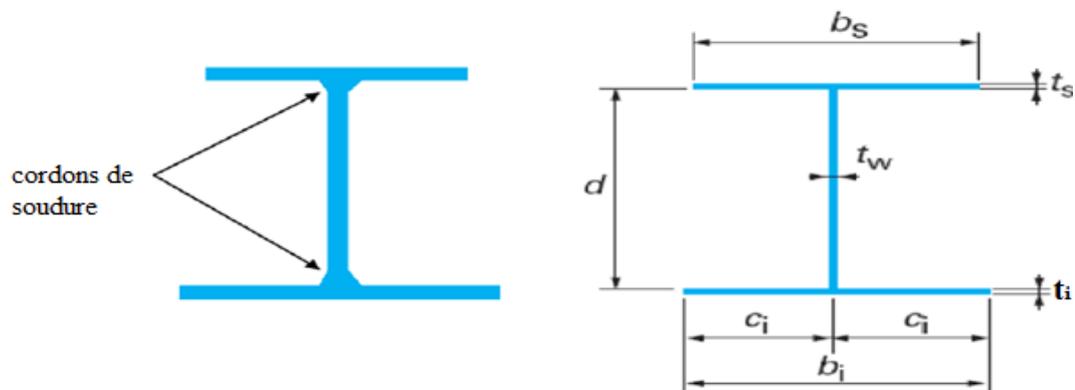


Figure. II.5. Section de poutre en I

L'âme et les membrures sont constituées de tronçons successifs dont la longueur moyenne est de l'ordre de 20 m 25 m.

L'épaisseur de l'âme (t_w) dépend [6]:

- 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 [5]:

- Par courbure des poutres (comme dans notre cas),
- Par des poutres droites et des encorbellements de largeur variable si cela est possible.

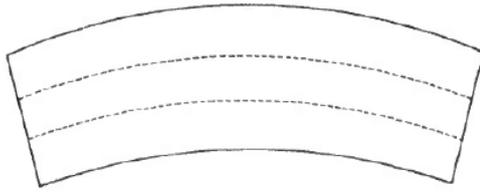


Figure. II.6. Poutres courbes

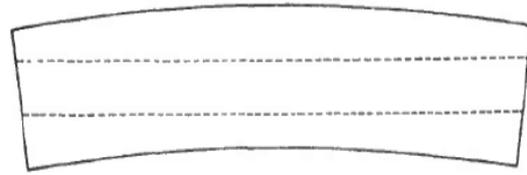


Figure. II.7. Poutres droites

2.2.3. Les pièces de pont avec consoles :

Lorsque la largeur du tablier est assez grande (supérieure à 13 m) le raidissage transversal de la dalle nécessite l'usage de pièces de pont pour conserver les angles des sections et à limiter les risques de déversement.

Les pièces de pont sont le plus souvent des profilés reconstitués soudés en acier.

L'assemblage des pièces de pont avec les montants des poutres doit être de type rigide c'est-à-dire capables de résister à des moments de flexion sans déformation excessive.

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

Sous les actions locales, les pièces de pont sont concernées directement puisqu'elles portent la dalle, et sous les actions d'ensemble, l'entretoisement assume plusieurs fonctions [2] :

- 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 inférieures comprimées aux montants des cadres,
- Contreventement horizontal avec le platelage, pour le report des charges horizontales du vent sur les appuis,
- Raidissage transversal des poutres par le biais des montants,
- Les entretoises reprennent les forces de déviation des semelles comprimées et tendues dans les ponts courbes et introduisent les charges de torsion dues à la courbure dans la poutre.

2.2.4. Les appareils d'appui :

Les appareils d'appui adoptés dans ce projet au niveau de l'ensemble des points d'appui sont en élastomère fretté de forme rectangulaire; qui absorbe les déplacements du tablier par les distorsions du caoutchouc.

2.2.5. 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), des efforts pouvant provenir [3]:

- De la transmission des moments d'encastrement des montants des cadres d'entretoisement,
- De la flexion différentielle des deux poutres,
- De la déformation d'effort tranchant des poutres métalliques.

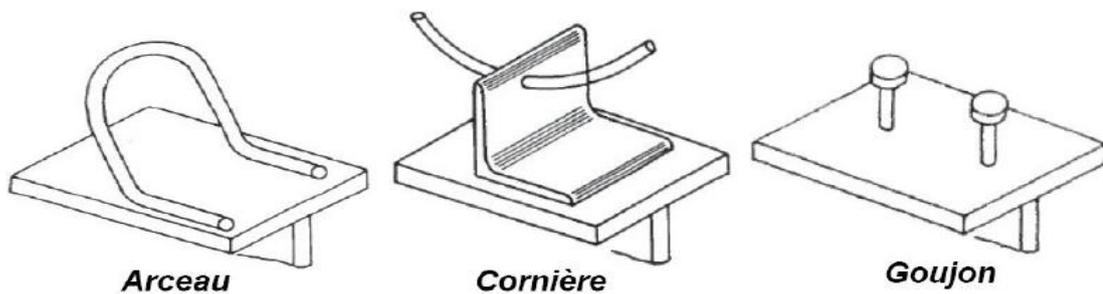


Figure. II.8. Différents types de connecteurs [6]

Pour la très grande majorité des ponts, la connexion est assurée par des goujons, c'est-à-dire des tiges cylindriques de faible diamètre.

En effet, les poutres principales sont de plus en plus souvent assemblées avec des machines automatiques imposant le soudage des connecteurs sur la poutre principale déjà reconstituée. De ce fait, la semelle supérieure étant bridée par l'âme, le soudage des cornières ou des arceaux engendre des déformations très difficiles à corriger, ce qui n'est pas le cas avec des goujons.

Les goujons utilisés sur les ponts mixtes sont le plus souvent des tiges de 22 mm de diamètre surmontées par une tête de 25 mm de diamètre et de 10 mm de hauteur.

2.2.6. Montants d'appui :

Leur rôle est d'empêcher la flexion transversale de la membrure inférieure, de transmettre la réaction d'appui à l'âme en flux de cisaillement, et d'empêcher le voilement local de celle-ci sous l'effet de la charge ponctuelle appliquée dans son plan.

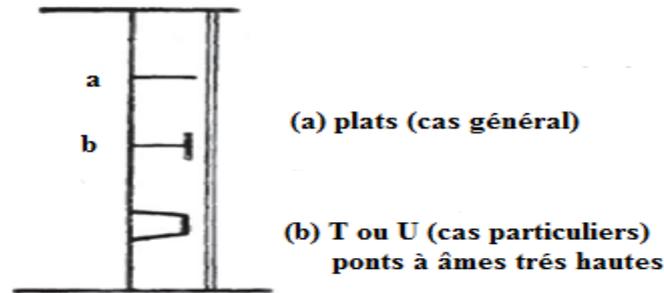


Figure. II.9. Différentes formes des montants d'appui [6]

2.3. Le système porteur :

Le système porteur désigne l'ensemble des parties d'ouvrage qui supportent le tablier.

Un appui peut être caractérisé par son comportement mécanique, de ce fait, il en existe deux types :

- Les appuis transmettant des réactions verticales et horizontales qu'on appelle culées.
- Les appuis transmettant uniquement des réactions verticales sont les piles.

2.4. Les équipements :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Ils jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage.

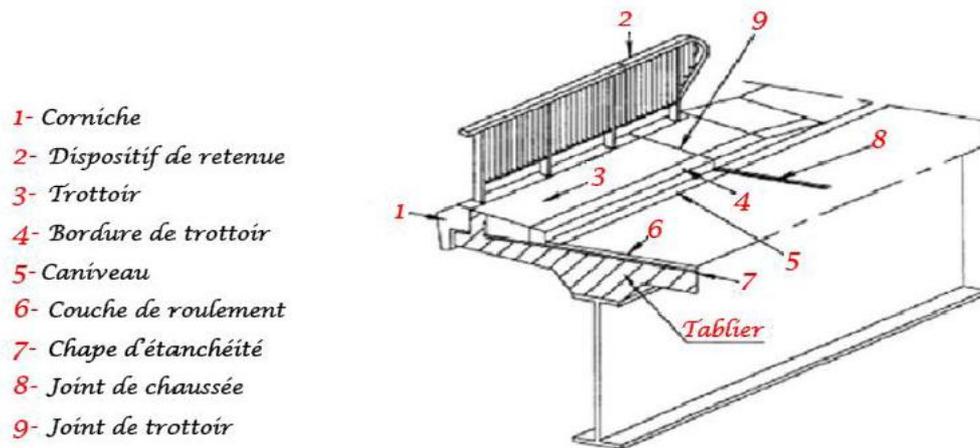


Figure. II.10. Différents équipements des ponts [7]

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.

De plus, ces équipements ont une importance économique réelle : ils représentent de 8 à 12 % du coût total d'un pont au moment de sa construction, et environ 36 % de son coût d'entretien [5].

2.5. Les éléments de protection :

Ils permettent d'assurer la durabilité de l'ouvrage (mais ne participent pas à sa résistance) et sa protection contre les eaux de ruissellement. Ils jouent également un rôle esthétique.

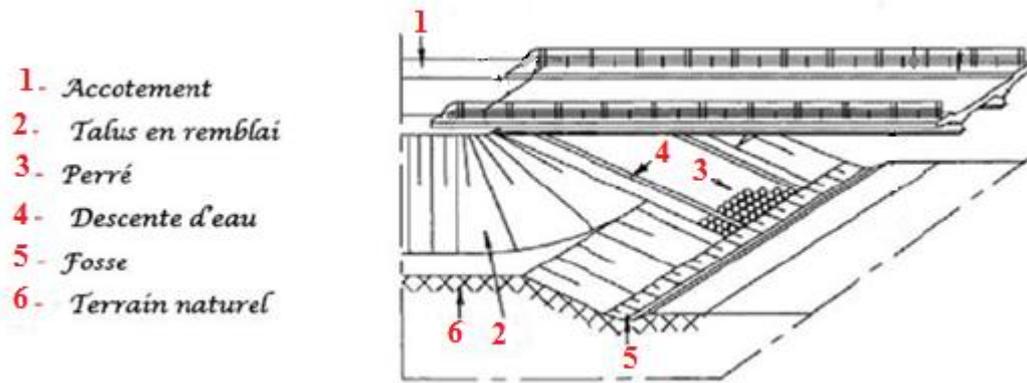


Figure. II.11. Eléments de protection [7]

3. Pré dimensionnement 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 [5]:

3.1. Dalle :

Dans le cas de notre ouvrage (dont le tablier est mixte à pièce de pont avec console) la distance entre les poutres principales « a » (Figure. II.4) est de 0,55 fois la largeur totale du tablier (L = 14 m), tel que :

$$a = 0,55L \longrightarrow a = 7,7 \text{ m, on adopte : } a = 7,5 \text{ m.}$$

Les valeurs d'épaisseur de la dalle à prendre pour notre ouvrage en fonction de l'entre-axe des poutres « a » :

- Une épaisseur à mi largeur : $e_m = 0,12 + \frac{a}{50} = 27 \text{ cm,}$
- Une épaisseur au dessus des poutres principales : $e_p = 0,13 + \frac{L-a}{26} = 38 \text{ cm,}$
- Une épaisseur minimale de 20 cm, pour la partie en console.

Etant donné que nous avons opté pour un entretoisement cadre constitué de pièces de pont avec consoles, l'épaisseur de la dalle est constante sur toute la largeur du tablier avec $e = 30 \text{ cm.}$

3.2. Poutres principales :

- **Nombre de poutres (sens transversal) :**

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

$$N = \frac{L}{a}$$

Par ailleurs on a : $L = 14 \text{ m}$ et $a = 7,5 \text{ m} \longrightarrow \frac{L}{a} = 1,87$

On prend alors : $N = 2$ poutres (tablier bipoutre).

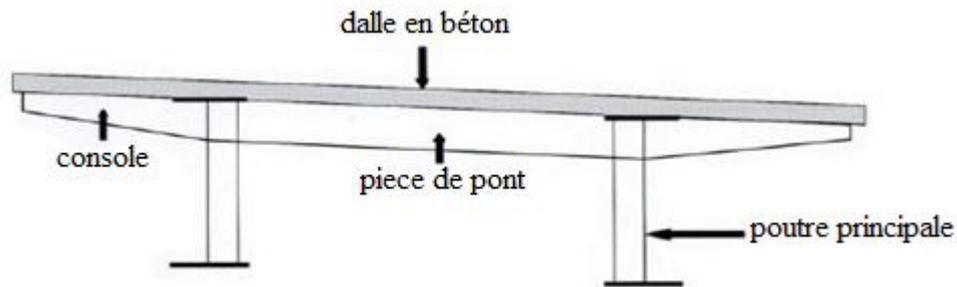


Figure. II.12. Coupe transversale du tablier

- **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). Ses différentes dimensions sont indiquées sur les figures suivantes :

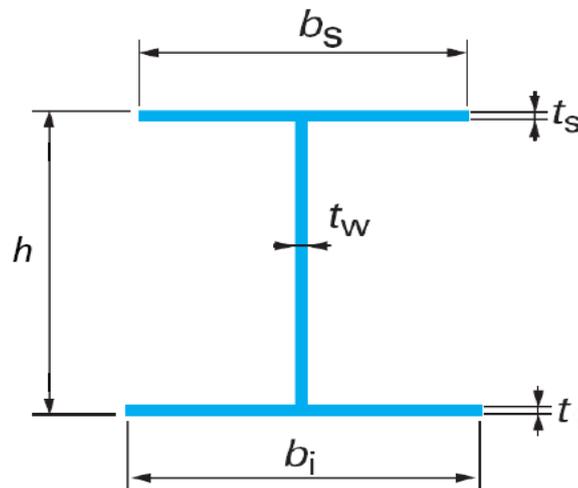


Figure. II.13. Section d'une poutre en I

- **Âme :**

La hauteur de la poutre est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{28} \leq h \leq \frac{L}{22} \longrightarrow \frac{50}{28} \leq h \leq \frac{50}{20} \longrightarrow 1,8 \text{ m} \leq h \leq 2,5 \text{ m}$$

On adopte alors une hauteur : $h_w = 2000 \text{ mm}$.

L'épaisseur des âmes varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale recommandée est de 14 à 16 mm:

On prend une épaisseur de l'âme : $t_w = 20 \text{ mm}$.

- **Semelles :**

Les dimensions des deux semelles sont déterminées en considérant les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions de résistance et d'instabilité.

La largeur de la semelle inférieure et supérieure est déterminée par la formule suivante :

$$B_{\text{inf}} = 0,25 + \frac{L}{40} + \frac{X}{125} = 1000 \text{ mm},$$

$$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 100 = 900 \text{ mm},$$

Avec:

X : longueur de la plus grande travée de l'ouvrage.

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.

Par conséquent, la semelle supérieure aura une aire plus petite que la semelle inférieure. Sur les appuis intermédiaires, du fait que la dalle de béton est tendue et fissurée, ce sont les armatures du tablier qui contribuent à l'aire de la semelle supérieure dans ces zones de béton tendu, mais dans une moindre mesure qu'en travée.

Pour les épaisseurs des semelles on a la condition [8]:

$$\frac{b_{i,s}}{t_{i,s}} \leq 30 \text{ (pour l'acier E360 ou E355)}$$

Donc :

On adopte pour la semelle supérieure : $b_s = 900 \text{ mm}$; $t_s = 50 \text{ mm}$.

Et pour la semelle inférieure : $b_i = 1000 \text{ mm}$; $t_i = 50 \text{ mm}$.

3.3. Entretoises cadre :

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

- **Âme :**

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

On prend $H_p = 700 \text{ mm}$.

Pour les consoles la hauteur varie entre $H_{pmax} = H_p = 700 \text{ mm}$ 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 :

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 300 mm respectivement :

Largeur = 300 mm

Epaisseur = 20 mm.

4. Caractéristiques géométriques :

On rapporte dans le tableau ci-après les différentes caractéristiques géométriques des éléments pré dimensionnés ci-dessus (poutre en I) :

Tableau. II.1. Caractéristiques géométriques de la poutre en I

Eléments	S_i $\times 10^3 [\text{mm}^2]$	Y_i [mm]	$S_i \times Y_i$ $10^7 \times [\text{mm}^3]$	D_i [mm]	$I_{x i}$ $\times 10^7 [\text{mm}^4]$	$I_{x0 i}$ $\times 10^9 [\text{mm}^4]$
900×50	45	2075	9,34	1062,78	0,94	50,84
1000×50	50	25	0,125	987,22	1,04	48,74
2000×20	40	1050	4,2	37,78	1333,33	13,39
Σ	135	-	13,665	-	1335,31	112,97

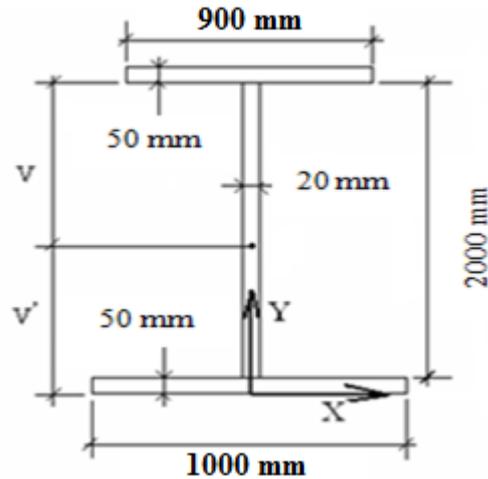


Figure. II.14. Dimensions transversales de la poutre principale

Calcul du Y_{G0} : coordonnée du centre de gravité de la section.

$$Y_{G0} = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{13665 \times 10^4}{135 \times 10^3} = 1012,22 \text{ mm}$$

Avec:

I_{X_i} : Moment d'inertie de l'élément i au tour de l'axe (xx_i) passant par son centre de gravité (G).

I_{X0_i} : Moment d'inertie de l'élément i au tour de l'axe (xx_0) 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 .

$$V' = Y_G = 1012,22 \text{ mm}$$

$$V = h - V' = 1087,78 \text{ mm}$$

$$D_1 = Y_1 - Y_G = 1062,78 \text{ mm}$$

$$D_2 = Y_2 - Y_G = 987,22 \text{ mm}$$

$$D_3 = Y_3 - Y_G = 37,78 \text{ mm}$$

Calcul des moments d'inertie:

$$I_{X0_i} = I_{X_i} + (D_i)^2 \times S_i$$

$$I_{X0_1} = I_{X_1} + (D_1)^2 \times S_1 = 50,84 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{X0_2} = I_{X_2} + (D_2)^2 \times S_2 = 48,74 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{X0_3} = I_{X_3} + (D_3)^2 \times S_3 = 13,39 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{X0} = I_{X01} + I_{X02} + I_{X03} = 112,97 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Module de résistance « W » :

Le module de résistance d'une section est donné par : $W = \frac{I_{X0}}{V}$; $W' = \frac{I_{X0}}{V'}$

Avec :

$$I_{X0} = 112,97 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$V' = 1012,22 \text{ mm}$$

$$V = 1087,78 \text{ mm}$$

Donc :

$$W = 10,38 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$W' = 11,16 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

5. Conclusion :

Dans ce chapitre, suivant les dimensions de notre pont on a opté pour un système d'entretoisement constitué de pièces de pont avec consoles et on a effectué le pré dimensionnement des éléments résistants de notre pont (dalle, poutres principales, pièces de pont).

La dalle va reposer sur les poutres distantes de 7.5 mètres et les pièces de pont avec console.

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

Caractéristiques des matériaux

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. Du bon choix des matériaux et de leurs caractéristiques dépendent en particulier :

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

On donnera ici les matériaux qui ont été utilisés et leurs caractéristiques :

2. Béton armé :

Le béton ayant une masse volumique de l'ordre de 2500 kg/m^3 , est défini principalement par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} , prise égale à 30 MPa pour la réalisation de la dalle en béton dans le cadre de notre projet.

Les principales qualités, parfois contradictoires, que doit présenter le béton d'une dalle de pont mixte sont :

- Présenter une fluidité compatible avec un ferrailage dense,
- Avoir une montée en résistance élevée, qui permette un cycle rapide des équipages mobiles,
- Avoir un retrait limité,
- Présenter une excellente durabilité.

A cet effet, on donne ci-après ses différentes caractéristiques.

2.1. La résistance à la compression :

Elle est mesurée par compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées ayant un élancement égal à 2 (la hauteur fait le double du diamètre), et une section de 200 cm^2 , ses valeurs pour la dalle sont données par [9] :

$$f_{cj} = \begin{cases} 30 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{ si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j + 1) \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{ si } j < 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

2.2. La 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 [9] :

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

Pour la dalle en béton de notre ouvrage, la résistance à la traction: $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.

2.3. Module de déformation longitudinale du béton « E » :

➤ Module de déformation instantanée (courte durée) [9] :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$$

Alors, pour la dalle en béton de notre ouvrage $E_{ij} = 34179,56 \text{ MPa}$

➤ Module de déformation différée (longue durée) [9] :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$$

Alors, pour la dalle en béton de notre ouvrage $E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa}$.

2.4. 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 sous la formule suivante [9] :

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

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.

2.5. Coefficient de poisson :

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

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2, pour un béton fissuré ν devient nul.

On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes :

$$v = \begin{cases} 0,2 & \text{Zone non fissurée (ELS)} \\ 0 & \text{Zone non fissurée.} \end{cases}$$

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 les types d'acier.

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

3.1. Aciers pour la charpente :

➤ Nuance d'acier :

La nuance d'acier est définie par la limite d'élasticité, exprimée en N/mm^2 , correspondant à celle d'une tôle d'une épaisseur inférieure à 16 mm.

La limite d'élasticité f_y spécifiée dans la norme (valeur qui correspond à la limite supérieure d'écoulement mesurée lors d'un essai de traction normalisé) est une valeur minimale garantie par les aciéries, et qui décroît quand l'épaisseur du produit augmente (la composition chimique restant constante).

Les limites d'élasticité sont indiquées au tableau III.1 pour les tôles d'épaisseur constante.

Tableau. III.1. Limite d'élasticité (en N/mm^2) des produits d'épaisseur constante

	$t \leq 16 \text{ mm}$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t \leq 80$	$80 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$
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	-

La nuance d'acier choisie pour les poutres principales, pièces de pont et montants est S355.

➤ **Protection contre la corrosion :**

Afin d'assurer une bonne durabilité au pont, il est nécessaire d'une part de protéger la structure métallique contre la corrosion et, d'autre part, de contrôler ainsi que d'entretenir cette protection régulièrement.

La vitesse de corrosion est fonction de l'agressivité de l'atmosphère. Pour protéger les structures métalliques des ponts, il existe principalement deux méthodes : la protection par peinture et l'utilisation d'acier patinable :

• **La protection par peinture :**

C'est la protection la plus utilisée, elle comprend en général :

- Une couche de fond,
- Une couche intermédiaire,
- Une couche de finition.

• **Aciers patinables :**

Ce sont des aciers à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique, contrairement aux aciers traditionnels. Cette résistance améliorée à la corrosion est due à la formation, à la surface du métal, d'une couche compacte autoprotectrice d'oxydes (la patine), quasi imperméable, adhérente et tenace, de couleur brune foncée.

La patine se développe rapidement au début de l'exposition à l'atmosphère puis la vitesse de corrosion diminue pour pratiquement s'annuler après plusieurs dizaines d'années.

3.2. Aciers pour les armatures :

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 [9] :

- 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.

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 pour béton armé [9] :

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

Dans la quelle, 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 et dimensions de chaque élément, ainsi que 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 [9].

Tableau. III.2. Les contraintes admissibles de traction [9]

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 haute adhérence (HA)
Préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} [23f_e; 110.\eta.f_{tj}]$ [MPa]	
Très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} [12f_e; 90.\eta.f_{tj}]$ [MPa]	

➤ **Diagramme déformations-contraintes :**

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

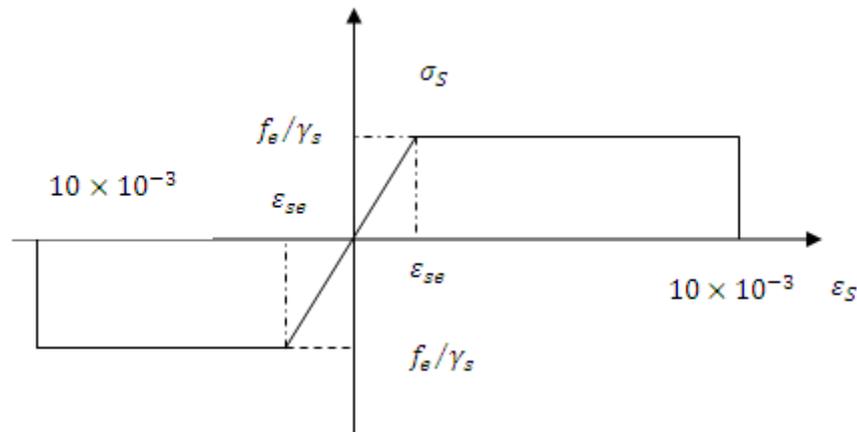


Figure.III.1. Diagramme déformations-contraintes [9]

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.

4. Conclusion :

Le béton à utiliser possède une résistance caractéristique à la compression de 30 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.

Charges et surcharges

1. Introduction :

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

2. Charges permanentes :

Elles comprennent le poids propre de la dalle ainsi que celui des éléments non structuraux (corniches, gardes corps, glissières de sécurité et revêtement de la chaussée).

2.1. Poids propre de dalle :

L'épaisseur et la largeur de la dalle sont 0,30 m et 14 m respectivement, ce qui donne une section de la dalle $A_{\text{dalle}} = 0,30 \times 14 = 4,2 \text{ m}^2$

$$G_{\text{dalle}} = \gamma_b \times A_{\text{dalle}} = 2,5 \times 4,2 = 10,5 \text{ t/ml}$$

γ_b : Masse volumique du béton tel que $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

Alors, le poids propre de la dalle $G_{\text{dalle}} = 10,5 \text{ t/ml}$.

2.2. Poids de la charpente :

Le poids de la charpente est obtenu on additionnant le poids de la charpente principale au poids des éléments du contreventement transversale. Le poids volumique de l'acier de charpente est pris égal à $7,7 \text{ t/m}^3$. Le poids des éléments transversaux est considéré comme uniformément réparti.

Les dimensions des éléments de la section sont données comme suit :

- Semelle supérieure (900 x 50) mm²,
- Ame (2000 x 20) mm²,
- Semelle inférieure (1000 x 50) mm²,

La surface de la section droite des poutres principales est : $S = 0,135 \text{ m}^2$,

Le poids des poutres principales est :

$$G_{\text{poutre}} = 2 \times (\gamma_s \times S) = 2 \times (7,7 \times 0,135) = 2,079 \text{ t/ml}$$

La répartition linéaire du poids des éléments du contreventement transversale est de 10% de celle de la charpente principale [10].

Donc : $G_{\text{charpente}} = 1,1 \times G_{\text{poutres}} = 2,287 \text{ t/ml}$.

2.3. Charge permanente complémentaire :

- **Longrine :**

Le poids des longrines de dimension (0,2 x 0,5) est de :

$$P_{\text{longrine}} = 2 \times (0,2 \times 0,5) \times 2,5 = 0,5 \text{ t/ml}$$

Alors, le poids des longrines..... $P_{\text{longrine}} = 0,5 \text{ t/ml}$.

- **Glissières de sécurité :**

Le poids d'une glissière de sécurité est de 0,15 t/ml

Alors, le poids des glissières $P_{\text{glissières}} = 0,3 \text{ t/ml}$.

- **Barrières de sécurité :**

Le poids d'une barrière de sécurité est de 0,065 t/ml [10].

$$P_{\text{barrière}} = 2 \times 0,065 = 0,13 \text{ t/ml}$$

Alors, le poids des barrières $P_{\text{barrières}} = 0,13 \text{ t/ml}$.

- **Bitumage :**

Le revêtement a une épaisseur de 0,08 m [10] et une largeur de 13 m, alors la section du revêtement est :

$$A_{\text{revêtement}} = 0,08 \times 13 = 1,04 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{revêtement}} = \gamma_{\text{bitume}} \times A_{\text{revêtement}} = 2,2 \times 1,04 = 2,29 \text{ t/ml}$$

γ_{bitume} : Masse volumique du bitume tel que $\gamma_{\text{bitume}} = 2,2 \text{ t/m}^3$

Alors, le poids du revêtement $P_{\text{revêtement}} = 2,29 \text{ t/ml}$.

Tableau. IV.1. La charge totale des éléments non porteurs (CCP)

L'élément	La charge [t/ml]
Barrière de sécurité	0,13
Les glissières de sécurité	0,3
Le revêtement	2,29
Les longrines	0,5
Σ	3,22

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

$$= 10,5 + 2,287 + 3,22 = 16,007 \text{ t/ml}$$

Alors, pour notre ouvrage, la charge permanente totale du tablier :

$$G_{\text{total}} = 16,007 \text{ t/ml.}$$

3. Charges climatiques :

3.1. Variations linéaires de la température :

La variation de la température entraîne des effets directs sur les éléments structuraux des constructions, en leur faisant 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) [11], ce qui donne une différence de température $\Delta T = \pm 50^{\circ}\text{C}$, Et la variation journalière (température rapidement variable) prise en compte est de $\pm 10^{\circ}\text{C}$.

3.2. Gradient thermique :

Une variation linéaire de température, sur la hauteur de la section d'un tablier mixte, de $\pm 8^{\circ}\text{C}$ en service et de $\pm 15^{\circ}\text{C}$ en phase de construction est admise en tenant compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage, en considérant le module instantané comme module d'élasticité pour le béton [11].

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

3.3. 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 [11] :

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

4. Surcharges d'exploitation :

En se référant à [7], on peut fixer les différentes charges pouvant être appliquées sur notre ouvrage, on cite :

- **Charges routières nominales :**
 - Système de charge A,
 - Système de charge B (B_c, B_t, B_r).

- **Charges routières à caractère particulier :**
 - Charges militaires ($M_c120, M_c80, M_c120, M_c80$),
 - Charges exceptionnelles (Convois types D et convois types E).

A présent, on passe à la définition des différentes caractéristiques d'un pont routier.

4.1. Détermination des caractéristiques du pont routier :

➤ Largeur roulable (l_r) :

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre dispositifs de sécurité ou bordures [11]. Autrement dit, elle s'obtient en enlevant la largeur des deux barrières ($2 \times l_b$) à la largeur totale du pont (l_{totale}) :

$$l_r = l_{totale} - (2 \times l_b) = 14 - (2 \times 0,5) = \mathbf{13 \text{ m.}}$$

➤ Classe du pont :

En fonction de leur largeur roulable, les ponts routes sont rangés en trois classes :

Tableau. IV.2. Classe du pont en fonction de la largeur roulable [11]

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	$l_r \leq 5,5 \text{ m}$

Notre ouvrage a une largeur roulable $l_r = 13 \text{ m}$, alors il est rangé dans la 1^{ère} Classe.

➤ 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) lorsqu'il existe, et en conservant cette même largeur roulable lorsque la chaussée est encadrée par deux bordures [11].

Pour notre ouvrage :

$$l_s = l_r - (2 \times 0,5) = \mathbf{12 \text{ m}}$$

➤ **Nombre de voies (N) :**

Il est égal à la partie entière du quotient par trois de la largeur chargeable, exprimé en mètres, excepté pour les chaussées dont la largeur chargeable est comprise entre 5 m inclus et 6 m sont considérées comme comportant deux voies de circulation [11].

$$N = E (l_s/3) = E (12/3) = 4$$

Alors notre ouvrage comporte quatre voies de circulation.

➤ **Largeur d'une voie (l_v) :**

Elle est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies [11].

$$l_v = (l_s/N) = (12/4) = 3 \text{ m.}$$

4.2. Détermination des charges de la chaussée :

Les différents systèmes de charge susceptibles d'être placés sur notre ouvrage sont :

4.2.1. Système de charges 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 , donnée par la formule [11]:

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

La charge A(L), exprimée en kilogramme par mètre carré [kg/m²], est donnée en fonction de la longueur chargée L exprimée en mètres [m], par la formule [11]:

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

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 [11]

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 le reste du calcul, on charge le maximum de voies (N = 4) sur notre ouvrage de 1^{ère} classe, alors le coefficient $a_1 = 0,75$

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 [11]:

$$a_2 = l_0 / l_v$$

l_0 : exprimé en mètres et ayant des valeurs données par le tableau.IV4.

Tableau. IV.4. Valeurs de l_0 [11]

Classe du pont	l_0 [m]
1	3,5
2	3
3	2,75

Pour notre ouvrage de 1ère Classe ($l_0 = 3,5$ m), la largeur d'une voie est $l_v = 3$ m, alors le coefficient $a_2 = l_0 / l_v = 3,5/3 = 1,17$.

On rapporte sur le tableau ci-dessous l'intensité de la charge A en fonction de la longueur chargée (L), calculée par la formule [7]:

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L) \cdot N \cdot l_v \dots\dots\dots [t/ml]$$

$$\text{Avec : } a_1 = 0,75 ; a_2 = 1,17 ; N = 4 \text{ voies chargées ; } l_v = 3 \text{ m et } A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

En outre, 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.

La largeur et les longueurs des zones chargées sont choisies d'après les règles qui sont formulées ci-après, de manière à produire les effets les plus défavorables dans l'élément d'ouvrage dont on a en vue la justification.

Tableau. IV.5. Valeurs de A(l) en fonction des longueurs chargées

Nombre de travées chargées	Longueur chargée (m)	A(l) (KN/m ²)
Une travée chargée	27,5	1141,40
	50	810,64
Deux travées chargées	27,5 + 27,5	767,31
	27,5+50	632,23
	50+50	551,43
Trois travées chargées	27,5+27,5+50	537,69
	27,5+50+50	488,06
	50+50+50	45,22
Quatre travées chargées	27,5+27,5+50+50	445,56
	27,5+50+50+50	419,97
	50+50+50+50	399,81
Cinq travées chargées	27,5+27,5+50+50+50	385,90
	27,5+50+50+50+50	380,30
	50+50+50+50+50	367,40
Six travées chargées	27,5+27,5+50+50+50+50	364,80
	27,5+50+50+50+50+50	354,35
	50+50+50+50+50+50	345,40
Sept travées chargées	27,5+27,5+50+50+50+50+50	343,56
	27,5+50+50+50+50+50+50	336,04
	50+50+50+50+50+50+50	330,00
Huit travées chargées	27,5+27,5+50+50+50+50+50+50	329,00
	27,5+50+50+50+50+50+50+50	324,50
Neuf travées chargées	27,5+27,5+50+50+50+50+50+50+50	319,00

4.2.2. Système de charges B :

Le système de charge B comporte trois systèmes distincts [11] :

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

Les systèmes de charges dont il y a lieu d'examiner leurs effets sur notre ouvrage sont B_c et B_t, sachant que ce dernier ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

a. Système B_c :

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 [11]:

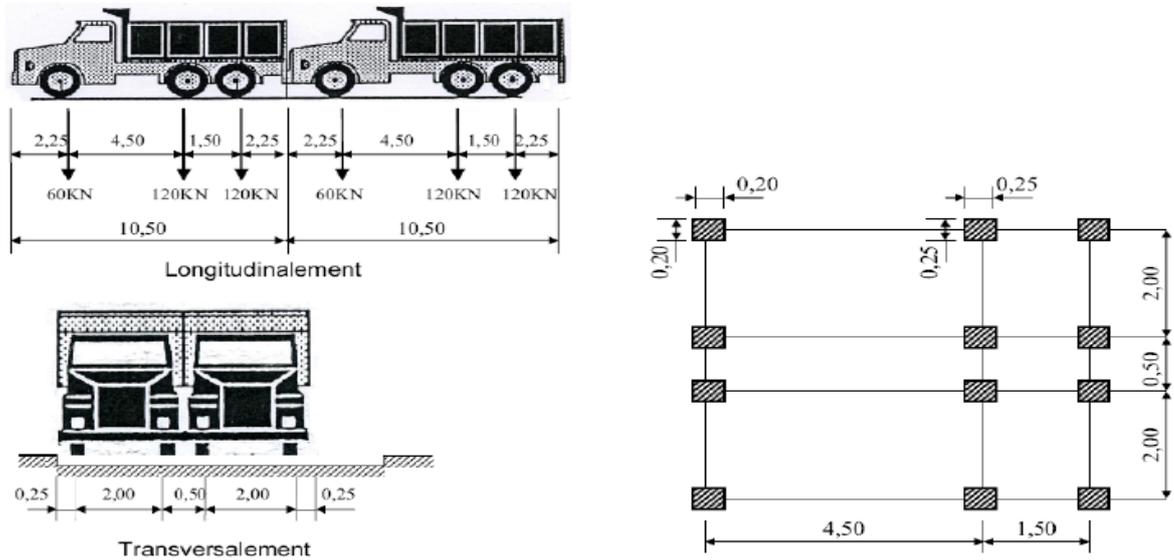


Figure. IV.1. Disposition du système B_c [11]

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 b_c [11]

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2	1	1	-	-	-
	3	1	0,8	-	-	-

Pour notre ouvrage de 1^{ère} classe avec quatre voies chargées au maximum (N=4), le coefficient **b_c = 0,8**

$$S_{Bc} = (2 \times 30) \times 4 \times b_c = 60 \times 4 \times 0,8 = 192 \text{ t}$$

Alors, la surcharge du système B_c S_{Bc} = 192 t.

b. Système B_t :

Un tandem de ce système, composé de deux essieux à roues simples munies de pneumatiques, 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 [11] :

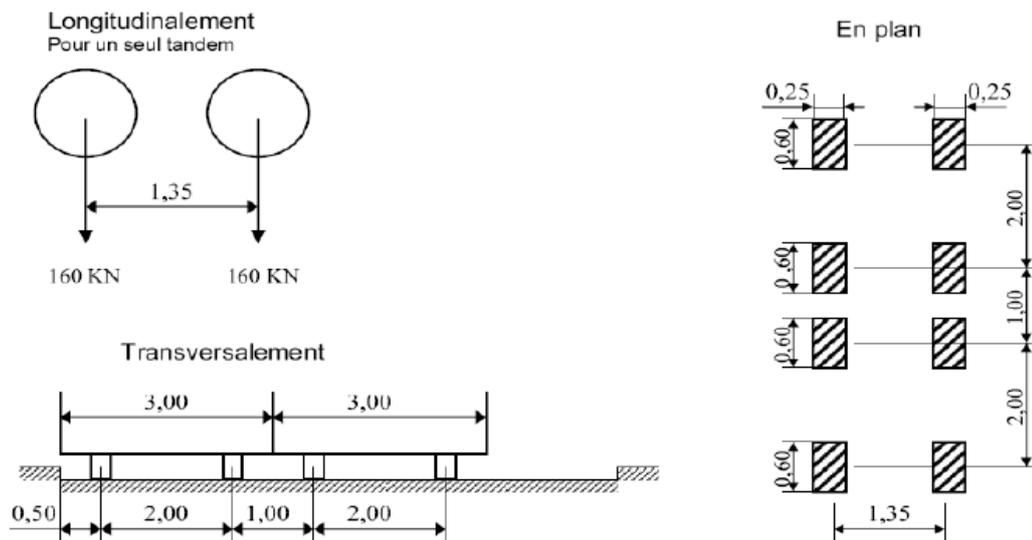


Figure. IV.2. Disposition du système B_t [11]

L'intensité de la charge B_t est pondérée par un coefficient b_t fonction de la classe du pont :

- $b_t = 1,2$ pour les ponts de 1^{ère} Classe,
- $b_t = 1$ pour les ponts de 2^{ème} Classe.

Pour notre ouvrage de 1^{ère} Classe ($b_t = 1,2$) supportant quatre voies de circulation ($N = 4$).

Et puisque $N > 2$ on le prend égal à deux [11]:

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

4.2.3. Surcharges militaires :

Les surcharges militaires de l'une des classes M80 ou M120 peuvent être, dans certains cas, les 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 [11].

Chaque classe se compose de deux systèmes distincts M_c et M_e [11]:

➤ **Système M_c :**

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 :

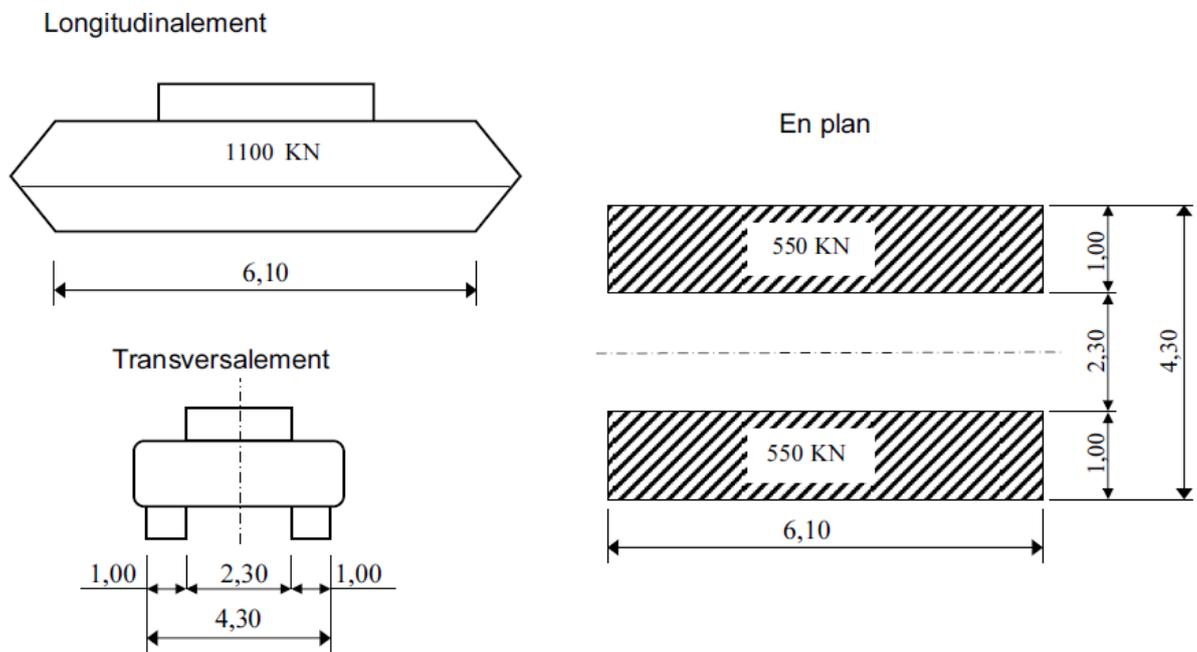


Figure. IV.3. Disposition du système M_{c120} [11]

Alors, la surcharge du système M_{c120} $S_{M_{c120}} = 110 \text{ t}$

4.2.4. Coefficient de majoration dynamique :

Applicable aux systèmes de charge B (B_c , B_t , B_r) et aux deux systèmes de charges militaires M_c et M_e , il est considéré le même pour chaque élément d'ouvrage, et calculé selon la formule [11]:

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

Dans laquelle :

L : représente la longueur de la travée ou arche considérée,

G : sa charge permanente,

S : sa 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 la travée intermédiaire ($L=50$ m) et sa charge permanente est obtenue comme suite :

$$G = G_{\text{total}} \times L = 16,007 \times 50 = \mathbf{800,35 \text{ t}}$$

Alors, les valeurs du coefficient de majoration dynamique pour les systèmes B_c , B_t et M_c120 sont rapportées sur le tableau ci-dessous :

Tableau. IV.7. Valeurs du coefficient de majoration dynamique δ

Système de charge	Intensité de la charge [t]	Coefficient de pondération	S [t]	Coefficient de majoration dynamique
B_c	240	0,8	192	1,070
B_t	64	1,2	76,8	1,050
M_c120	110	-	110	1,056

4.2.5. Charges exceptionnelles :

Les convois lourds exceptionnels de l'un des deux types D ou E sont susceptibles, dans certains cas, d'être les plus défavorables que les charges des systèmes A et B, pour cela le RCPR précise le type de convoi exceptionnel, exclusif de toute autre charge, dont il y a lieu d'évaluer ses effets sur les ponts pour permettre sa circulation [11]:

➤ 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 répartis au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé, la distance entre axes des deux rectangles est de 19 m :

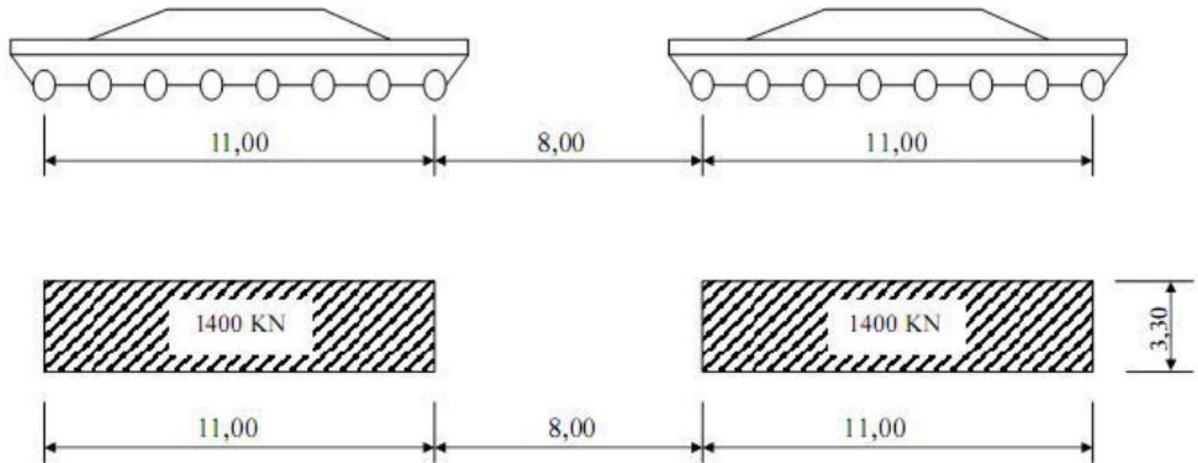


Figure. IV.4. Disposition du système D280 [11]

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 :

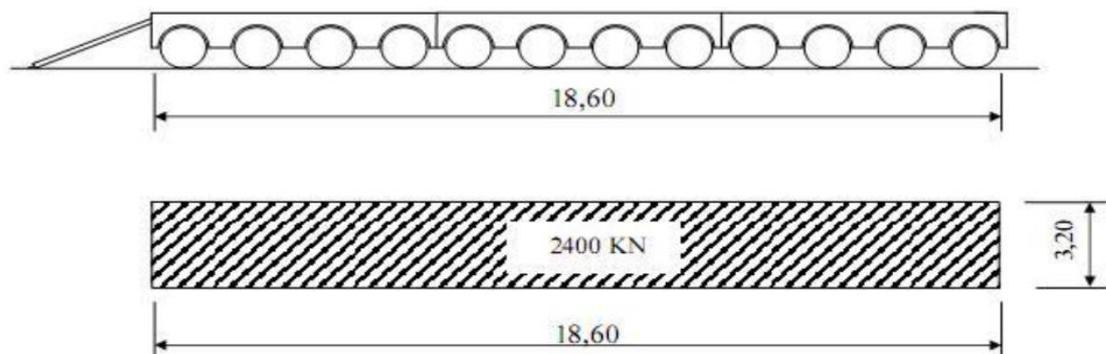


Figure. IV.5. Disposition du système D240 [11]

4.2.6. 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 [11].

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

Cet effort est donné par [11]:

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

Dans laquelle :

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 = 405 m :

La surface chargée a une largeur chargeable $l_s = 12$ m et une longueur totale 405 m, avec un rayon de courbure R = 400 m ($\beta = 1,0125$ rad), alors :

$$S = [(\beta/2) \times (R_e - R_i)]$$

$$R_e = R + (l_s / 2) = 400 + 6 = 406 \text{ m (rayon extérieur)}$$

$$R_i = R - (l_s / 2) = 400 - 6 = 394 \text{ m (rayon intérieur)}$$

$$S = [(1,0125/2) \times (406^2 - 394^2)] = 4860 \text{ m}^2$$

Ou bien :

$$S = L \times l_s = 405 \times 12 = 4860 \text{ m}^2$$

La charge du système A pour la longueur totale L est donnée par :

$$A(L) = 230 + (36000 / (405 + 12)) = 316,331 \text{ kg/m}^2$$

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L) = 0,75 \times 1,17 \times 316,331 = 277,580 \text{ kg/m}^2$$

On a:

$$F_A = 0,277 \times 4860 / (20 + (0,0035 \times 4860)) = 36,374 \text{ t}$$

Alors, l'effort de freinage développé sous le système A $F_A = 36,374 \text{ t}$

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

Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont (huit 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 [11]:

$$F_{Bc} = 30 \times b_c = 30 \times 0,8 = 24 \text{ t}$$

Alors, l'effort de freinage développé sous le système B_c $F_{Bc} = 33 \text{ t}$

4.2.7. Forces centrifuges :

Ces forces sont calculées uniquement pour le cas du système B_c . Sur les ponts où la chaussée est en courbe (le cas pour notre ouvrage), 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 pondérées par les coefficients b_c du système B_c , ainsi cette force est donnée par [11]:

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

Dans laquelle :

R : rayon de l'axe de la chaussée courbe en mètres,

P_e : poids de l'essieu du système B_c .

Pour notre ouvrage :

$R = 400 \text{ m}$,

$P_e = S_{B_c} \times \delta_{B_c} = 192 \times 1,064 = 204,288 \text{ t}$,

$F_c = ((R + 150)/(6R + 350)) \times P_e = ((400 + 150)/(6 \times 400) + 350) \times 145,2 = 40,857 \text{ t}$

Alors, la force centrifuge $F_c = 40,857 \text{ t}$

4.2.8. Force de frottement parasite des appuis :

Les forces de frottement des appuis se manifestent naturellement sur les parties coulissantes des appareils d'appuis, leurs valeurs maximales sont évaluées, au bénéfice de la sécurité, à environ 4% de la réaction verticale sur chaque appuis due aux poids propres et charges permanentes [11].

5. 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 [11]:

5.1. Coefficients de majoration :

Les valeurs des charges à considérer dans la suite des calculs sont multipliées par les coefficients du tableau ci-après qui dépendent de l'état limite (ultime ou de service) et de la nature de la charge pour laquelle il est référé :

Tableau. IV.8. Coefficients multiplicateurs des différentes charges [11]

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
Température	0,9	0,6
Gradient thermique	0,75	1

5.2. 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,

ΔT : variation uniforme de température,

Δθ : gradient thermique vertical.

Tableau. IV.9. Différentes combinaisons de charge [11]

Etat limite	Combinaison	N° de la combinaison
ELU	$1,35G + 1,5[A(I) + ST] + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	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
	$1,35G + 1,5[A(I) + ST] + 0,9W$	6
	$1,35G + 1,35M_c120 + 0,9W$	7
	$1,35G + 1,35D240 + 0,9W$	8
	$1,35G + 1,35D280 + 0,9W$	9
ELS	$G + A(I) + ST + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	10
	$G + B_c + ST + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	11
	$G + M_c120 + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	12
	$G + D240 + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	13
	$G + D280 + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	14
	$G + 0,6[A(I) + ST] + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	15
	$G + \Delta T$	16
	$G + 0,6[B_c1V + ST] + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	17
	$G + \Delta\theta$	18
	$G + W$	19

6. Conclusion :

Notre ouvrage est de première classe, composé de quatre voies de 3 m chacune et bordé des deux côtés par des glissières de sécurité et des barrières, Il est calculé sous les systèmes de charge A, B_c, B_t, M_c120 et le convoi D.

Après avoir terminé avec la définition des charges et surcharges on passe à l'étude en phase d'exécution de notre ouvrage.

Etude en phase d'exécution

1. Introduction :

Le calcul d'un pont a pour but de vérifier que le dimensionnement adopté lui attribue le niveau (initial) de fiabilité requis, en tenant compte de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés, ainsi que le niveau de contrôle prévu lors de son exécution. Par ailleurs, afin d'assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec des marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont appliquées.

2. Différentes étapes de réalisation d'un pont :

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).

2.2. Montage de l'ossature métallique :

Le montage des ponts métalliques sur chantier doit être mené par des personnes hautement qualifiées et avec une surveillance stricte du déroulement des opérations.

La phase de montage de la charpente est une situation particulière critique en ce qui concerne sa stabilité générale et la sécurité des personnes.

La situation géographique et topographique de l'ouvrage et son environnement conditionnent la méthode de mise en place de la charpente métallique.

Pour notre ouvrage, les engins de levage ne peuvent pas accéder le long du pont et la hauteur du pont au-dessus du sol est importante (> 15 m), donc le montage se fera par lancement.

2.2.1. Principe du lançage :

Le lançage est la méthode de montage la plus fréquemment utilisée. Cette méthode de mise en place de la charpente métallique 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 (comme dans notre cas) 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 » et offre ainsi la possibilité de travailler dans des conditions plus faciles qu'avec d'autres méthodes de montage. Cela est particulièrement important pour les travaux de soudure.

On doit toute fois s'assurer de la disponibilité d'une place suffisante à l'arrière de la culée dans l'axe de lancement pour l'assemblage de la poutre (aire d'assemblage et de lancement).

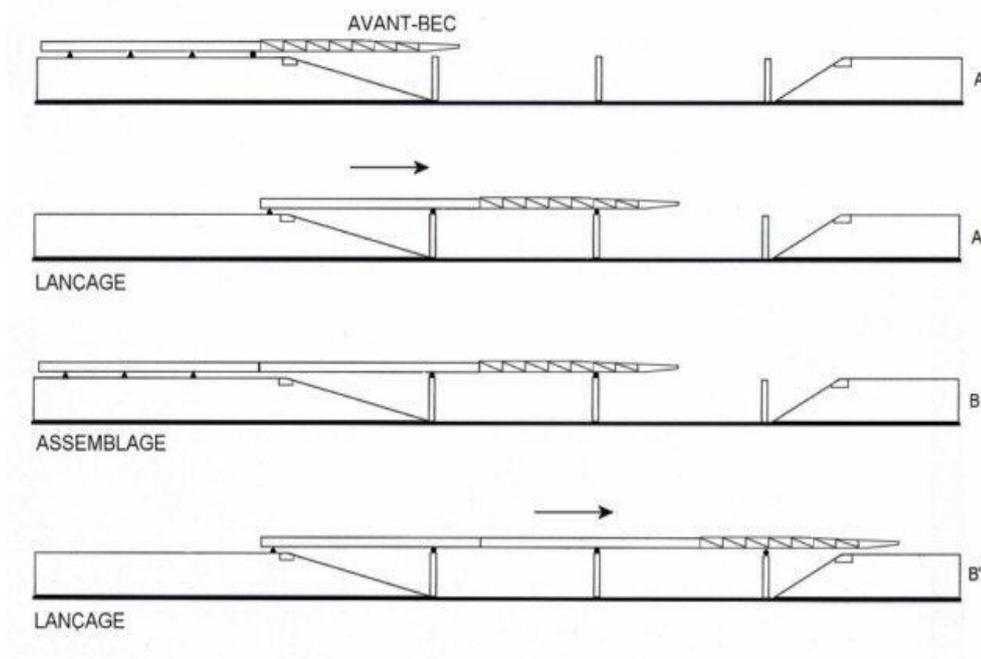


Figure. V.1. Principe du lancement d'une charpente.

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.

2.2.2. Assemblage de la charpente sur l'aire :

Les assemblages effectués sur le chantier nécessitent une main-d'œuvre qualifiée. Ces assemblages sont cependant 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, 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.

Les assemblages boulonnés ne sont pas utilisés pour des joints de montage des poutres maîtresses que de manière exceptionnelle. Ils sont en revanche souvent prévus pour assembler des entretoises ou des contreventements aux poutres principales.

Ces soudures doivent être contrôlées avec un soin accru, généralement par ultrasons.

Pour notre cas (bipoutres), on commence par assembler chaque poutre principale. Ces assemblages se font par soudure bout à bout des semelles puis en terminant par l'âme de (voir figure V.2).

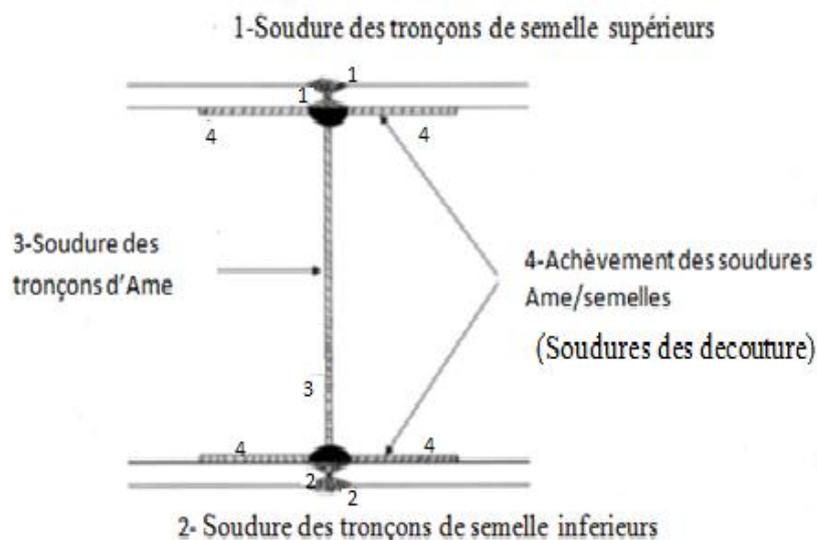


Figure. V.2. Phasage de mise en œuvre des soudures d'assemblage bout à bout des poutres d'un bipoutre.

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.

2.2.3. Lancement par roulement sur chaises à galets à balanciers :

Constitués 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 à balanciers, articulés à leur base pour permettre aux galets, disposés en général par paires, d'être toujours en contact avec la membrure inférieure, quel que soit son profil en long.

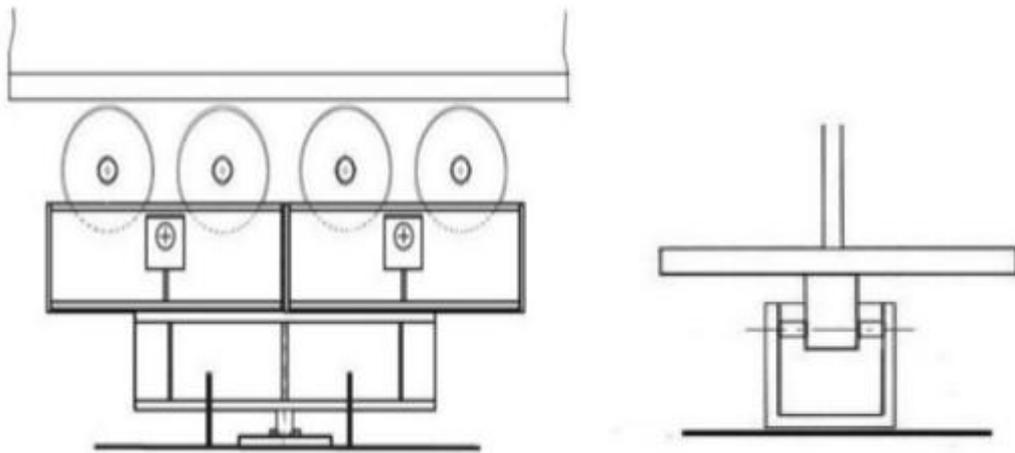


Figure. V.3. Chaises à galets à balanciers.

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.

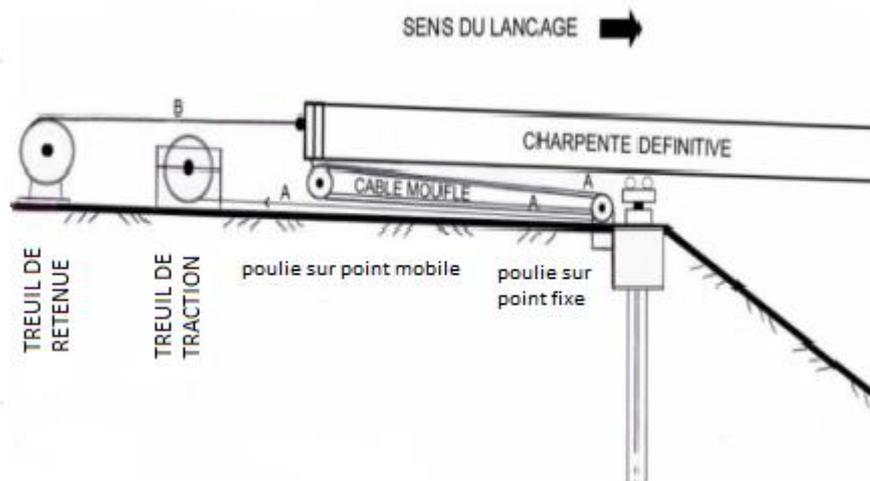


Figure. V.4. Principe de traction à l'aide d'un treuil.

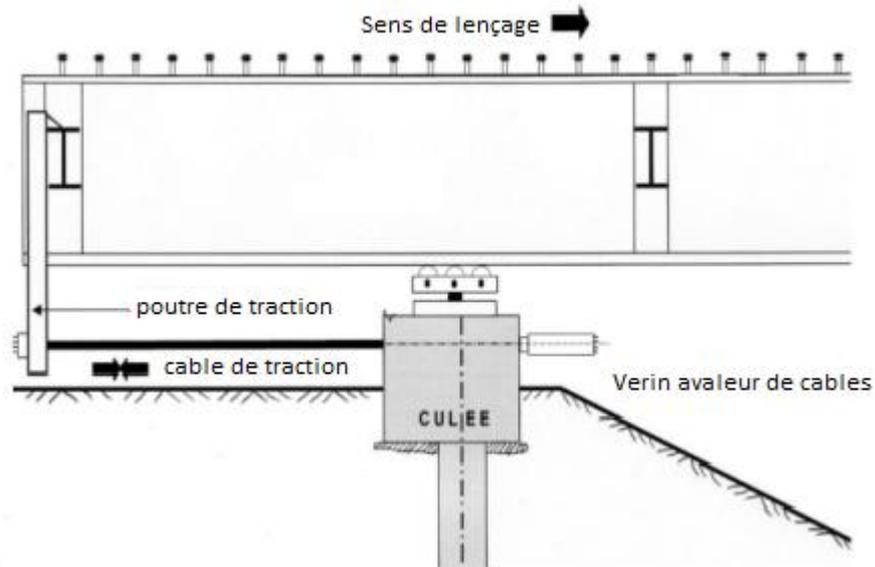


Figure. V.5. Principe de traction par vérins avaleurs de câbles.

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

2.2.4. Dimensionnement de l'avant-bec :

L'étude d'un pont bipoutre à l'aide d'un système de poussage d'avant bec métallique ne peut être fait que lorsque le matériel de l'entreprise adjudicataire est connu, il est plus économique d'utiliser un avant bec disponible.

En ce qui concerne la longueur d'un avant-bec ($\beta \times l$) pour un pont métallique, la moyenne pour les ponts mixtes est de $0,32L$.

L'avant bec de longueur ($\beta \times l$) a un poids constant par unité de longueur ($\gamma \times p$) avec ($0 < \gamma < 1$), la moyenne pour les ponts mixte est environ trois fois moins que celui de la charpente ($\gamma = 1/3$).

2.3. Réalisation de la dalle :

Le coulage du béton sera effectué suivant une méthode d'exécution comprenant seize (16) phases.

3. Méthodologie de calcul :

Pour évaluer les sollicitations pendant les différentes phases d'exécution du tablier, on a utilisé un logiciel de calcul (Robot Structural Analysis Professional 2013), afin de déterminer l'effet de son poids propre.

L'étude en phase d'exécution consiste en :

- L'application des charges permanentes dues au poids propre de la charpente métallique, qui correspond à la première phase de construction,
- L'application des charges permanentes dues au poids propre de la dalle, qui correspond aux phases de coulage du béton.

4. Etude en phase de coulage de la dalle :

4.1. 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.

4.1.1. Modélisation du tablier :

Pour l'évaluation des sollicitations de chaque phase d'exécution, on a choisi l'élément coque sur le logiciel de calcul Robot (le module le plus approprié pour notre ouvrage).

On a adopté aux différentes sections (poutres principales, pièces de pont) les mêmes dimensions prises lors du pré dimensionnement. La figure ci-dessous illustre le modèle pris pour le calcul de notre ouvrage.

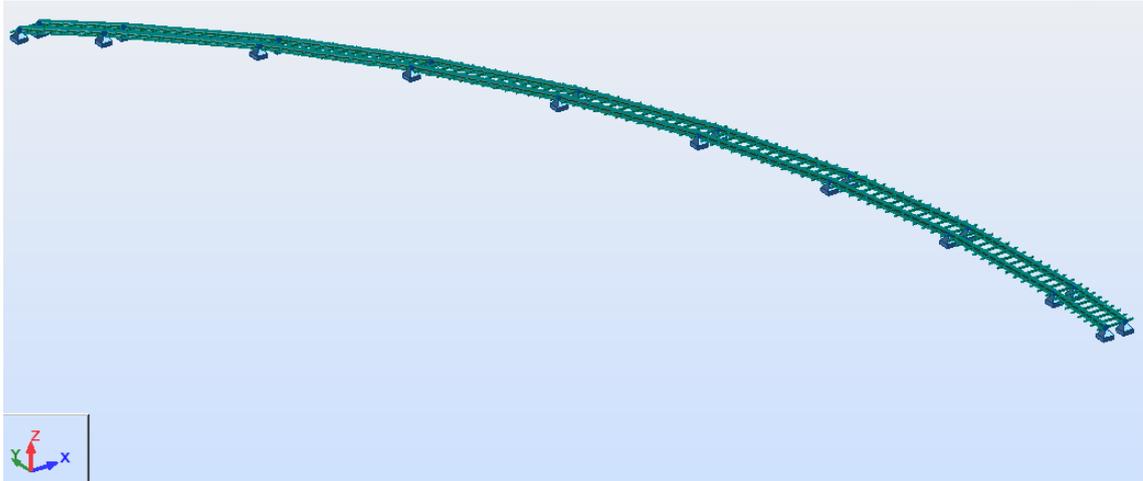


Figure. V.6. Modèle de calcul, vue en 3D

4.1.2. Conditions d'appui :

On a considéré :

- des appuis doubles au niveau des piles,
- des appuis doubles au niveau des culées.

4.1.3. Effet du poids propre du tablier :

Les sollicitations dues au poids propre du tablier sont calculées par superposition des effets dus à chaque phase de construction.

4.2. 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 courante, 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 [13]:

➤ Phase 1 :

- La mise en œuvre des pré dalles 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).

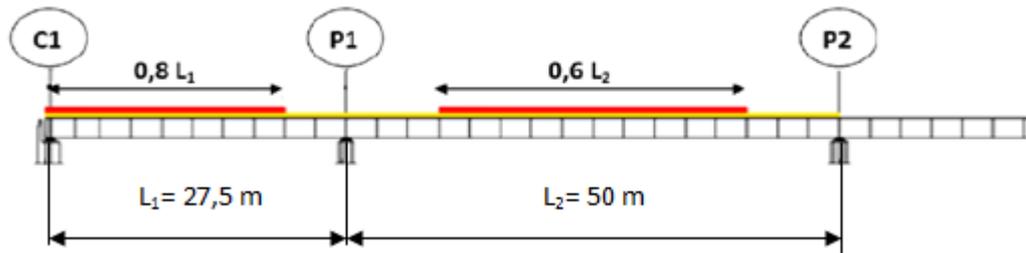


Figure. V.7. Coulage de la dalle dans les travées C1-P1 et P1-P2

➤ Phase 2 :

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

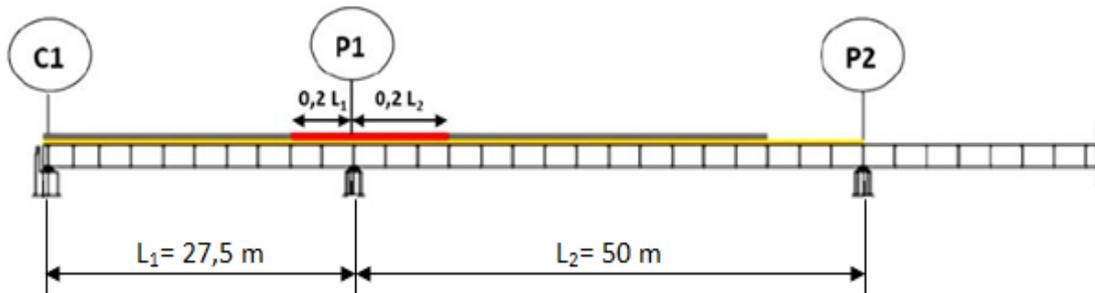


Figure. V.8. Coulage de la dalle en zone d'appui P1

➤ Phase 3 :

On prévoit :

- La mise en œuvre des pré dalles 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).

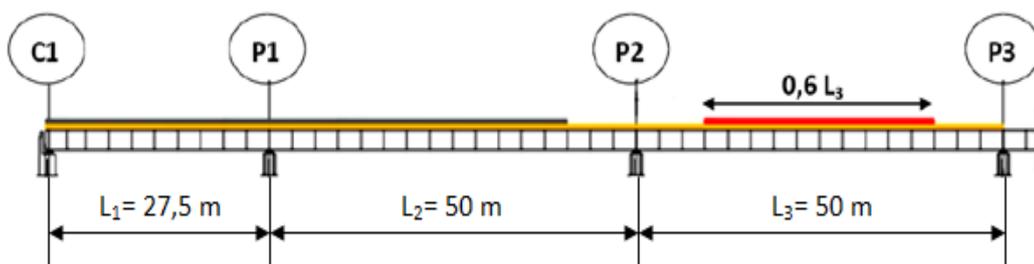


Figure. V.9. Coulage de la dalle dans la travée P2-P3

➤ **Phase 4 :**

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

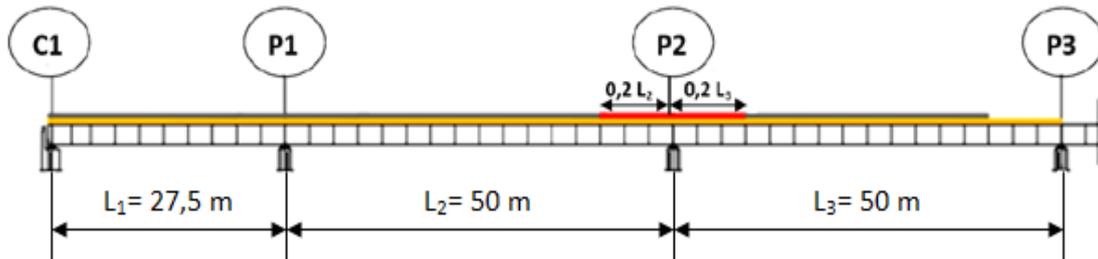


Figure. V.10. Coulage de la dalle en zone d'appui P2

On fait la même chose pour les autres parties du tablier jusqu'à la dernière travée qui correspond aux phases 15 et 16.

➤ **Phase 15 :**

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau de la travée P8-C2,
- Le coulage de la dalle au niveau de la travée P8-C2 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

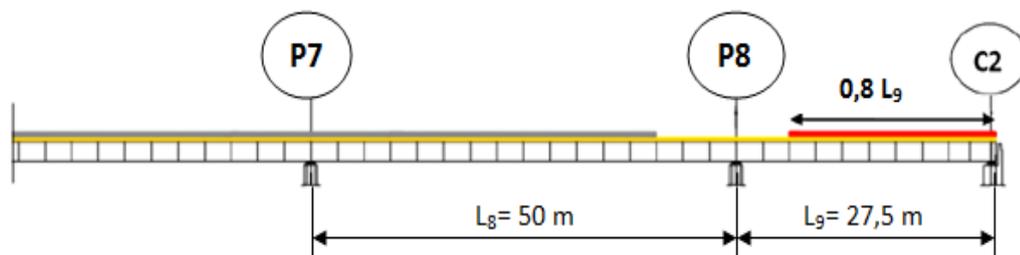


Figure. V.11. Coulage de la dalle dans la travée P8-C2

➤ **Phase 16 :**

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

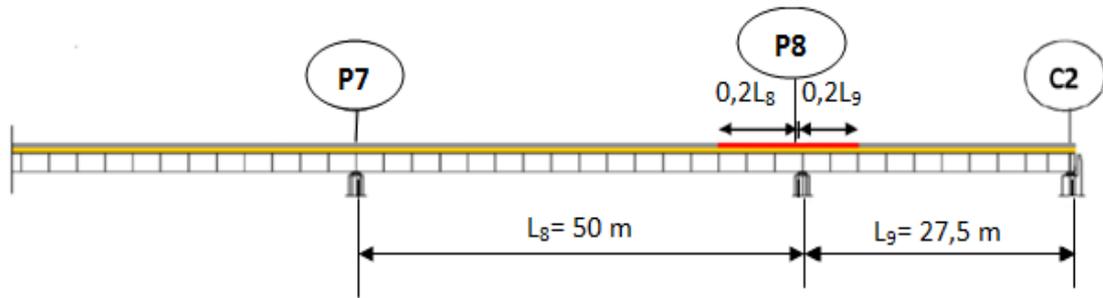


Figure. V.12. Coulage de la dalle en zone d'appui P8

5. Evaluation des sollicitations :

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

Tableau. V.1. Sollicitations des différentes phases

Phases de construction		Sollicitations		
		Moment fléchissant		Effort tranchant
		M_{max} [KN.m]	M_{min} [KN.m]	T_{max} [KN]
Mise en place de la structure métallique		1645.18	-2457.57	315.41
Coulage de la dalle	Phase 1	+8836.53	-8882.97	-1076.51
	Phase 2	+9264.03	-10932.45	-1529.33
	Phase 3	+7769.74	-11643.24	+1412.04
	Phase 4	+7723.00	-13314.12	-1547.56
	Phase 5	+8031.22	-12248.80	-1519.28
	Phase 6	+7952.75	-12490.10	-1526.45
	Phase 7	+7872.73	-12777.09	-1533.79
	Phase 8	+7901.34	-12675.74	-1531.18
	Phase 9	+7917.13	-12621.20	-1529.73
	Phase 10	+7912.39	-12635.72	-1530.16
	Phase 11	+7908.62	-12648.78	-1530.51
	Phase 12	+7910.16	-12643.83	-1530.37
	Phase 13	+7910.79	-12641.67	-1530.31
	Phase 14	+7910.53	-12642.49	-1530.33
	Phase 15	+7910.49	-12642.61	-1530.34
	Phase 16	+7910.56	-12642.40	-1530.33

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

➤ **Diagrammes du moment fléchissant :**

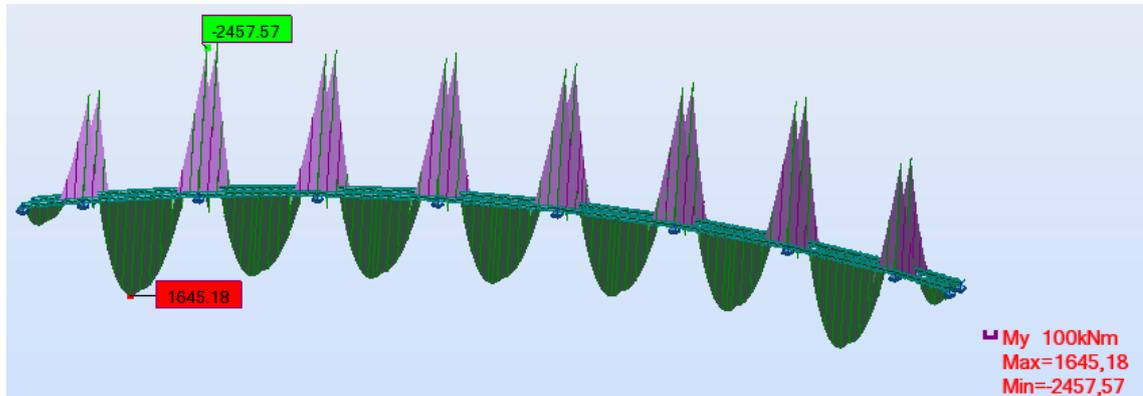


Figure. V.13. Diagramme du moment fléchissant dû au poids de la charpente seule

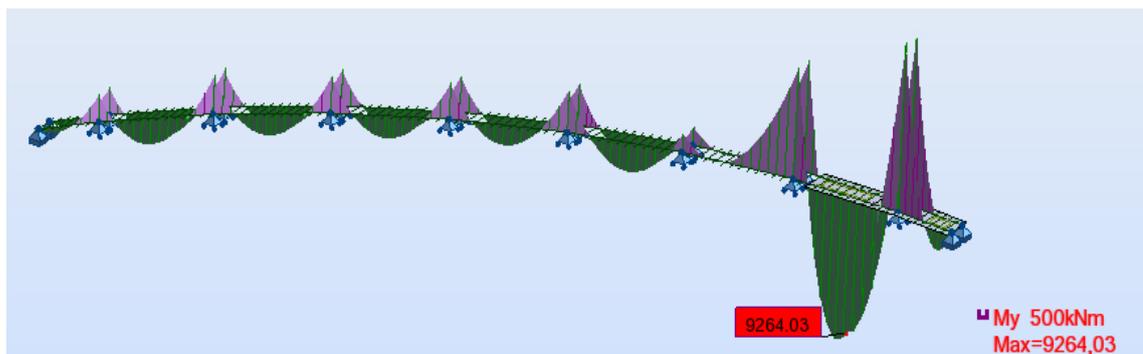


Figure. V.14. Diagramme du moment fléchissant de la phase 2 (M_y^+ max)

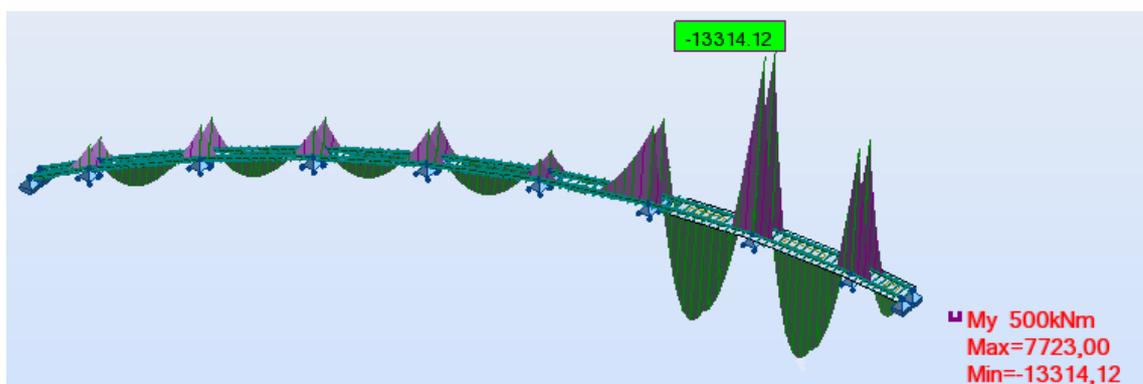


Figure. V.15. Diagramme du moment fléchissant de la phase 4 (M_y^- max)

➤ Diagrammes de l'effort tranchant :

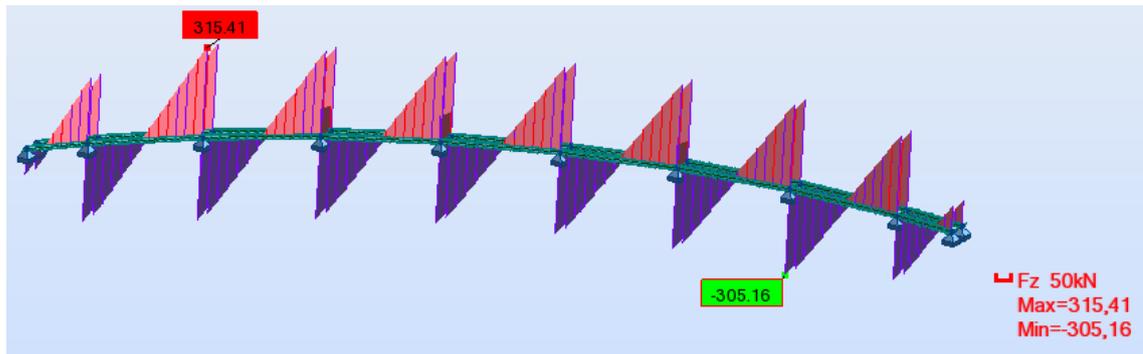


Figure V.16. Diagramme de l'effort dû au poids de la charpente seule

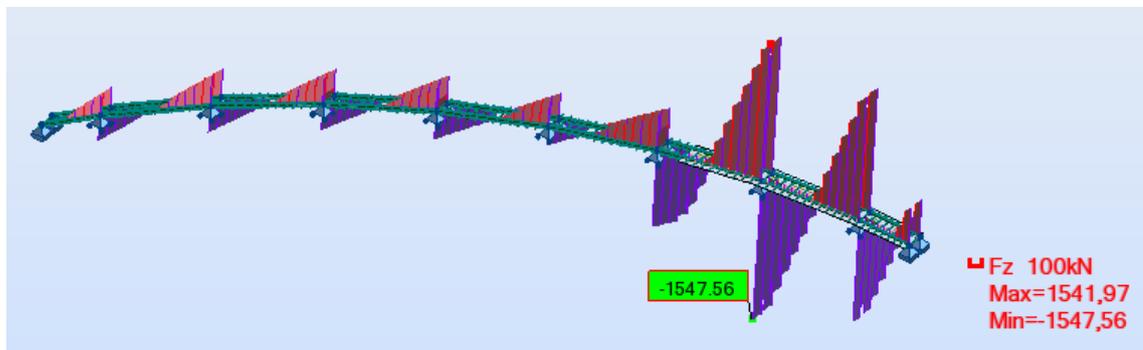


Figure. V.17. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 4 (T_z ,max)

Remarque: Les diagrammes des sollicitations des autres phases sont donnés en annexe.

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

6. Les différentes étapes de vérification :

6.1. Etape 1 : Vérification des contraintes

6.1.1. Contraintes normales :

On doit vérifier que :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_S = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} ; \text{ avec : } \gamma_{M0} = 1$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{w}$$

$$\sigma_i = \frac{M_{\max}}{w'}$$

σ_s : Contrainte normale dans la fibre supérieure.

σ_i : Contrainte normale dans la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible.

6.1.2. Contraintes de cisaillement :

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

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{S_{\text{âme}}}$$

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

Avec :

T_{max} : Effort tranchant maximal.

$S_{\text{âme}}$: l'aire de l'âme.

$\bar{\tau}$: Contrainte admissible de cisaillement.

6.2. Etape 2 : Vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique se produit, de façon générale, 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 et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de plus grande raideur), pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

Lorsque l'élanement $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$; on doit prendre en compte le déversement en vérifiant cette condition :

$$M_f \leq \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

L'élanement réduit : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$ Pour un calcul élastique

Moment critique de déversement M_{cr} :

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

Inertie de flexion suivant y : I_y

Inertie de flexion suivant z : I_z

$$\text{Inertie de torsion : } I_t = \frac{1}{3} [2c_1 t_1^3 + 2c_2 t_2^3 + (b_1 + b_2) d^3]$$

$$\text{Facteur de gauchissement : } I_w = \frac{2(b_1 + b_2)^2 c_1^3 c_2^3 t_f}{3(c_1^3 + c_2^3)}$$

$$\text{Module de résistance élastique: } W_{el,y} = \frac{I_y}{b_1 + \frac{t_f}{2}}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

Facteurs de longueur effective : $k = 1$; $k_w = 1$.

Coordonnée du point d'application de la charge: Z_a

$$\text{Coordonnée du centre de cisaillement : } Z_c = \frac{b_1 c_1^3 - b_2 c_2^3}{c_1^3 + c_2^3}$$

Distance entre le centre de cisaillement et le point d'application de la charge : Z_g .

$$Z_j = Z_c + \frac{\int_A Z(y^2 + Z^2) dA}{2 \cdot I_y}$$

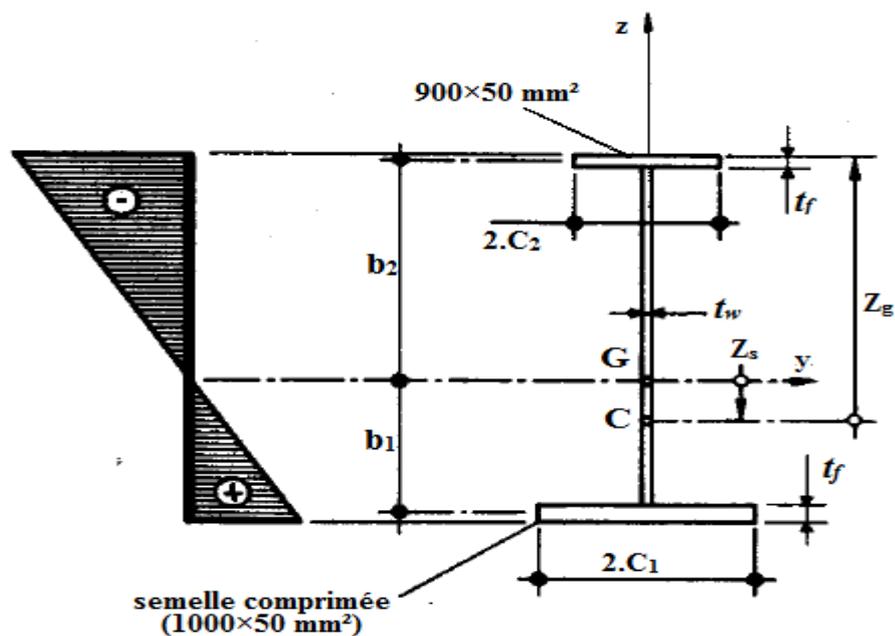


Figure. V.18. Section transversale de la poutre principale

6.3. Etape 3 : Vérification au voilement

Le voilement est un phénomène d'instabilité élastique, qui se manifeste par des ondulations.

Ce phénomène peut apparaître sous un effort de cisaillement simple ou sous un effort de compression.

Le voilement sera vérifié par la méthode post-critique définie par Eurocode 3.

Si la condition : $\frac{d}{t_w} \leq 30 \epsilon \sqrt{k_\tau}$ est vérifiée, y'a pas de risque de voilement.

Sinon, le voilement risque de se produire, et on doit vérifier que :

$$V_{ba} \geq V$$

$$V_{ba} = \frac{d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

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'élancement de l'âme $\bar{\lambda}_w$ (voir tableau V.3)

$$\bar{\lambda}_w : \text{élancement de l'âme, } \bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \tau_{cr}}}$$

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

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

d : la hauteur d'âme entre semelles.

t_w : épaisseur de l'âme.

ϵ : coefficient de réduction élastique de l'acier qui est égale à : $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$.

k_τ : coefficient de voilement par cisaillement dont la valeur est en fonction de

$$\alpha = \frac{a}{d} \text{ (voir tableau V.2).}$$

a : distance entre les raidisseurs transversaux.

Tableau. V.2. Valeurs de k_τ

Raidisseurs transversaux intermédiaires		Valeurs de k_τ
Sans		$k_\tau = 5,34$
Avec	$\alpha = a/b < 1$	$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2}$
	$\alpha = a/b \geq 1$	$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2}$

Tableau. V.3. Valeurs de τ_{ba}

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

7. Vérification des sections sur appui :

7.1. Etape 1 : Vérification des contraintes

➤ Contraintes normales :

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{w} = \frac{13,314}{0,1038} = 128,26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{M_{\max}}{w'} = \frac{13,314}{0,1116} = 119,30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 335 \text{ MPa}$$

✓ les contraintes normales sur appui sont vérifiées.

➤ Contraintes de cisaillement :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{S_{\hat{a}me}} = \frac{1,547}{0,02 \times 2} = 38,675 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{f_y}{\gamma_{M,ser} \sqrt{3}} = 200 \text{ MPa}$$

On constat que : $\tau_{\max} \leq \bar{\tau}$

✓ les contraintes de cisaillement sont vérifiées.

7.2. Etape 2 : Vérification au déversement

$$I_y = 11297000 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 720550 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 8450 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 70,27 \times 10^8 \text{ cm}^6$$

$$W_{el,y} = 111630,43 \text{ cm}^3$$

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

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

$$Z_a = 1088 \text{ mm.}$$

$$Z_c = 118,74 \text{ mm.}$$

$$Z_g = 1206,74 \text{ mm.}$$

$$Z_j = 147,42 \text{ mm.}$$

$$M_{cr} = 308049,64 \text{ KN.m.}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,35 < 0,4$$

✓ Il n'y a pas de risque de déversement dans la section sur appui.

7.3. Etape 3 : Vérification au voilement :

$$\frac{a}{d} = 2 > 1 \Rightarrow k_\tau = 6,34$$

$$\frac{d}{t_w} = 100 > 30\varepsilon \sqrt{k_\tau} = 61,18 \Rightarrow \text{il y'a un risque de voilement de l'âme.}$$

$$\tau_{cr} = 120,21 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\lambda}_w = 1,30 > 1,2 \Rightarrow \tau_{ba} = 137,36 \text{ MPa.}$$

$$V_{ba} = 5,49 \text{ MN} > V = 1,55 \text{ MN}$$

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

8. Vérification des section en travée :

8.1. Etape 1 : Vérification des contraintes

➤ Contraintes normales :

$$\sigma_i = \frac{M_{\max}}{w'} = \frac{9,264}{0,1116} = 83,01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{w} = \frac{9,264}{0,1038} = 89,25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 335 \text{ MPa}$$

✓ les contraintes normales en travée sont vérifiées.

8.2. Etape 2 : Vérification au déversement

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{b_2 + \frac{t_f}{2}} = 103928,24 \text{ cm}^3$$

$$Z_a = 1012 \text{ mm.}$$

$$Z_c = 118,74 \text{ mm}$$

$$Z_g = 893,48 \text{ mm}$$

$$Z_j = 90,06 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = 393349,61 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,30 < 0,4$$

✓ Il n'y a pas de risque de déversement dans la section sur travée.

9. Conclusion :

La section choisie est vérifiée pour les sollicitations durant les phases de construction. A présent, on passe à la vérification pour les sollicitations en phase de service.

Etude en phase de service

1. Introduction :

Ce chapitre porte sur le calcul de la dalle de couverture en béton armé, et l'étude de la section mixte (poutre principale en acier et dalle en béton) avec les vérifications à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) des contraintes, et des phénomènes d'instabilité élastique après avoir évalué les sollicitations dues aux différents types de charges.

2. Dimensionnement de la dalle en béton armé :

2.1. Fonctionnement :

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

Le calcul des sollicitations (M , T) dans la dalle, est effectué par le logiciel ROBOT 2013, la structure est modélisée comme suite :

- Poutres : éléments barres,
- Dalle : élément panneau.

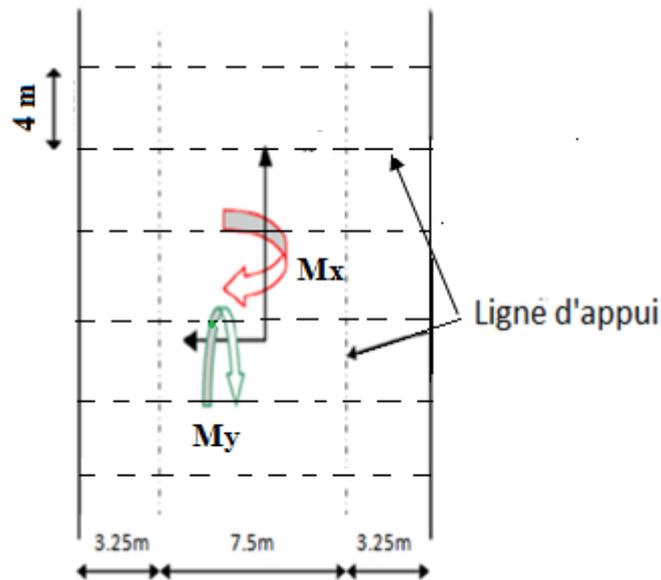


Figure. VI.1. Les sollicitations de la dalle

Avec :

M_x : moment transversal permettant de calculer les armatures transversales (AT),

M_y : moment longitudinal permettant de calculer les armatures longitudinales (AL).

2.2. Evaluation des sollicitations :

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

Les surcharges sont disposées suivant le règlement DTR 2008, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

Les résultats sont donnés par le logiciel de calcul ROBOT 2013.

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

3. Calcul des armatures transversales de la dalle :

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.

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

Etats limites	Combinaisons	M_{max} [KN.m]	M_{min} [KN.m]
ELU	1,35G+1,35D240+0,9W	+157,42	-156,81
ELS	G+D280+0,6 ΔT +0,5 $\Delta \Theta$	+100,49	-
	G+D240+0,6 ΔT +0,5 $\Delta \Theta$	-	-109,69

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

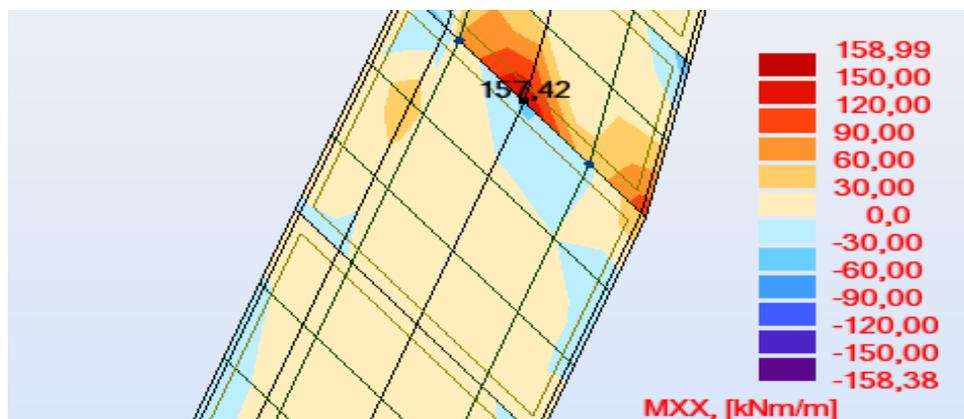


Figure. VI.2. Moment M_{max} à l'ELU

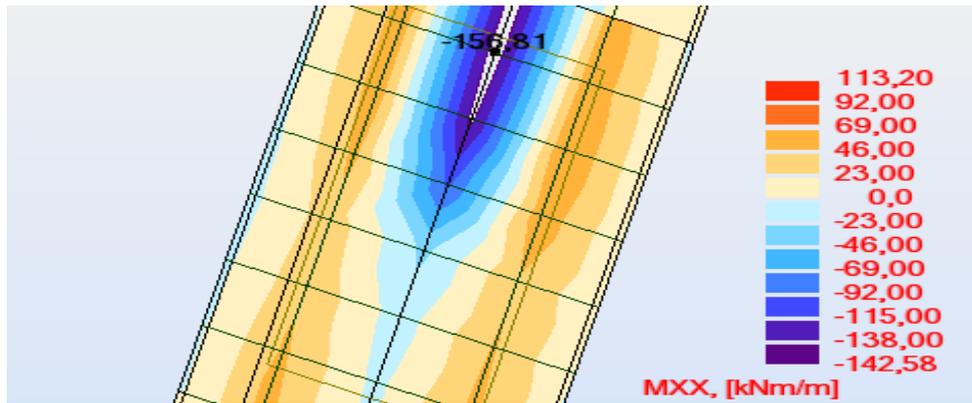


Figure. VI.3. Moment M_{min} à l'ELU

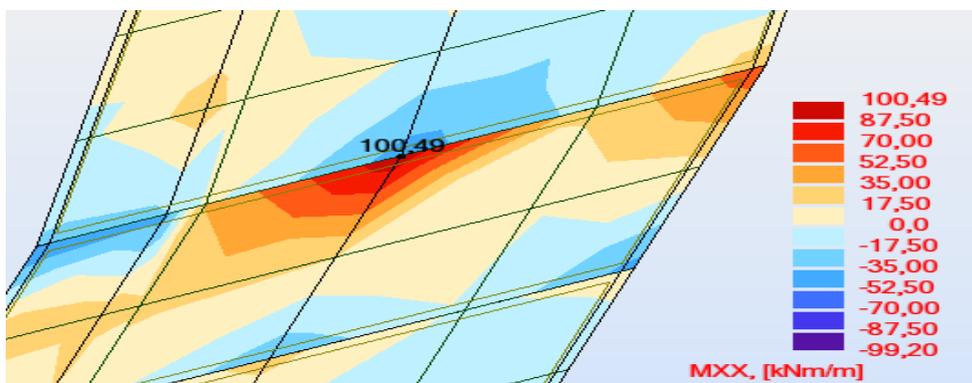


Figure. VI.4. Moment M_{max} à l'ELS

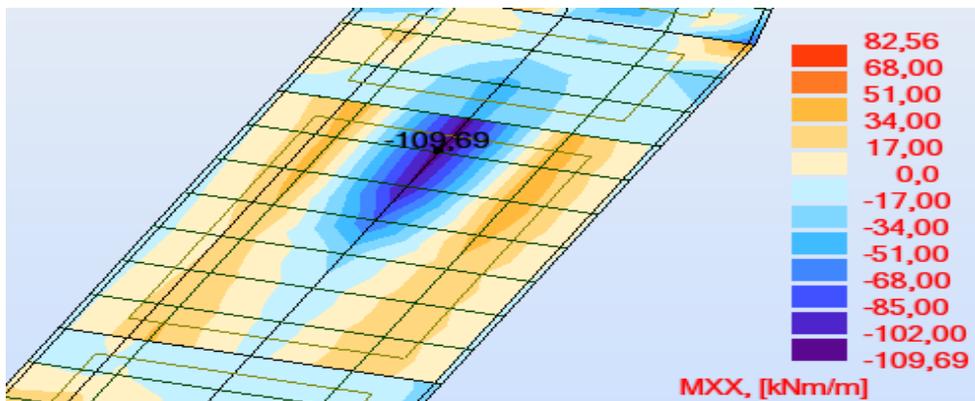


Figure. VI.5. Moment M_{min} à l'ELS

3.2. Calcul du ferrailage sous M_{max} [9]:

3.2.1. Calcul des armatures à l'ELU :

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

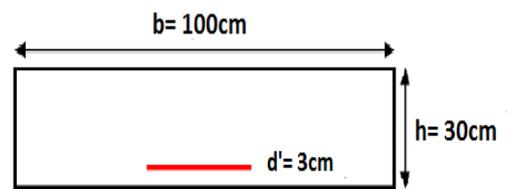


Figure. VI.6. Section considérée en travée

Avec :

M_u : moment fléchissant à L'ELU.

b : largeur unitaire de la section étudiée.

f_{c28} : la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 j.

$M_u = 0,157 \text{ MN.m}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,157}{1 \times 17 \times 0,27^2} = 0,127 \leq 0,187 \quad \text{donc : pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,170 \quad \text{Alors : } y = \alpha \times d = 0,0459 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

La section des armatures inférieures :

$$A_s = \frac{(0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu})}{f_{su}} = \frac{(0,8 \times 0,17 \times 0,27 \times 1 \times 17)}{348} = 17,94 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6\text{HA}20/\text{ml} = 18,84 \text{ cm}^2$

3.2.2. Vérification des armatures à L'ELS :

Le moment M_{\max} à l'ELS est égale à : $M_{\max} = + 0,1005 \text{ MN.m}$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 267 \text{ MPa} \\ \text{Max}\{0,5 f_e = 200 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} = 215 \text{ MPa}\} \end{array} \right.$$

Avec :

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction mesurée à 28 j, $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$,

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

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible dans l'acier,

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

$\bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$.

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

$$\sigma_{bmax} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Pour le béton}$$

$$\sigma_{smax} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Pour l'acier}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bmax} = \frac{M_{ser}}{I} y_{max}$$

$$\sigma_{smax} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{max})$$

Avec : $n = 15$

y_{max} est une solution de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + d'A_{sc}) = 0$

On a pour l'ELU : $A_s = 28,26 \text{ cm}^2$

$$1 \times y^2 + 30(0,001884 + 0)y - 30(0,27 \times 0,001884 + 0) = 0$$

$$y^2 + 0,05652y - 0,01526 = 0 \Rightarrow y_{max} = 0,098 \text{ m}$$

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

$$I = 11,5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{b,max} = 8,56 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{s,max} = 225,47 \text{ MPa},$$

donc : $\sigma_{bmax} = 8,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

et : $\sigma_{smax} = 225,47 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELS, donc on fait un redimensionnement à l'ELS :

On fixe $\sigma_{smax} = \bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$

Equation des moments :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_s}{bd^2} \alpha + \frac{6nM_s}{bd^2} = 0$$

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - 0,577\alpha + 0,577 = 0$$

soit : $\alpha = 0,37$

$$\sigma_b = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{n(1-\alpha)} = 8,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ et } A_s = \frac{\alpha bd \sigma_b}{2\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = \frac{0,37 \times 0,27 \times 8,42}{2 \times 215} = 19,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{7HA20/ml} = \mathbf{21,98 \text{ cm}^2}$$

On adopte la section d'acier calculée à l'ELS: $A_s = \mathbf{7HA20/ml}$ avec un

$$\text{espacement : } E_{Ati} = \frac{100 - (2 \times 7)}{7} = 12,28 \text{ cm}$$

Section des armatures minimales : $A_{s,min} = \rho A_b = 0,5\% (30 \times 100) = 15 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$A_s > A_{s,min}$ la condition sur la quantité des armatures minimales est vérifiée.

3.3. Calcul du ferrailage sous M_{min} [9]:

3.3.1. Calcul des armatures à l'ELU :

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

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

$$M_u = -0,157 \text{ MN.m}$$

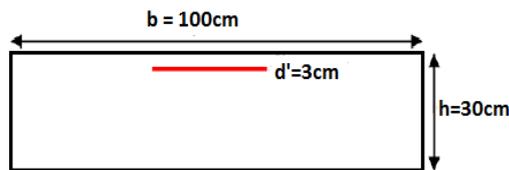


Figure. VI.7. Section considérée sur appui

$$\mu = 0,127 \leq 0,187 \quad \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} > \varepsilon_{el} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,170$$

$$A_s = \frac{(0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu})}{f_{su}} = 17,94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6\text{HA}20/\text{ml} = 18,84 \text{ cm}^2$$

3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$n = 15$$

$$\sigma_{bmax} = \frac{M_{Ser}}{I} y_{max}$$

$$\sigma_{smax} = n \frac{M_{Ser}}{I} (d - y_{max})$$

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

$$y^2 + 0,057 y - 0,015 = 0 \Rightarrow y_{max} = 0,096 \text{ m}$$

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

$$I = 11,58 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bmax} = 9,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 245,67 \text{ MPa}$$

$$\text{donc : } \sigma_{bmax} = 9,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{et : } \sigma_{smax} = 245,67 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELS, donc on fait un redimensionnement à l'ELS.

$$\text{On fixe } \sigma_{smax} = \bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa} \quad \frac{6nM_s}{bd^2} \alpha + \frac{6nM_s}{bd^2}$$

Equation des moments :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_s}{bd^2} \alpha + \frac{6nM_s}{bd^2} = 0$$

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - 0,626\alpha + 0,626 = 0$$

$$\text{soit : } \alpha = \mathbf{0,4}$$

$$\sigma_b = \frac{\alpha \sigma_s}{n(1-\alpha)} = \frac{0,4 \times 215}{15(1-0,4)} = 9,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ et } A_s = \frac{\alpha bd \sigma_b}{2\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = \frac{0,4 \times 0,27 \times 9,55}{2 \times 215} = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{8HA20/ml} = \mathbf{25,12 \text{ cm}^2}$$

On adopte la section d'acier calculée à l'ELS: $A_s = 8HA20/ml$ avec un

$$\text{espacement : } E_{Ats} = \frac{100 - (2 \times 8)}{8} = 10,5 \text{ cm}$$

$A_s > A_{s,min}$ la condition sur la quantité des armatures minimales est vérifiée.

4. Calcul des armatures longitudinales de la dalle :

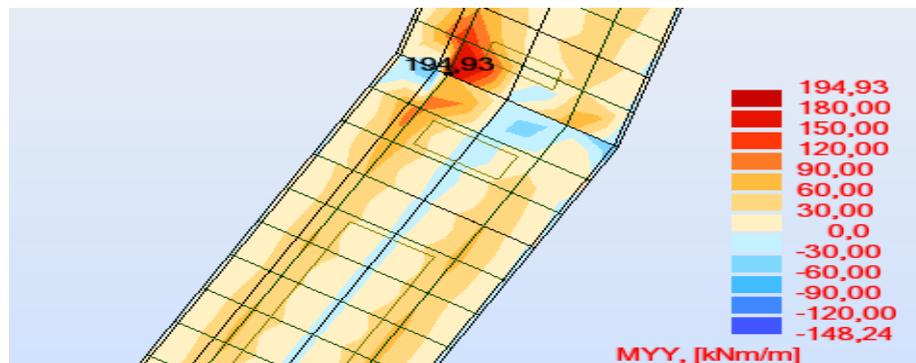
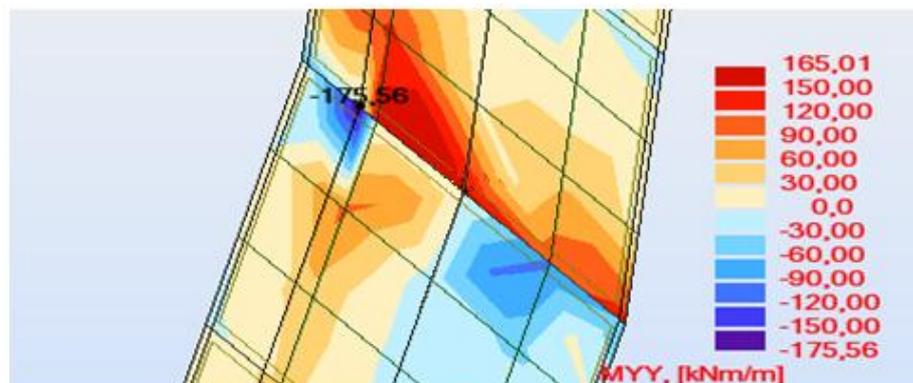
4.1. Combinaisons aux états limites :

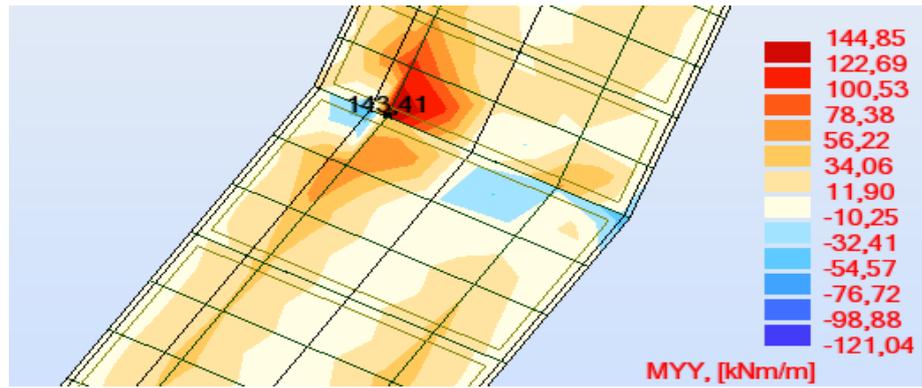
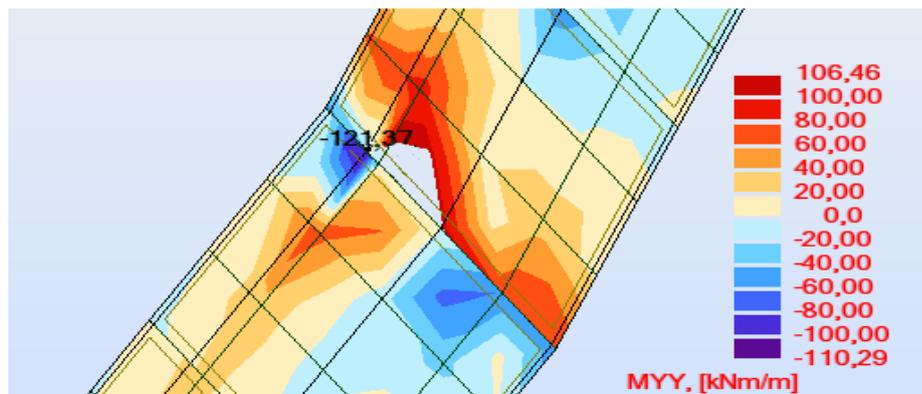
Le tableau ci-après résume les valeurs des moments maximaux sous les combinaisons correspondantes aux états limites définies dans le chapitre IV :

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

Etats limites	Combinaisons	M_{max} [KN.m]	M_{min} [KN.m]
ELU	$1,35G+1,5B_c+0,9\Delta T+0,75\Delta\Theta$	+194,93	-
	$1,35G+1,35D240+0,9\Delta T+0,75\Delta\Theta$	-	-175,56
ELS	$G+D280+0,6\Delta T+0,5\Delta\Theta$	+143,41	-
	$G+D240+0,6\Delta T+0,5\Delta\Theta$	-	-121,37

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

Figure. VI.8. Moment M_{max} à l'ELUFigure. VI.9. Moment M_{min} à l'ELU

Figure. VI.10. Moment M_{\max} à l'ELSFigure. VI.11. Moment M_{\min} à l'ELS

4.2. Calcul du ferrailage sous M_{\max} [9]:

4.2.1. Calcul des armatures à l'ELU :

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

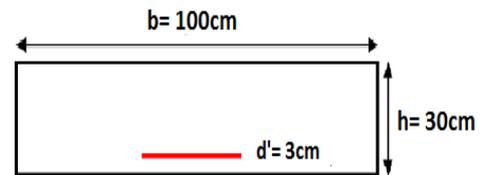


Figure. VI.12. Section considérée en travée

Avec : $M_u = 0,195 \text{ MN.m}$

$\mu = 0,157 \leq 0,187$ donc : pivot A

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,215$ Alors : $y = \alpha \times d = 0,058 \text{ m}$

$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

La section des armatures inférieures :

$$A_s = \frac{(0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu})}{f_{su}} = \frac{(0,8 \times 0,215 \times 0,27 \times 1 \times 17)}{348} = 22,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8\text{HA}20/\text{ml} = 25,12 \text{ cm}^2$$

4.2.2. Vérification des armatures à L'ELS :

Le moment M_{\max} à l'ELS est égale à : $M_{\max} = + 0,143 \text{ MN.m}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bmax} = \frac{M_{Ser}}{I} y_{max}$$

$$\sigma_{smax} = n \frac{M_{Ser}}{I} (d - y_{max})$$

Avec : $n = 15$

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

On a pour l'ELU : $A_s = 25,12 \text{ cm}^2$

$$y^2 + 0,0754y - 0,0203 = 0 \Rightarrow y_{max} = 0,11 \text{ m}$$

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

$$I = 14,08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bmax} = \frac{0,143}{0,001408} \times 0,11 = 11,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 15 \frac{0,143}{0,001408} (0,27 - 0,11) = 243,75 \text{ MPa}$$

donc : $\sigma_{bmax} = 11,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

et : $\sigma_{smax} = 243,75 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELS, donc on fait un redimensionnement à l'ELS :

On fixe $\sigma_{smax} = \bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$

Equation des moments :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_s}{bd^2} \alpha + \frac{6nM_s}{bd^2} = 0$$

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - 0,82\alpha + 0,82 = 0$$

soit : $\alpha = 0,43$

$$\sigma_b = \frac{\alpha \sigma_s}{n(1-\alpha)} = 10,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ et } A_s = \frac{\alpha bd \sigma_b}{2\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = \frac{0,43 \times 0,27 \times 10,81}{2 \times 215} = 29,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7\text{HA}25/\text{ml} = 34,34 \text{ cm}^2$$

On adopte la section d'acier calculée à l'ELS: $A_s = 7\text{HA}25/\text{ml}$ avec un

$$\text{espacement : } E_{Ats} = \frac{100 - (2,5 \times 7)}{7} = 11,8 \text{ cm}$$

$A_s > A_{s,min}$ la condition sur la quantité des armatures minimales est vérifiée.

4.3. Calcul du ferrailage sous M_{min} [9]:

4.3.1. Calcul des armatures à l'ELU :

$$M_{min} = -0,175 \text{ MN.m}$$

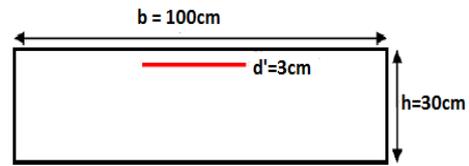


Figure. VI.13. Section considérée sur appui

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

$$\mu = 0,141 \leq 0,187 \quad \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} > \varepsilon_{el} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,191$$

$$A_s = \frac{(0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu})}{f_{su}} = 20,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7\text{HA}20/\text{ml} = 21,98 \text{ cm}^2$$

4.3.2. Vérification des armatures à l'ELS :

$$M_{min} = -0,121 \text{ MN.m}$$

$$\bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$n = 15$$

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

$$y^2 + 0,066y - 0,018 = 0 \Rightarrow y_{max} = 0,107 \text{ m}$$

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

$$I = 12,85 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bmax} = 10,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 230,23 \text{ MPa}$$

$$\text{donc : } \sigma_{bmax} = 10,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{et : } \sigma_{smax} = 230,23 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELS, donc on fait un redimensionnement à l'ELS.

On fixe $\sigma_{smax} = \bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$

Equation des moments :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_s}{bd^2} \alpha + \frac{6nM_s}{bd^2} = 0$$

$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - 0,69\alpha + 0,69 = 0$$

$$\text{soit : } \alpha = 0,4$$

$$\sigma_b = \frac{\alpha \sigma_s}{n(1-\alpha)} = 9,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ et } A_s = \frac{\alpha bd \sigma_b}{2\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8\text{HA}20/\text{ml} = 25,12\text{cm}^2$$

On adopte la section d'acier calculée à l'ELS : $A_s = 8\text{HA}20/\text{ml}$ avec un

$$\text{espacement : } E_{Ats} = \frac{100 - (2 \times 8)}{8} = 10,5 \text{ cm}$$

$A_s > A_{s,min}$ la condition sur la quantité des armatures minimales est vérifiée.

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}
7HA20/ml (21,98 cm ²)	8HA20/ml (25,12cm ²)	7HA25/ml (34,34cm ²)	8HA20/ml (25,12cm ²)

5. Armatures de l'effort tranchant dans la dalle [9] :

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est vérifiée :

$$\tau_u \leq 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa}$$

$$0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,66 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée, on mettra des armatures de montage.

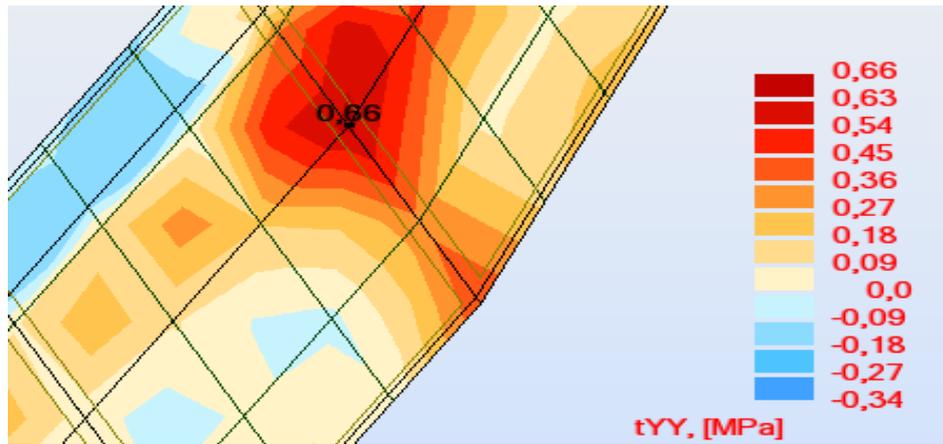


Figure. VI.14. Contrainte de cisaillement maximal

Les figures ci-dessous représentent les schémas de ferrailage de la dalle :

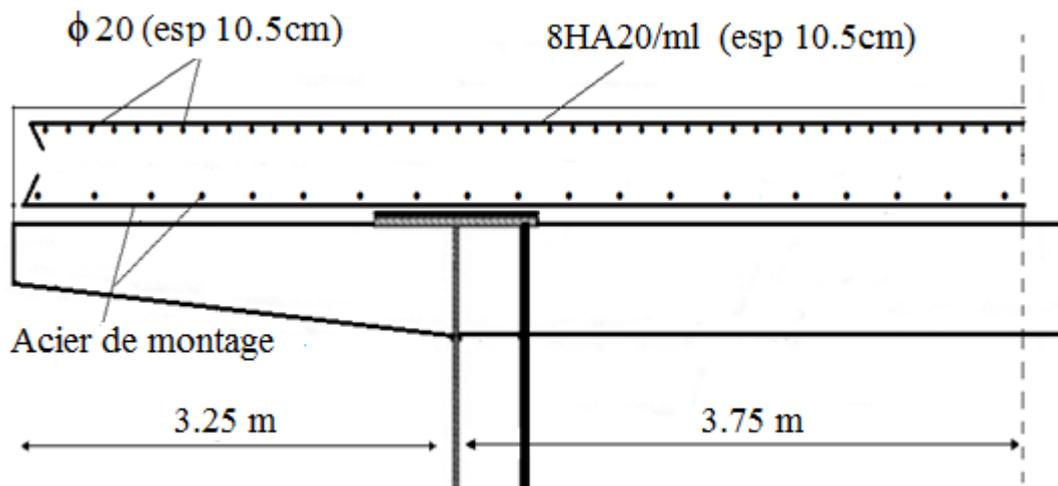


Figure. VI.15. Schéma de ferrailage de la section sur appui

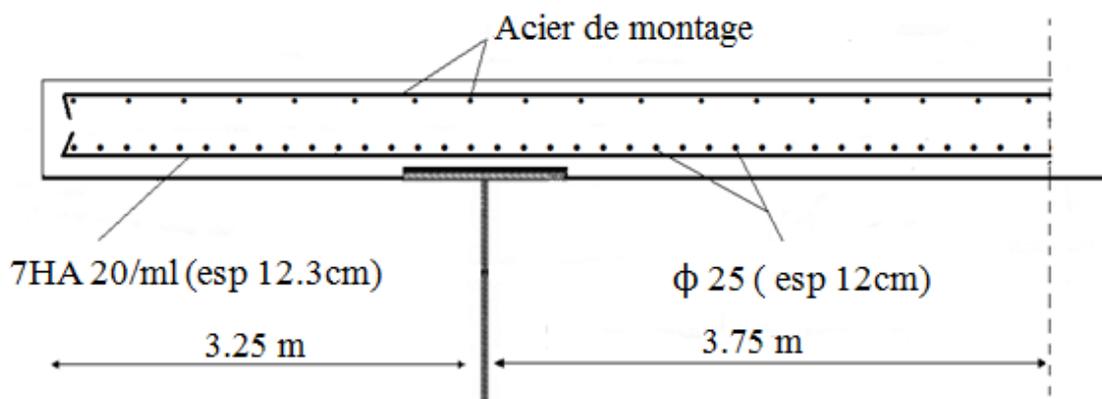


Figure. VI.16. Schéma de ferrailage de la section en travée

6. Etude de la section mixte (acier-béton):

6.1. Caractéristiques géométriques :

6.1.1. Section d'acier :

On rapporte sur le tableau ci-après les caractéristiques géométriques des différentes sections d'acier :

Tableau. VI.4. Caractéristiques géométriques de la section d'acier

Âme		Semelles supérieure		Semelles inférieure	
Hauteur h_w [mm]	Epaisseur t_w [mm]	Largeur b_s [mm]	Epaisseur t_s [mm]	Largeur b_i [mm]	Epaisseur t_i [mm]
2000	20	900	50	1000	50

6.1.2. Section du béton :

La largeur efficace de la dalle est donnée par la formule suivante [15]:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei}$$

Dans laquelle :

$\beta_1 = \beta_2 = 1$ sauf pour les appuis d'extrémité, il vaut :

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 l_e / b_i) \leq 1,0$$

b_0 : distance entraxe de deux connecteurs,

b_{ei} : largeur efficace de la membrure de béton de chaque côté de l'âme :

$$b_{ei} = \min\left\{\frac{1}{8} l_e; b_i\right\}$$

$$b_{e1} = \min\left\{\frac{1}{8} l_e; b_1\right\}$$

$$b_{e2} = \min\left\{\frac{1}{8} l_e; b_2\right\}$$

b_i : largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre maîtresse.

$$b_1 = 3,45 \text{ m,}$$

$$b_2 = 2,95 \text{ m.}$$

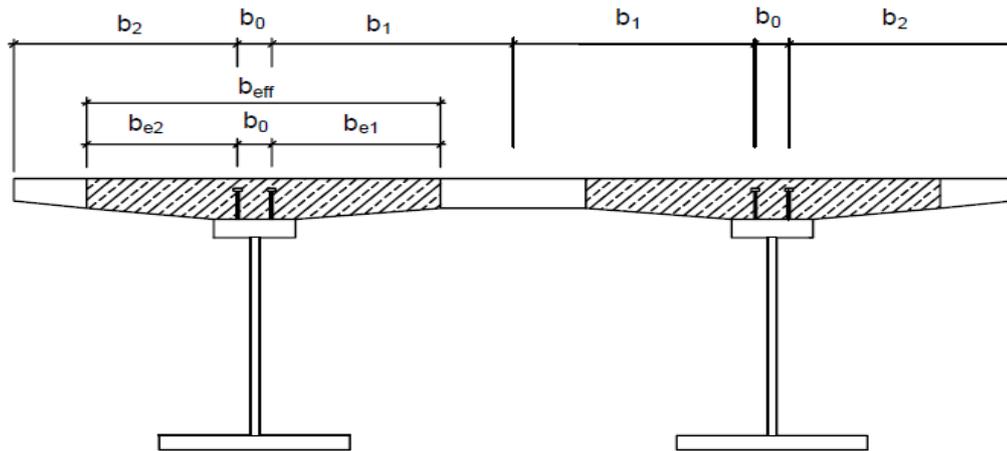


Figure. VI.17. Détermination de la largeur efficace [15]

l_e : 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 :

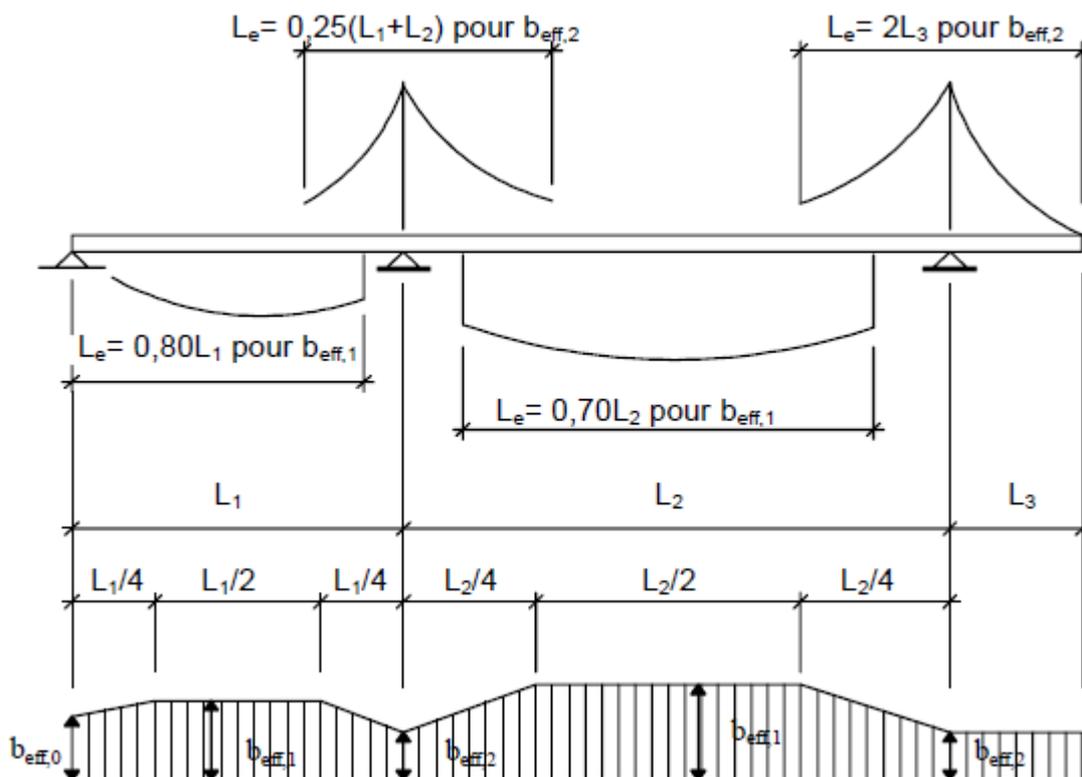


Figure. VI.18. Détermination des portées équivalentes [15]

➤ Section en travée :

$$l_e = 0,8.l_1 = 22 \text{ m}$$

$$\frac{l_e}{8} = 2,75 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,27 \text{ m}$$

$$b_{e1} = 2,75 \text{ m}$$

$$b_{e2} = 2,75 \text{ m}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 1$$

Alors la largeur efficace est égale à : $b_{\text{eff}} = 5,77 \text{ m}$, ce qui donne une surface de la partie de la dalle ayant une épaisseur de 30 cm : $S_d = 5770 \times 300 = 1731000 \text{ mm}^2$.

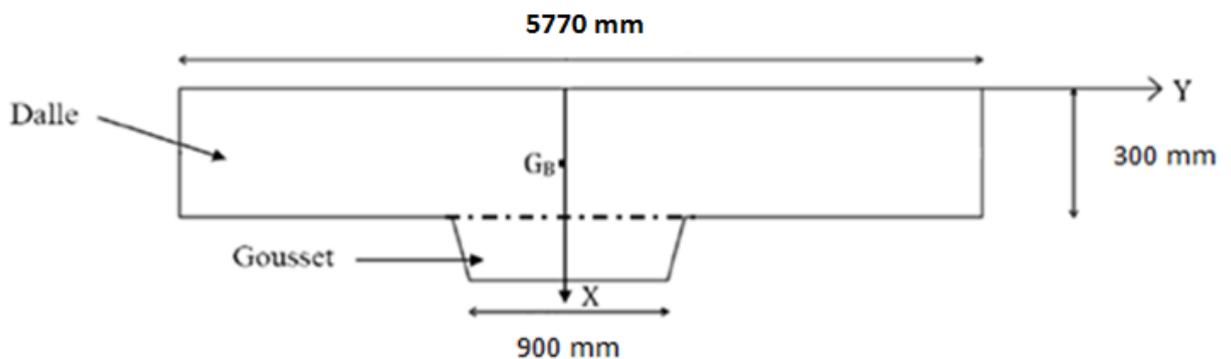


Figure. VI.19. Section du béton (dalle+gousset) en travée

L'aire du gousset est :

$$S_g = \frac{(1000+900)}{2} \times 50 = 47500 \text{ mm}^2$$

On rapporte sur le tableau suivant les caractéristiques géométriques de la section du béton :

Tableau. VI.5. 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	1731	150	259650	4,67	12982,25	13020,00
Gousset	47,5	325	15437,5	170,33	9,89	1387,97
Σ	1778,5	-	275087,5	-	-	14407,97

Avec :

Le centre de gravité de la section du béton :

$$X_{Gb} = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = 154,67 \text{ mm}$$

$$I_{xxi} = I_{xGi} + S_i d_i^2$$

➤ **Section sur appui :**

$$l_e = 0,25(l_1 + l_2) = 19,375 \text{ m,}$$

$$\frac{l_e}{8} = 2,42 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,27 \text{ m}$$

$$b_{e1} = 2,42 \text{ m}$$

$$b_{e2} = 2,75 \text{ m}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 1$$

Alors la largeur efficace est égale à : $b_{eff} = 5,44 \text{ m}$, ce qui donne une surface de la partie de la dalle ayant une épaisseur de 30 cm : $S_d = 5440 \times 300 = 1632000 \text{ mm}^2$.

La surface du gousset est donnée par : $S_g = \frac{(1000+900)}{2} \times 50 = 47500 \text{ mm}^2$

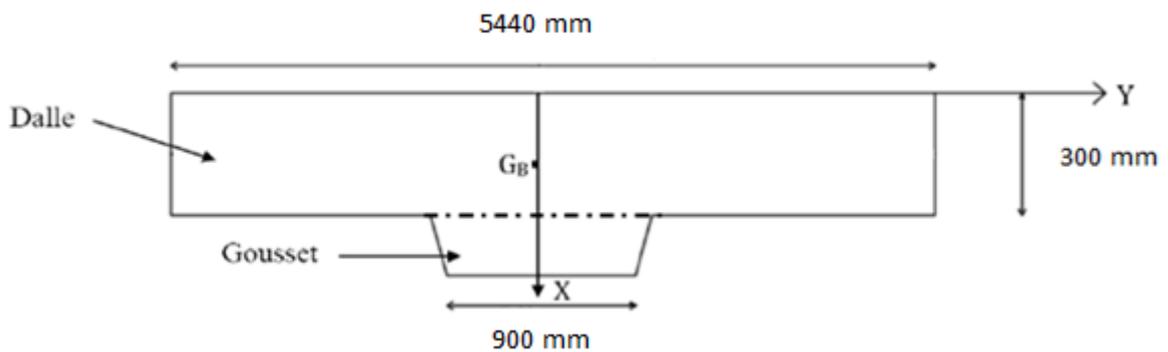


Figure. VI.20. Section du béton (dalle+gousset) sur appui

On rapporte sur le tableau ci-après les caractéristiques géométriques de la section du béton :

Tableau. VI.6. Caractéristiques géométriques de la section du béton sur appui

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	1632	150	244800	4,95	12240	12279,99
Gousset	47,5	325	15437,5	170,05	9,89	1383,45
Σ	1679,5	-	260237,5	-	-	13663,44

Avec :

X_{Gb} : Le centre de gravité de la section du béton :

$$X_{Gb} = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 154,95 \text{ mm}$$

$$I_{xxi} = I_{xGi} + S_i d_i^2$$

$$I_{xi} = I_{xGi} + S_i d_i^2$$

6.2. Calcul de la section mixte :

6.2.1. Hypothèses de calcul :

Le comportement des éléments mixtes est caractérisé par l'interaction entre l'acier et le béton. Lors du calcul de la résistance d'une telle section, on fait l'hypothèse que 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, et que 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 :

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \dots\dots\dots \text{Pour l'acier,}$$

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \dots\dots\dots \text{Pour le béton.}$$

Pour simplifier, on utilise un artifice de calcul qui permet de remplacer la section de béton par une section équivalente en acier [13]. Cet artifice est le coefficient d'équivalence n .

6.2.2. Caractéristiques géométriques de la section mixte :

D'après la première hypothèse on a : $\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_a = \left(\frac{\Delta l}{l}\right)_b$, ce qui donne :

$$\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} \Rightarrow \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

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.7. Valeurs du coefficient d'équivalence « n » [10]

Sollicitation	Champ d'application	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 S_{bn} 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 :**

$$\int_S y \cdot dS = \int_{S_a} y \cdot dS_a + \int_{S_b} y \cdot \left(\frac{S_b}{n}\right) = 0 \Rightarrow a S_a + b \frac{S_b}{n} = 0$$

On pose: $a + b = c$ d'où : $a = \frac{c \cdot S_b}{n \cdot S}$ et $b = \frac{c \cdot S_a}{S}$

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 :

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + S_a a^2 + \frac{S_b}{n} b^2 = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \cdot S_b \cdot c^2}{n \cdot S} = I_a + \frac{I_b}{n} + a \cdot b \cdot S \text{ (section en}$$

travée, la dalle et la poutre en I dans notre cas),

$$I_m = I_a + S_a a^2 + S_{arm} b^2 \text{ (section sur appui, la poutre en I et les armatures).}$$

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 (dalle + poutre en I) :

Sachant que :

Pour la dalle :

$$S_b = 1778,5 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_b = 14407,96 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Pour la poutre en I :

$$S_a = 135000 \text{ mm}^2$$

$$I_a = 112,97 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

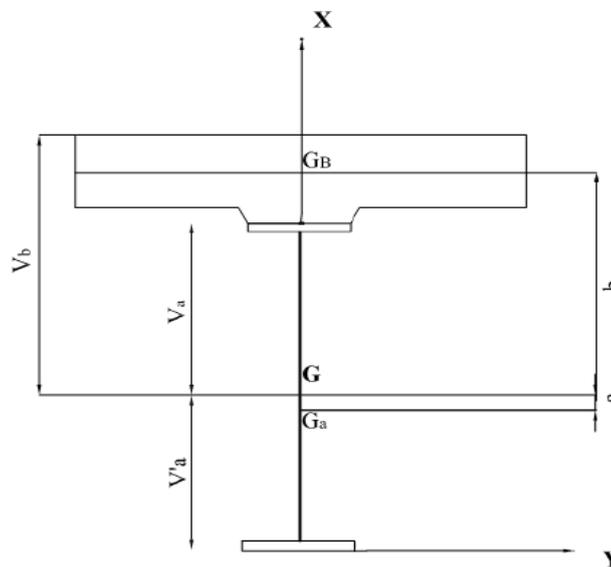


Figure. VI.21. Section mixte en travée

Avec :

$$C = 1283,11 \text{ mm}$$

$$V_a = b - 195,33 \text{ [mm]}$$

$$V'_a = 2100 - V_a \text{ [mm]}$$

$$V_b = b + 195,33 \text{ [mm]}$$

$$W_a = \frac{I_m}{V_a} \text{ [mm}^3\text{]}$$

$$w'_a = \frac{I_m}{V'_a} \text{ [mm}^3\text{]}$$

$$W_b = \frac{I_m}{V_b} \text{ [mm}^3\text{]}$$

On rapporte sur le tableau ci-après les caractéristiques de cette section mixte :

Tableau. VI.8. 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]
∞	135000	0	1283,11	112,97	1087,78	1012,22	1478,44	10,38	11,16	7,64
18	233805,55	542,24	740,87	207,70	545,54	1554,46	936,2	38,07	13,36	22,18
15	253566,67	599,98	683,13	217,86	487,8	1612,2	878,46	44,66	13,51	24,80
6	431416,67	881,6	401,51	268,08	206,18	1893,82	596,84	130,02	14,15	44,92

➤ **Section sur appui (armatures + poutre en I) :**

Armatures:

$$S_{\text{arm}} = b_{\text{eff}} \left(7 \times \frac{\pi \cdot 25^2}{4} + 8 \times \frac{\pi \cdot 20^2}{4} \right) = 32346,24 \text{ mm}^2$$

$$I_{\text{arm}} = S_{\text{arm}} b^2$$

Poutre en I :

$$S_a = 135000 \text{ mm}^2$$

$$I_a = 112,97 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

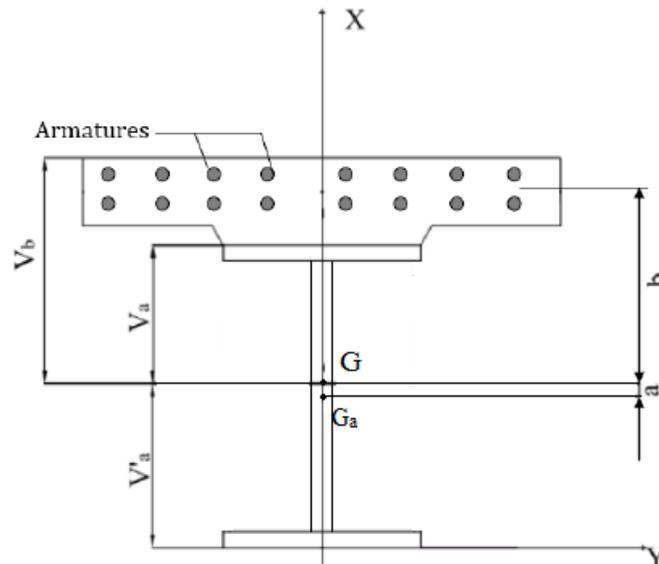


Figure. VI.22. Section mixte sur appui

Avec :

$$c = 1287,78 \text{ mm}$$

$$a = \frac{c \cdot S_{\text{arm}}}{n \cdot S}$$

$$V_a = b - 200 \text{ [mm]}$$

$$V_{\text{arm}} = b + 150 \text{ [mm]}$$

$$V'_a = 2100 - V_a \text{ [mm]}$$

$$S = S_a + \frac{S_{\text{arm}}}{n} \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$W_{\text{arm}} = \frac{I_m}{V_{\text{arm}}} \text{ [mm}^3\text{]}$$

On rapporte sur le tableau ci-après les différentes caractéristiques de cette section mixte:

Tableau. VI.9. 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]
∞	135000	0	1287,78	166,61	1087,78	1012,22	1437,78	15,31	16,46	11,59
18	136797,01	16,92	1270,86	165,25	1070,86	1029,14	1420,86	15,43	16,06	11,63
15	137156,42	20,25	1267,53	164,99	1067,53	1032,47	1417,53	15,45	15,98	11,64
6	140391,04	49,45	1238,33	162,90	1038,83	1061,17	1388,33	15,68	15,35	11,73

7. Justification des sections mixtes à l'ELU [15]:

Qui 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 E.L.U est atteint lorsque l'on constate une perte d'équilibre, une instabilité de forme, une rupture d'élément une déformation plastique exagérée, etc.

7.1. La classe d'une section transversale [12]:

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'élanement (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 extrême, 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.10. Principe de classification des sections
(Cas de la flexion simple)

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

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) :

$$F_{\text{arm}} = F_{\text{su}} \times S_{\text{arm}} = 348 \times 0,032 = 11,26 \text{ MN}$$

$$F_{\text{fsup}} = f_{\text{yf}} \times S_{\text{sup}} = 335 \times 0,045 = 15,07 \text{ MN}$$

$$F_{\text{ame}} = f_{\text{yw}} \times S_{\text{ame}} = 345 \times 0,04 = 13,8 \text{ MN}$$

$$F_{\text{f,inf}} = f_{\text{yf}} \times S_{\text{inf}} = 335 \times 0,05 = 16,75 \text{ MN}$$

L'axe neutre plastique se trouve dans l'âme de la poutre en I.

$$F_{\text{t}} = F_{\text{arm}} + F_{\text{fsup}} + F_{\text{ame,t}}$$

$$F_{\text{c}} = F_{\text{ame,c}} + F_{\text{f,inf}}$$

$$S_{\text{âme,c}} + S_{\text{âme,t}} = \frac{F_{\text{âme}}}{f_{\text{yw}}} = 0,04 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{t}} = F_{\text{c}} \Rightarrow F_{\text{arm}} + F_{\text{fsup}} + F_{\text{ame,t}} = F_{\text{ame,c}} + F_{\text{f,inf}}$$

$$F_{\text{ame,c}} - F_{\text{ame,t}} = F_{\text{arm}} + F_{\text{fsup}} - F_{\text{f,inf}} = 9,58 \text{ MN}$$

$$S_{\text{âme,c}} - S_{\text{âme,t}} = \frac{9,58}{f_{\text{yw}}} = 0,028 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{âme,c}} = 0,033 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{âme,t}} = 0,007 \text{ m}^2$$

La hauteur de l'âme tendue est égale :

$$h_{\text{wt}} = \frac{S_{\text{âme,t}}}{t_{\text{w}}} = \frac{0,006}{0,02} = 0,35 \text{ m}$$

L'axe neutre se situe dans l'âme a une distance de 750 mm de la fibre supérieure du béton.

➤ Détermination de la classe :

- Semelle supérieure tendue donc de classe 1.
- Semelle inférieure comprimée :

$$\frac{C}{t_{\text{fi}}} = \frac{b_{\text{i}} - t_{\text{w}}}{2t_{\text{fi}}} = 9,8$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{\text{y}}}} = 0,81$$

$$14 \epsilon = 11,34$$

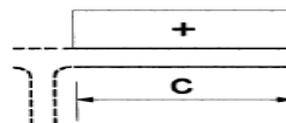


Figure. VI.23. Semelle inférieure comprimée

$$\frac{c}{t_{fi}} \leq 14 \varepsilon$$

Donc la semelle inférieure est de classe 3.

- L'âme est tendue en partie haute et comprimée

en partie basse :

$$c = h_w - t_w = 1980 \text{ mm}$$

$$\alpha c = h_w - \frac{t_w}{2} - h_{wt} = 1935 \text{ mm} \Rightarrow \alpha = 0,98$$

$$\alpha > 0,5$$

$$\frac{c}{t_w} = 99 > \frac{456 \cdot \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 31,46$$

On en déduit que l'âme est au moins de classe 3 et on raisonne donc maintenant sur le diagramme élastique des contraintes à l'ELU (Figure VI.25).

Les contraintes de la figure ci-dessous sont calculées en conséquence et obtenues par sommation des différents états.

A l'ELU la combinaison qui nous donne le moment négatif maximal est :

$$1,35 G + 1,35 D240$$

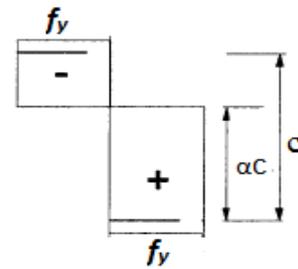


Figure. VI.24. Paroi de l'âme

Tableau VI.11. 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]	$\sigma_i = -\frac{M_{max}^-}{W'_a}$ [MPa]
∞	PP	- 17671,92	-152,47	- 15,43	+ 107,36
18	CCP	- 4646,58	- 39,96	- 30,11	+ 28,93
6	D240	- 7383,32	- 62,94	- 47,09	+ 48,10
Σ			- 255,37	- 192,63	+ 184,39

Les figures ci-après représentent les diagrammes du moment fléchissant maximal correspondant à chaque charge :

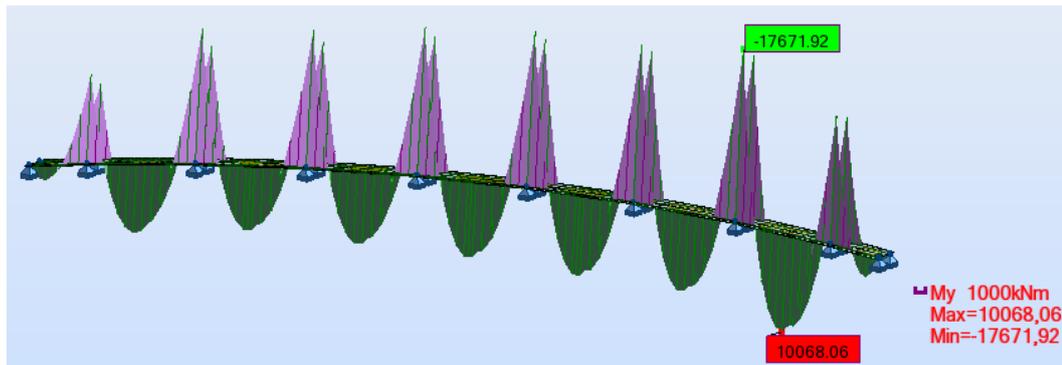


Figure. VI.25. Diagramme du moment fléchissant sous PP

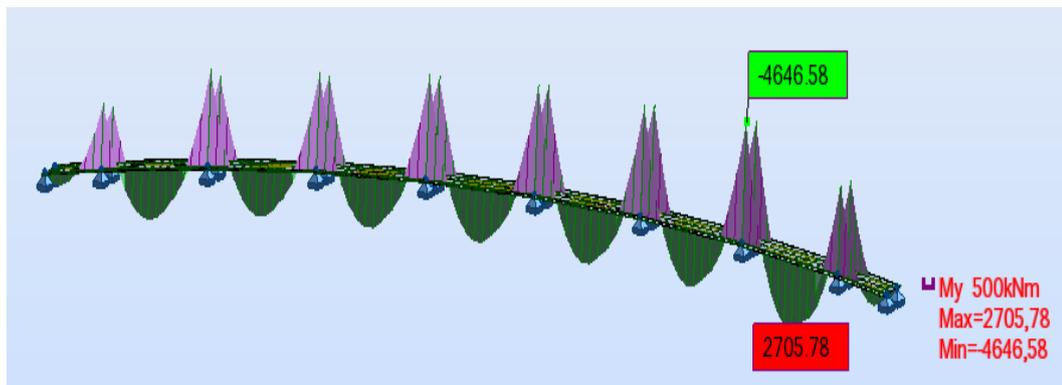


Figure. VI.26. Diagramme du moment fléchissant sous CCP

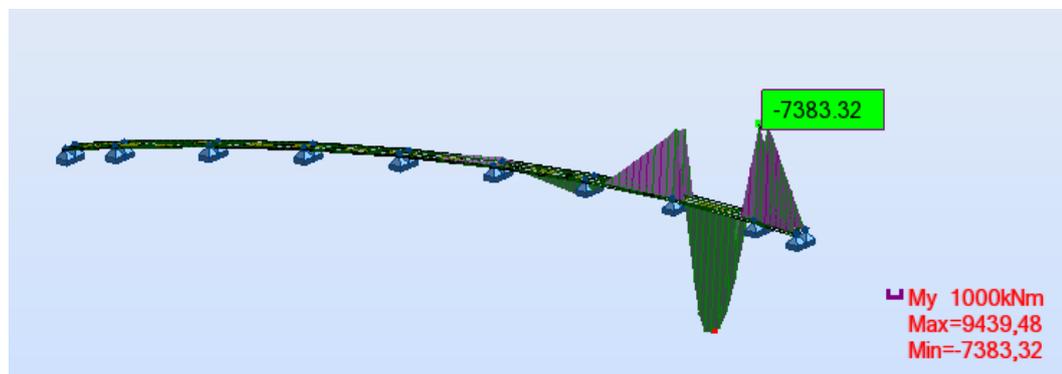


Figure. VI.27. Diagramme du moment fléchissant sous D240

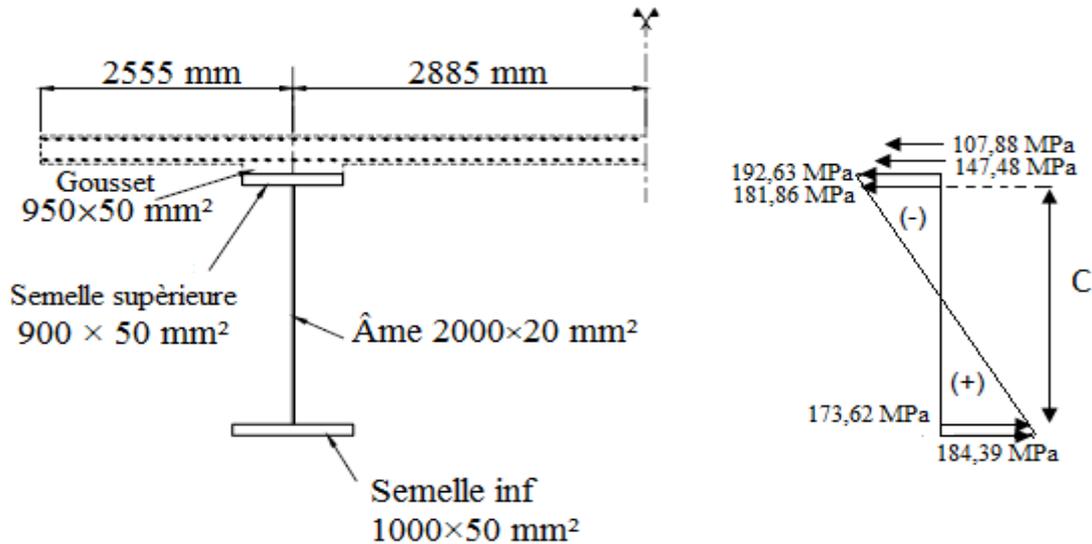


Figure. VI.28. diagramme élastique des contraintes à l'ELU

$$\psi = \frac{-181,86}{173,62} = -1,047 \leq -1$$

Et l'élancement limite entre la classe 3 et la classe 4 est donné par :

$$\frac{c}{t_w} = 99 \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi} = 105,19$$

On en déduit que l'âme est de classe 3.

Conclusion : La section sur appui est de classe 3 et sera justifiée par une analyse élastique.

b. Justification à la flexion :

$$\sigma_{s,\text{inf}} = 184,39 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,\text{sup}} = -192,63 \text{ MPa} \geq -\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = -335 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \sigma_{\text{arm,max}} = -147,48 \text{ MPa} \geq -f_{su} = -348 \text{ MPa.}$$

✓ La section sous le moment négatif est justifiée en flexion à l'ELU.

c. Justification à l'effort tranchant :

On suppose que l'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, il doit être inférieur ou égal à l'effort tranchant plastique résistant.

$$V_{\text{max}} \leq V_{\text{pl}} = \frac{f_y A_{\text{âme}}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{\text{âme}} = h_w \times t_w$$

$$V_{\text{pl}} = 7,97 \text{ MN},$$

$$V_{\text{max}} = 4,01 \text{ MN},$$

On constat que : $V_{\text{max}} \leq V_{\text{pl}}$

✓ La résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

d. Vérification au voilement :

Le voilement sera vérifié par la méthode post-critique [12].

Si la condition : $\frac{d}{t_w} \leq 30\epsilon \sqrt{k_\tau}$ est vérifiée, y'a pas de risque de voilement.

Sinon, le voilement risque de se produire, et on doit vérifier que :

$$V_{\text{ba}} \geq V$$

$$V_{\text{ba}} = \frac{d \cdot t_w \cdot \tau_{\text{ba}}}{\gamma_{\text{M1}}}$$

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 $\bar{\lambda}_w$ (voir tableau. VI.13).

$$\bar{\lambda}_w : \text{Élanement de l'âme, } \bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \tau_{\text{cr}}}}$$

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

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

d : la hauteur d'âme entre semelles,

t_w : épaisseur de l'âme,

ϵ : coefficient de réduction élastique de l'acier qui est égale à : $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$.

k_τ : coefficient de voilement par cisaillement dont la valeur est en fonction de

$\alpha = \frac{a}{d}$ (voir tableau. VI.12).

a : distance entre les raidisseurs transversaux.

Tableau. VI.12. Valeurs de k_τ [12]

Raidisseurs transversaux intermédiaires		Valeurs de k_τ
Sans		$k_\tau = 5,34$
Avec	$\alpha = a/d < 1$	$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2}$
	$\alpha = a/d \geq 1$	$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2}$

Tableau. VI.13. Valeurs de τ_{ba} [12]

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

$$\frac{a}{d} = 2 > 1 \Rightarrow k_\tau = 6,34$$

$$\frac{d}{t_w} = 100 > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau} = 61,18 \Rightarrow \text{il y'a un risque de voilement de l'âme.}$$

$$\tau_{cr} = 120,21 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\lambda}_w = 1,30 > 1,2 \Rightarrow \tau_{ba} = 137,36 \text{ MPa.}$$

$$V_{ba} = 5,49 \text{ MN} > V = 4,01 \text{ MN}$$

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

e. Interaction entre effort tranchant et moment fléchissant :

Nous avons établi précédemment la vérification de la section sollicitée séparément par un effort tranchant et un moment de flexion, et comme une interaction de ces deux types d'efforts est courante, il est important de l'étudier.

D'une part on doit vérifier que les semelles seules peuvent reprendre le moment fléchissant de calcul.

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}} : \text{est le moment résistant de calcul de la partie efficace de la section}$$

transversale composée uniquement des semelles.

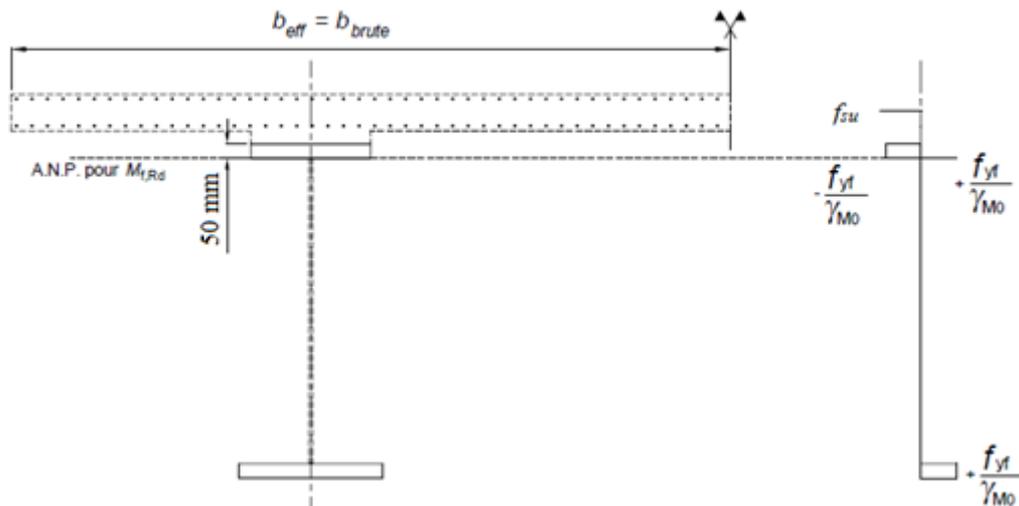


Figure. VI.29. Moment résistant plastique des semelles seules $M_{f,Rd}$

$$F_t = F_{arm} + F_{f.sup.} = (S_{arm} \times f_{su}) + \frac{(S_{sup} \times f_{y.f})}{\gamma_{M0}} = 11,26 \text{ MN} + 15,07 \text{ MN} = 26,33 \text{ MN}$$

$$F_c = F_{f.inf.c} = \frac{(S_{inf} \times f_{y.f})}{\gamma_{M0}} = 16,75 \text{ MN}$$

$F_t > F_c$, donc l'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure.

$$F_{arm} + F_{f.sup.t} = F_{f.inf.c} + F_{f.sup.c}$$

$$F_{arm} + \frac{(S_{sup.t} \times f_{y.f})}{\gamma_{M0}} = F_{f.inf.c} + \frac{(S_{sup.c} \times f_{y.f})}{\gamma_{M0}}$$

$$S_{sup.t} - S_{sup.c} = \frac{F_{f.inf.c} - F_{arm}}{f_{y.f}} = 0,016 \text{ m}^2$$

$$S_{sup.t} + S_{sup.c} = 0,045 \text{ m}^2$$

$$S_{sup.t} = 0,03 \text{ m}^2$$

La hauteur de la semelle supérieure tendue :

$$h_{ft} = 0,034 \text{ m}$$

$$M_{f,Rd} = 36,90 \text{ MN.m}$$

$M_{f,Rd} > M_{max} \Rightarrow$ il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul de l'âme.

D'autre part si $0,5V_{ba} > V$, l'âme seule peut reprendre l'effort tranchant, sinon on doit introduire la résistance des semelles à cet effort, de ce fait, la section des semelles résistante va diminuer.

$$0,5V_{ba} = 2,745 \text{ MN}$$

$0,5V_{ba} = 2,745 \text{ MN} < V = 4,01 \text{ MN} \Rightarrow$ on doit réduire la résistance de calcul de la section transversale au moment fléchissant.

$$M_{\text{red}} = M_f + (M_{\text{pl}} - M_f) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot V}{V_{\text{ba}}} - 1 \right)^2 \right]$$

Le moment résistant plastique de la section mixte $M_{\text{pl,Rd}}$:

l'ANP se trouve à 35mm de la jonction âme /semelle supérieure :

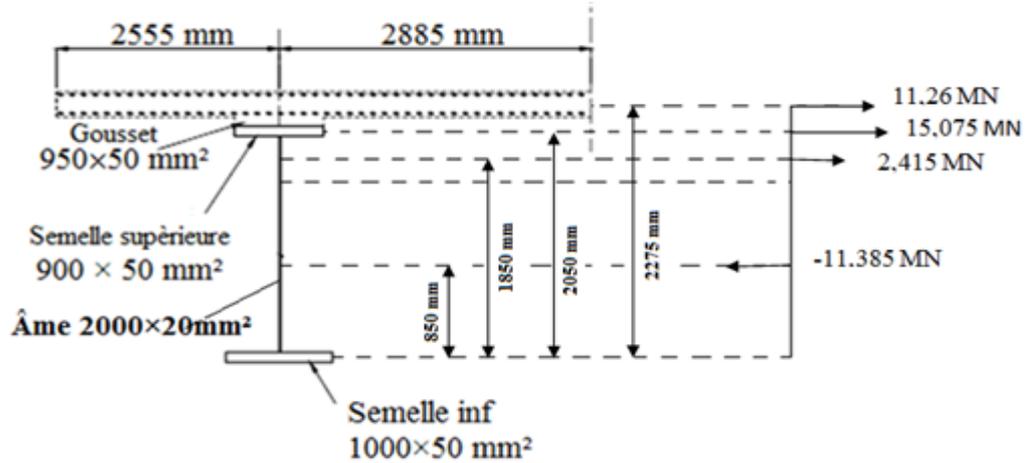


Figure. VI.30. Moment résistant plastique $M_{\text{pl,Rd}}$ sur appui

Donc : $M_{\text{pl,Rd}} = 51,31 \text{ MN.m}$

$M_{\text{red}} = 39,96 \text{ MN.m}$

$M_{\text{max}} < M_{\text{red}} \Rightarrow$ La section est donc justifiée sous l'interaction M, V.

f. Vérification au déversement :

Il faut vérifier que :

$$M_f \leq \chi_{LT} \beta_w \frac{w_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

La section est de classe 3, donc $\beta_w = \frac{w_{el,y}}{w_{pl,y}}$

Avec :

M_f : moment maximal fléchissant sollicitant.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement qui est fonction de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ tel que :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{el,y} f_y}{M_{cr}}}$$

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

Section transversale : $A = 1350 \text{ cm}^2$

Inertie de flexion : $I_y = 11297 \times 10^3 \text{ cm}^4$

$$I_z = 720550 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inertie de torsion : } I_t = 8450 \text{ cm}^4$$

$$\text{Facteur de gauchissement : } I_w = 70,27 \times 10^8 \text{ cm}^6$$

$$\text{Module de résistance élastique : } W_{el,y} = \frac{I_y}{Y_G} = 111606,17 \text{ cm}^3$$

$$\text{Facteurs de longueur effective : } k = 1 ; k_w = 1.$$

$C_1 = 1,28 ; C_2 = 1,56 ; C_3 = 0,75$ (facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement).

$$Z_g = 0 \text{ (on a considéré la poutre comme doublement symétrique).}$$

$$Z_j = 0 \text{ (on a considéré la poutre comme doublement symétrique).}$$

Applications numériques :

$$M_{cr} = 1183243,16 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,18$$

$$\chi_{LT} = 1$$

$$\chi_{LT} \beta_w \frac{w_{el,y} f_y}{\gamma_{M1}} = 36018,35 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 29126,75 \text{ KN.m} < 36018,35 \text{ KN.m}$$

✓ La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

7.1.2. Justification de la section en travée (sous moment positif) :

Le béton étant comprimé sur toute sa hauteur, on tient compte de sa participation dans la résistance de la section :

a. Classe de la section à mi-travée :

➤ Détermination de l'axe neutre plastique :

$$F_b = S_b \times f_{bu} = 30,23 \text{ MN}$$

$$F_{f,sup} = f_{yf} \times S_{sup} = 335 \times 0,045 = 15,07 \text{ MN}$$

$$F_{\hat{a}me} = f_{yw} \times S_{\hat{a}me} = 345 \times 0,04 = 13,8 \text{ MN}$$

$$F_{f,inf} = f_{yf} \times S_{inf} = 335 \times 0,05 = 16,75 \text{ MN}$$

L'axe neutre plastique se trouve dans la semelle supérieure de la poutre en I.

$$F_c = F_b + F_{f,sup,c}$$

$$F_t = F_{\hat{a}me,t} + F_{f,sup,t} + F_{f,inf}$$

$$S_{sup,c} + S_{sup,t} = 0,045 \text{ m}^2$$

$$F_t = F_c \Rightarrow F_b + F_{f,sup,c} = F_{\hat{a}me,t} + F_{f,sup,t} + F_{f,inf}$$

$$F_b - F_{\hat{a}me,t} - F_{f,inf} = F_{f,sup,t} - F_{f,sup,c}$$

$$S_{\text{sup,c}} - S_{\text{sup,t}} = \frac{-F_b + F_{\hat{a}me,t} + F_{f,\text{inf}}}{f_{yf}} = 0,000955 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{sup,c}} = 0,023 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{sup,t}} = 0,022 \text{ m}^2$$

$$S_{\hat{a}me,c} - S_{\hat{a}me,t} = \frac{9,58}{f_{yw}} = 0,028 \text{ m}^2$$

$$S_{\hat{a}me,c} = 0,033 \text{ m}^2$$

$$S_{\hat{a}me,t} = 0,007 \text{ m}^2$$

$$h_{\text{sup,c}} = \frac{0,023}{0,9} = 0,0255 \text{ m} = 25,54 \text{ mm.}$$

➤ **Détermination de la classe :**

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 :

A partir de la position de l'ANP, on calcule le moment résistant plastique (voir figure ci-dessous).

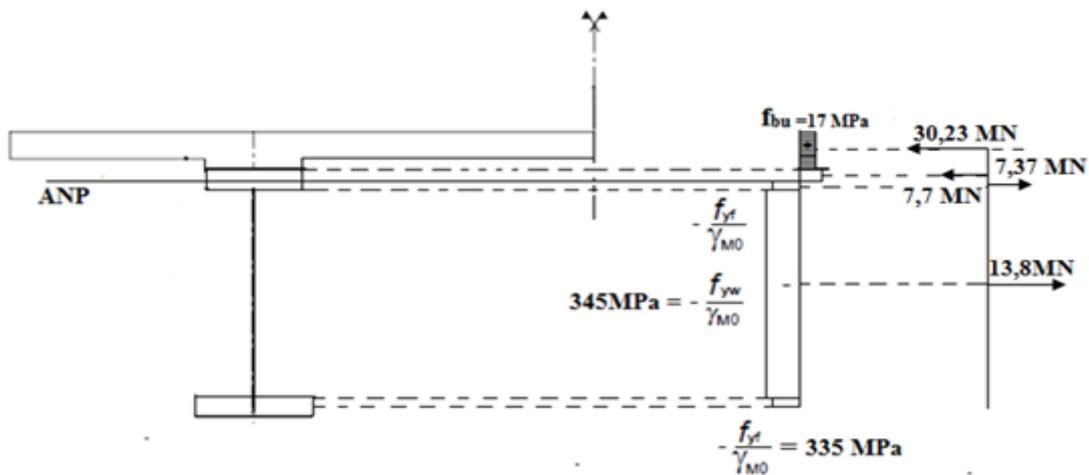


Figure. VI.31. Moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ en travée

Donc le moment plastique résistant est égale à :

$$M_{pl,Rd} = 55,34 \text{ MN.m}$$

Les contraintes du tableau ci-dessous sont calculées par sommation des différents états.

La combinaison qui nous donne le moment positif max est :

$$1,35G + 1,35D240$$

Tableau. VI.14. Contraintes dues au moment positif à l'ELU

n	Charge	M_{max}^+ [KN.m]	$\sigma_b = \frac{M_{max}^-}{nw_{arm}}$ [MPa]	$\sigma_s = + \frac{M_{max}^+}{W_a}$ [MPa]	$\sigma_i = - \frac{M_{max}^+}{W'_a}$ [MPa]
∞	PP	10068,057	0	96,99	-90,21
18	CCP	2705,78	0,67	7,10	-20,25
6	D240	9439,48	3,5	7,26	-66,71
Σ			4,17	-111,35	-177,17

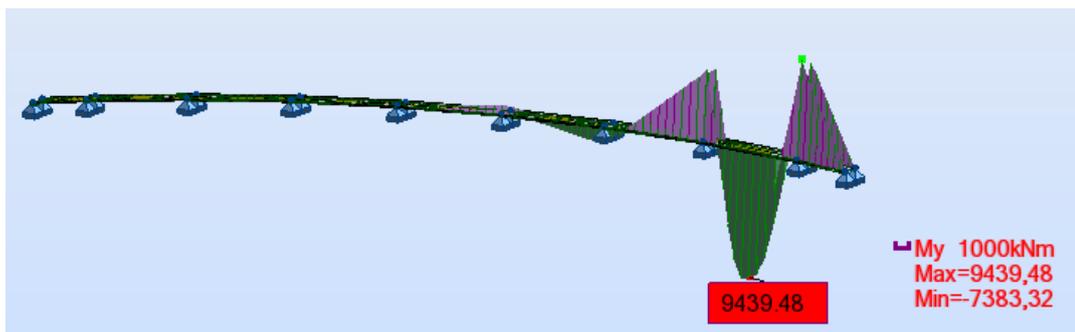


Figure. VI.32. Diagramme du moment fléchissant sous D240

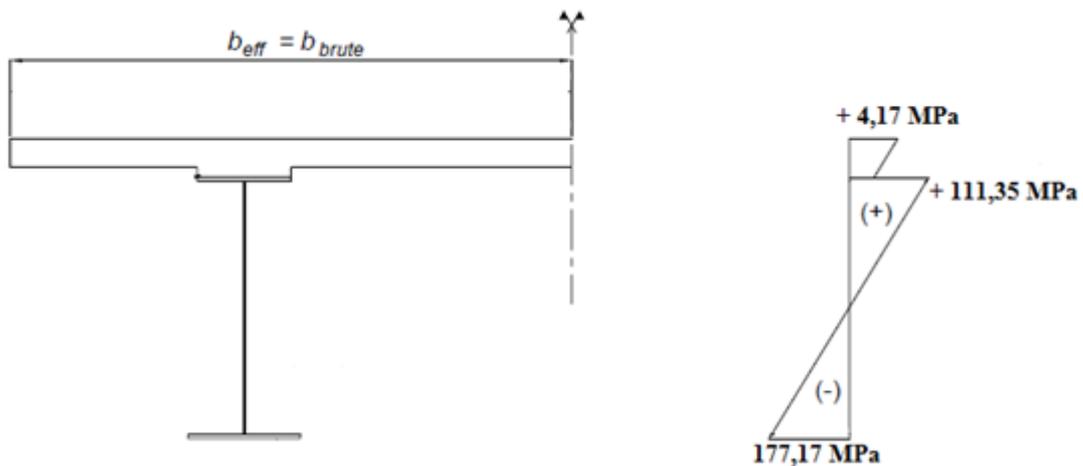


Figure. VI.33. Diagramme des contraintes dans la section en travée

On constate que :

$$\sigma_b = 4,17 \text{ MPa} < f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 111,35 \text{ MPa} < \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 117,17 \text{ MPa} < \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 335 \text{ MPa}$$

$$\text{Et on a : } M_{Ed} = 23,15 \text{ MN.m} < M_{pl,Rd} = 55,34 \text{ MPa.}$$

8. Justification des sections mixtes aux ELS [13]:

La justification des sections à l'ELS se fait par une analyse élastique (classe 1,2 ou 3) ou par une analyse élastique réduite (classe 4).

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.

8.1.1. Effets du retrait :

Comme la dalle est liée rigidement à la structure métallique, le béton de la section mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, en y engendrant 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 :

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_b}{S \cdot I_m} (I_a + b \cdot d \cdot S)$$

- Contrainte de traction dans la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_i = \frac{-\varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_b}{S \cdot I_m} (b \cdot d' \cdot S - I_a)$$

Avec :

$$\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4} \text{ (déformation due au retrait du béton),}$$

d et d' : distances des fibres supérieures et inférieures de la poutre en acier par rapport à son centre de gravité G_a respectivement.

Sur appui : $\sigma_{arm} = 3,77$ MPa ; $\sigma_s = 2,3$ MPa ; $\sigma_i = -0,61$ MPa

En travée : $\sigma_b = 1,55$ MPa ; $\sigma_s = 54,27$ MPa ; $\sigma_i = -3,54$ MPa.

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, et 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 :

- Contrainte dans le béton : $\sigma_b' = \frac{1}{3} \sigma_b$

- Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier : $\sigma_s' = \frac{1}{3} \sigma_s$

- Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier : $\sigma_i' = \frac{1}{3} \sigma_i$

Sur appui : $\sigma_b' = -1,26$ MPa ; $\sigma_s' = -0,77$ MPa ; $\sigma_i' = 0,2$ MPa

En travée : $\sigma_b' = 0,52$ MPa ; $\sigma_s' = 18,09$ MPa ; $\sigma_i' = -1,18$ MPa.

8.2. Evaluation des charges à l'ELS:

Tableau. VI.15. Sollicitations dues aux charges et surcharges à l'ELS

Charges	Sollicitations à l'ELS		
	Moments fléchissant extrêmes [KN.m]		Effort tranchant [KN]
	Moment positif	Moment négatif	T_{max}
PP	7457,82	- 13090,31	1577,68
CCP	2004,28	- 3441,91	455,21
D240	6992,21	- 4538,73	912,39

8.3. Vérification des contraintes normales:

Les vérifications des contraintes normales donnant le moment maximum seront comme suites :

$$-\sum \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$-\sum \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 335 \text{ MPa}$$

$$-\sum \sigma_{arm} \leq \bar{\sigma}_{arm} = 0,8 f_e = 320 \text{ MPa.}$$

8.3.1. Sous moment négatif :

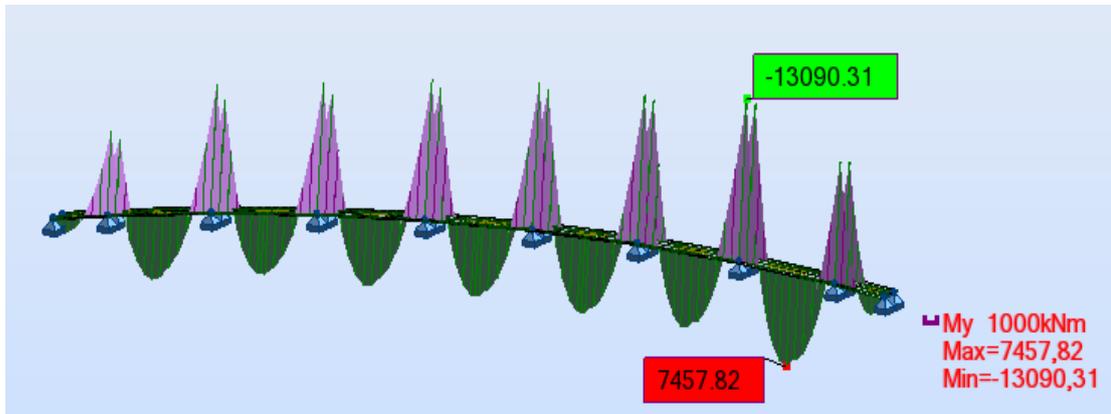


Figure. VI.34. Diagramme du moment fléchissant sous PP

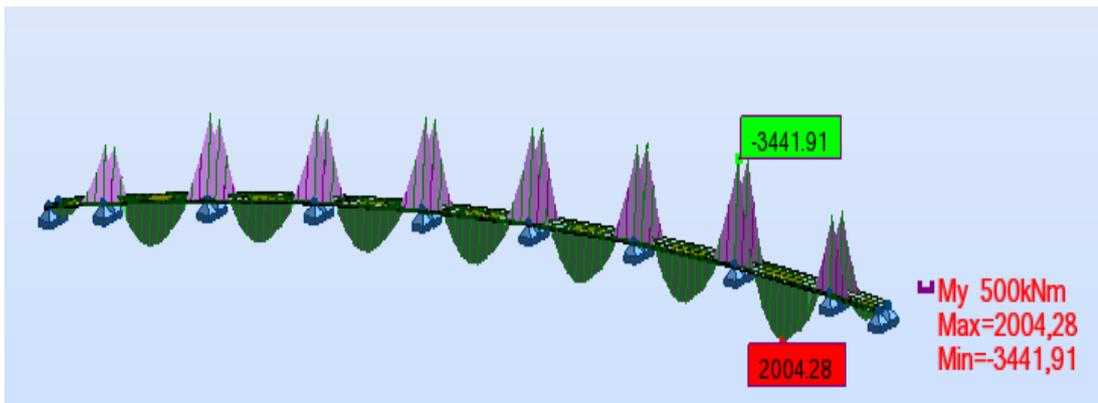


Figure. VI.35. Diagramme du moment fléchissant sous CCP

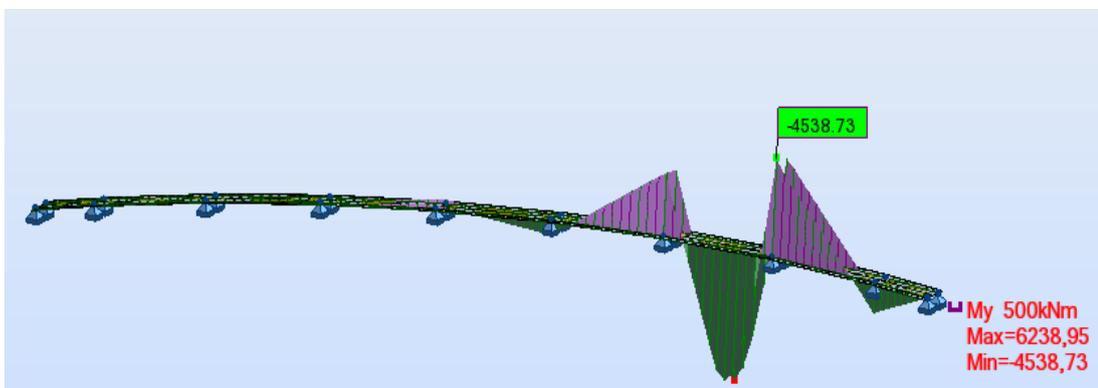


Figure. VI.36. Diagramme du moment fléchissant sous D240

La classe de la section est de classe 3, la vérification se fait par une analyse élastique.

Tableau. VI.16. 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]	$\sigma_i = -\frac{M_{max}^-}{W'_a}$ [MPa]
∞	PP	-13090,31	-112,94	- 85,50	79,53
18	CCP	- 3441,91	- 29,59	- 22.31	21,43
15	Retrait	-	3,77	2,42	- 0,5
	Température	-	- 1,26	- 0,81	0,17
6	D240	- 4538,73	- 38,69	- 28,95	29,57
Σ			- 178,71	- 135,15	+ 130,2

$$\sigma_{arm} = 178,71 \text{ MPa} < 320 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 135,15 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 130,2 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa}$$

✓ Contraintes normales vérifiées.

8.3.2. Sous moment positif :

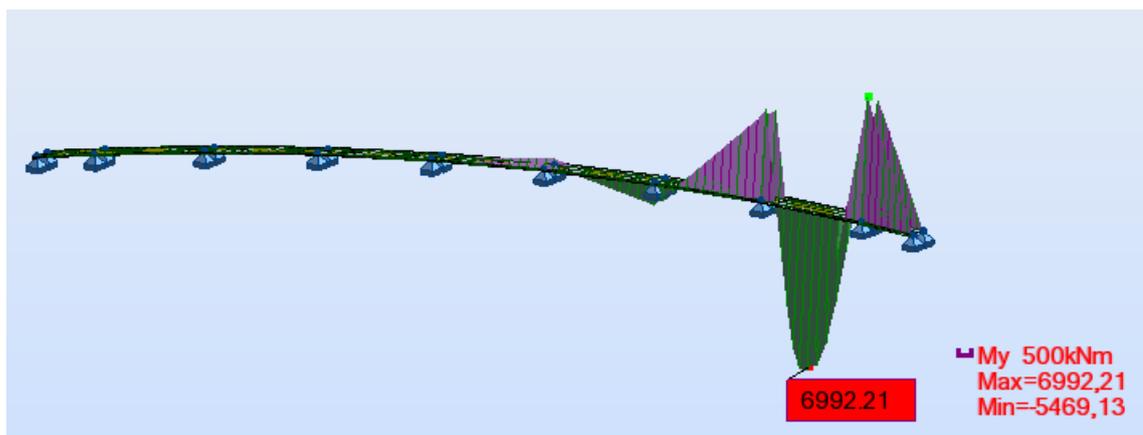


Figure. VI.37. Diagramme du moment fléchissant sous D240

La section est de classe 1, la vérification se fait par une analyse élastique.

Tableau. VI.17. Contraintes 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]	$\sigma_i = -\frac{M_{max}^+}{W'_a}$ [MPa]
∞	PP	7457,82	0	71,85	-66,83
18	CCP	2004,28	0,50	5,26	-15,00
15	Retrait	-	1,55	54,27	-3,54
	Température	-	0,52	18,09	-1,18
6	D240	6992,21	2,59	5,38	-49,41
Σ			5,16	154,85	135,96

$$\sigma_b = 5,16 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 154,85 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 135,96 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa.}$$

✓ Les contraintes normales sont vérifiées.

8.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

L'effort tranchant est pratiquement repris par l'âme de la poutre, on doit vérifier

$$\text{que : } \tau_{\max} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\gamma_{M,ser} \sqrt{3}} = 200 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement maximale de l'âme est donnée par :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{S_{\text{âme}}} = 22,81 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 200 \text{ MPa.}$$

✓ La contrainte de cisaillement est vérifiée.

8.5. Calcul des déformations (flèches) :

Pour assurer un bon confort, pour l'utilisateur et une bonne esthétique, on sera amené à limiter la flèche à une valeur admissible.

➤ Flèche admissible :

Le calcul de la flèche admissible répond à des normes tributaires du type de confort voulu.

Pour les ponts routiers cette flèche a pour valeur entre $\left(\frac{L}{500} \text{ et } \frac{L}{300}\right)$

On calcule les flèches pour les sollicitations suivantes :

CP, CCP, surcharges de trafic (cas le plus défavorable D240) en utilisant le logiciel de calcul robot, les résultats correspondants sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau. VI.18. Valeurs des flèches

Cas de charge	La flèche [cm]	
	Travée $L=27,5\text{ m}$ $(f_{adm} = \frac{L}{300} = 9,17\text{ cm})$	Travée $L=50\text{ m}$ $(f_{adm} = \frac{L}{300} = 16,67\text{ cm})$
PP	0,3	5,8
CCP	0,3	2,4
D240	1,7	6,4
Σ	2,3	14,6
Etat	vérifié	vérifié

Remarque : Les diagrammes de la flèche sont donnés en annexe.

9. Calcul des connecteurs à L'ELU [1] :

On utilise des goujons à tête ronde :

$\varnothing=22\text{ mm}$; $h=200\text{ mm}$; la limite élastique garantie : 275 MPa

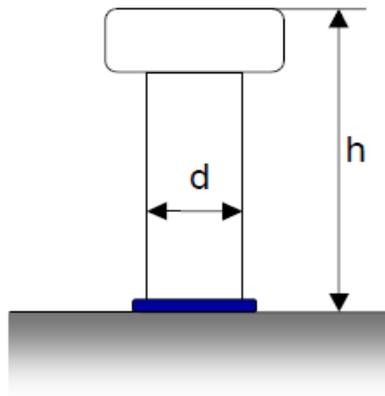


Figure. VI.38. Goujons à tête ronde

On distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteurs :

La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$R_1 = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 83586,8 \text{ N.}$$

La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$R_2 = 0,29 \cdot d^2 \cdot \sqrt{E_i \cdot f_{bu}} = 106991,94 \text{ N.}$$

E_i : module d'élasticité du béton,

f_{su} : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon (275 MPa),

f_{bu} : résistance ultime à la compression du béton (17 MPa),

h : hauteur du goujon,

d : diamètre du goujon.

La résistance de calcul à l'état limite ultime d'un connecteur, notée R_d , est obtenue à partir de ces formules en prenant :

$$R_d = \min (R_1, R_2) = 83580,8 \text{ N.}$$

$$D'où : R_d = 8,35 \text{ t.}$$

➤ **Acier :**

L'effort de cisaillement en état limite ultime est calculé entre sections remarquables.

Section remarquable : est la section limitée par le moment positif maximal de chaque travée et les sections sur appui.

Dans notre cas la section remarquable se trouve à mi-travée.

$$F_A = \frac{\sum A \cdot \sigma_i}{1,05} = \frac{345 \times (0,02 \times 2) + 335 \times (0,05 \times 0,9 + 0,05 \times 1)}{1,05} = 45,62 \text{ MN}$$

$$F_A = 4562,5 \text{ t.}$$

➤ **Béton :**

$$F_B = \frac{0,85 \times 1,679 \times 30}{1,5} = 28,54 \text{ MN}$$

$$F_B = 2854,3 \text{ t}$$

Donc :

$$F_{\max} = F_A = 4562,5 \text{ t}$$

$$N = \frac{4562,5}{8,35} = 546,4$$

On prend 547 goujons par demi-poutre.

Soit par poutre : **547 x 2 = 1094 goujons.**

10. Vérification des raidisseurs transversaux [16]:

Les montants doivent posséder une rigidité suffisante pour fournir aux panneaux d'âme des appuis linéaires fixes selon la théorie du voilement élastique.

Les raidisseurs situés au droit des appuis doivent de plus être capables de transmettre les réactions des appuis dans l'âme de la poutre principale. Pour assurer cette fonction, leur stabilité au flambage doit aussi être vérifiée.

Dans notre cas on a opté pour des raidisseurs constitués de deux demi-HEB 200 en acier S355 (HEB 200 coupé en deux ou équivalent en composé-soudé).

10.1. Rigidité nécessaire :

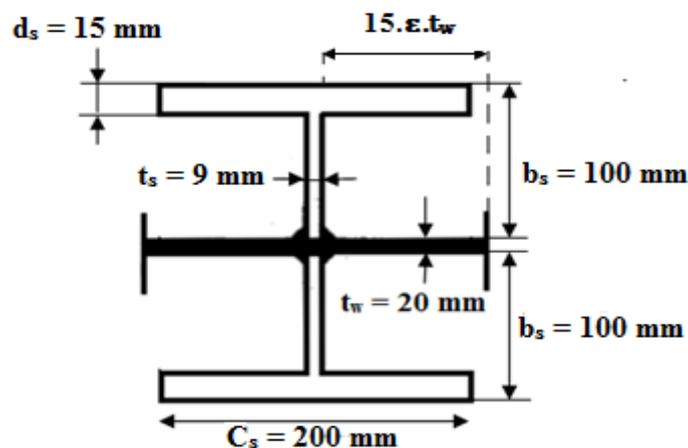


Figure. VI.39. section droite des montants

La rigidité relative du raidisseur, rapportée à la rigidité de l'âme, est donnée par :

$$\gamma_s = \frac{E.I_s}{b.S}$$

Avec :

La rigidité de la plaque pour une largeur unitaire :

$$S = \frac{E.t_w^3}{12(1-\nu^2)} = 153,85 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

L'inertie du raidisseur par rapport à son plan moyen vaut :

$$I_s = \frac{t_s(2b_s+t_w)^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{d_s^3.c_s}{12} + (c_s d_s) \left(b_s + \frac{t_w-d_s}{2} \right)^2 \right) - \frac{t_w t_s^3}{12} = 71,13 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

D'où : $\gamma_s = 24,27$

L'aire relative du raidisseur, rapportée à la section transversale de l'âme, est donnée par :

$$\xi_s = \frac{A_s}{b.t_w} = \frac{7808}{80000} = 0,1$$

Le coefficient d'aspect de l'âme a pour valeur :

$$\alpha = \frac{a}{b} = 0,5$$

$$\alpha \leq 0,5 \Rightarrow \gamma_{s,néc} = 210(\alpha - 0,4)^4 + 7,5 = 7,52$$

$$\gamma_s = 24,27 > \gamma_{s,néc} = 7,52$$

✓ Le raidisseur est suffisamment rigide pour constituer un appui fixe.

10.2. Vérification au flambement :

Si l'élancement réduit $\bar{\lambda} \geq 0,2$, alors le raidisseur doit être vérifié au flambement :

$$N \leq \frac{\chi_{min} N_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Sinon : y'a pas de risque de flambement :

Les montants sont considérés comme encastres dans l'âme, de ce fait la longueur de flambement est égale à :

$$l_k = \frac{l_0}{2} = 1 \text{ m}$$

L'élancement maximal du raidisseur λ est donné par :

$$\lambda = \frac{l_k}{i}$$

Avec :

i : le rayon de giration minimal correspondant à l'inertie I minimale et à l'élancement maximal λ :

$$i = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 9,54 \text{ cm}$$

$$\lambda = 10,48$$

L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ est donné par :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,37$$

D'où :

$$\bar{\lambda} = 0,14$$

Etant donné que $\bar{\lambda} = 0,14 < 0,2$, il n'y a pas de risque de flambement

✓ stabilité au flambage est vérifiée.

11. Conclusion :

Dans ce chapitre, sous l'effet des différentes charges et surcharges, on a déterminé le ferrailage transversal et longitudinal de la dalle, puis on a vérifié la section mixte vis-à-vis des contraintes normales et tangentielles d'une part, et aux phénomènes d'instabilité élastique (voilement et déversement) d'une autre part pour confirmer les dimensions des différents éléments constituant notre ouvrage, prises lors du pré dimensionnement en utilisant des coefficients d'équivalence.

On a aussi vérifié les raidisseurs transversaux vis-à-vis du flambement et on s'est rassuré qu'ils possèdent la rigidité nécessaire pour constituer des appuis fixes.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de dimensionnement est indispensable pour entreprendre une étude de conception d'un pont dans un site donné.

Tout en respectant les règles en vigueur relatives au domaine des ouvrages d'art, on a entamé notre étude par une adaptation de la variante du pont mixte pour la réalisation de notre projet.

En parallèle, on a fixé les caractéristiques des deux principaux matériaux présents dans un pont mixte, à savoir l'acier et le béton, ainsi que le pré dimensionnement de ses différents éléments.

Par ailleurs, la détermination des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel Robot. Une étude en phase d'exécution a été effectuée, où on a pu vérifier les contraintes, la stabilité vis-à-vis du voilement et du déversement des poutres principales en acier. Puis on a entamé une étude en phase de service, où on a calculé le ferrailage complet de la dalle du tablier et on a étudié et vérifié la section mixte aux états limites (ultime et de service). On a clôturé notre étude par la vérification des montants d'appuis comme étant les éléments comprimés vis-à-vis du flambement.

On espère qu'au travers de ce mémoire, on a pu vous faire part de notre passion pour le Génie Civil. Ce travail nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine des ouvrages d'art, et de clôturer notre formation à l'ENP pour mieux affronter les enjeux du métier d'ingénieur, appelé à identifier les solutions les plus économiques, tout en ayant une vaste culture technique.

Bibliographie

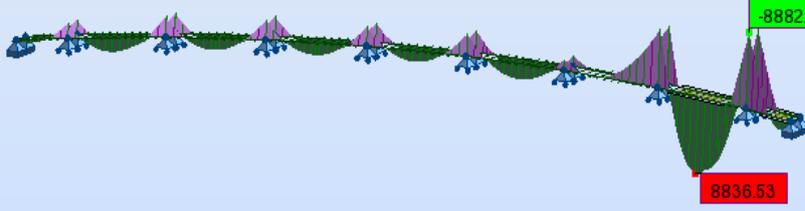
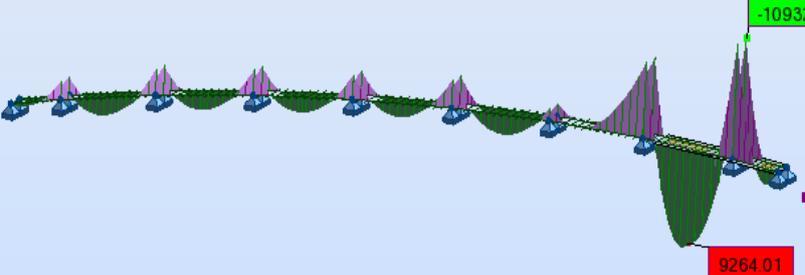
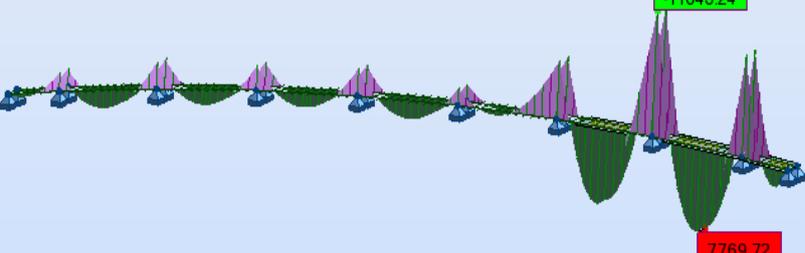
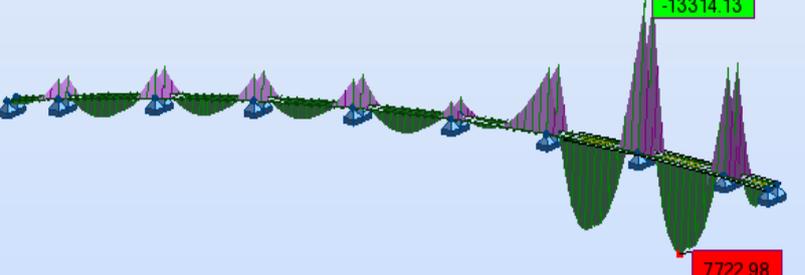
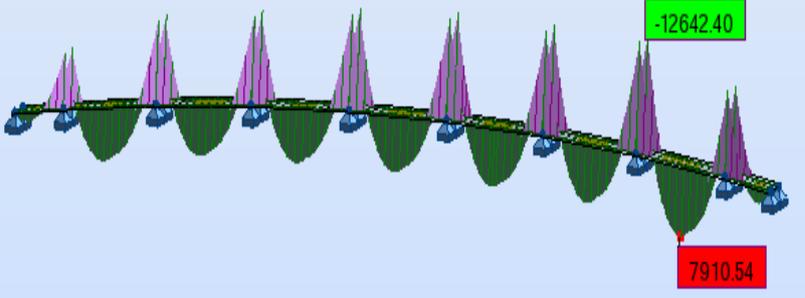
- [1] : J.A.CALGARO et M.VIRLOGEUX « projet et construction des ponts », (janvier 1989)
- [2] : T.G.C de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne V12 « Ponts en acier »
- [3] : Technique de l'ingénieur C2675 « Ponts métalliques, conception générale »
- [4] : Technique de l'ingénieur C2676 « Ponts métalliques, applications spécifiques »
- [5] : Setra 2009 « Guide ponts mixtes »
- [6] : Setra 1990 « Ponts mixtes bipoutre »
- [7] : Notes du cours Pont (5^{ème} année Génie Civil 2012/2013), Ecole Nationale Polytechnique, dirigé par Mme CHERID.
- [8] : Fascicule 61, Titre V « Conception, calcul des ouvrages d'art »
- [9] : 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 »
- [10] : Eurocode 3 et 4 Application aux ponts mixtes
- [11] : D.T.R, 2008 « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route »
- [12] : Eurocode 3 « Calcul des structures en acier et document d'application nationale »
- [13] : D.T.U SETRA, 1989 «Règlement de calcul des ponts mixtes »
- [14] : RPOA 2008
- [15] : Eurocode 4, juillet 2007 « Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale »
- [16] : J.MOREL, 2005 « Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3 et 4».

➤ **Logiciels utilisés :**

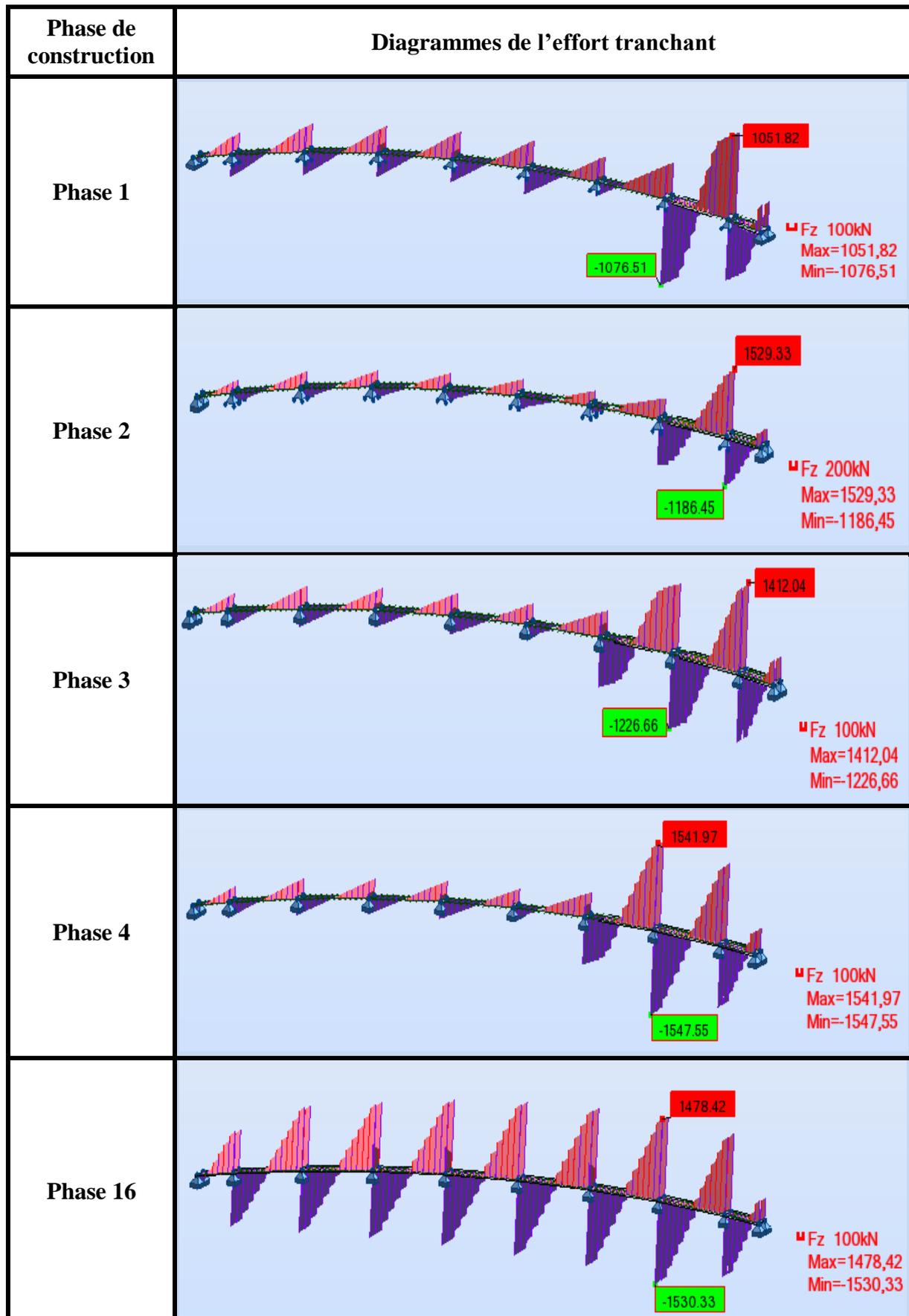
- [17] : Robot Structural Analysis Professional 2013
- [18] : AutoCAD 2008.

Annexe I

1. Diagrammes du moment fléchissant :

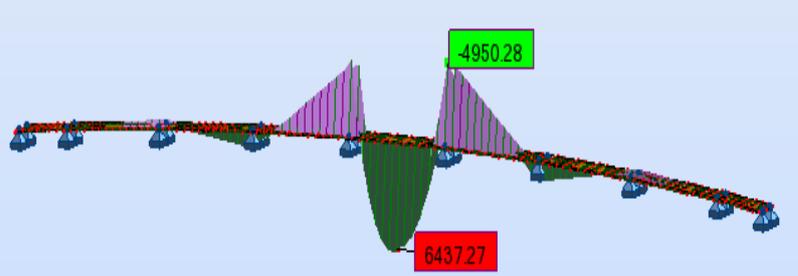
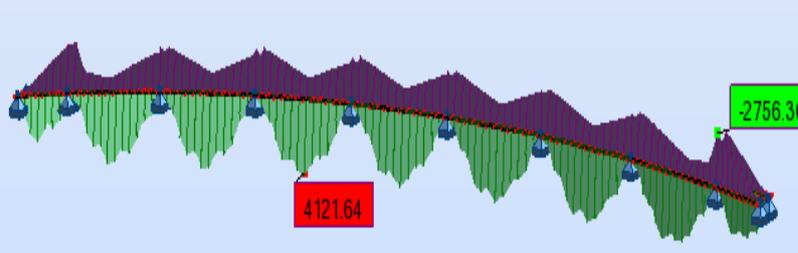
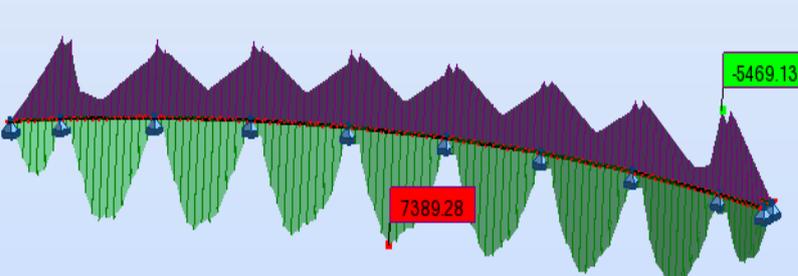
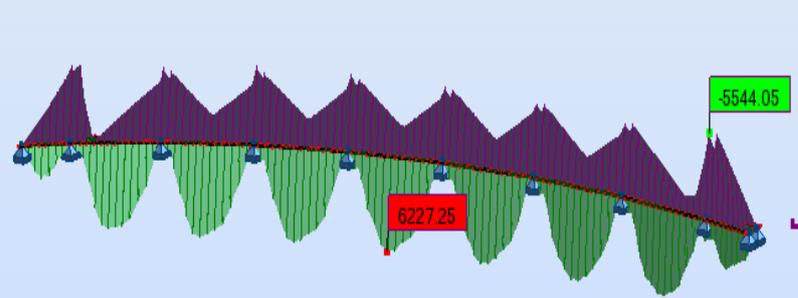
Phase de construction	Diagrammes du moment fléchissant
Phase 1	 <p>My 1000kNm Max=8836,53 Min=-8882,97</p>
Phase 2	 <p>My 1000kNm Max=9264,01 Min=-10932,50</p>
Phase 3	 <p>My 1000kNm Max=7769,72 Min=-11643,24</p>
Phase 4	 <p>My 1000kNm Max=7722,98 Min=-13314,13</p>
Phase 16	 <p>My 1000kNm Max=7910,54 Min=-12642,40</p>

2. Diagrammes de l'effort tranchant :

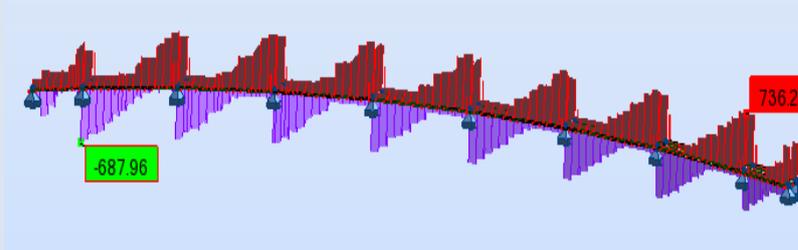
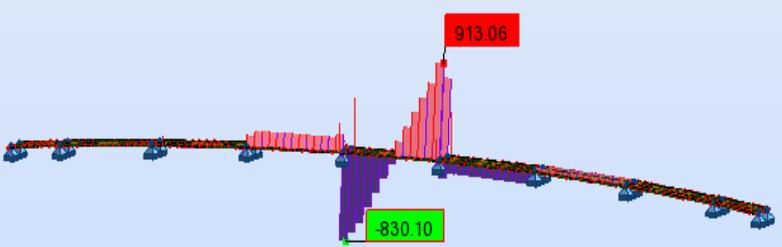
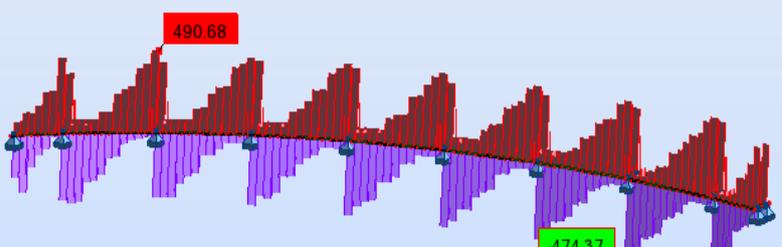
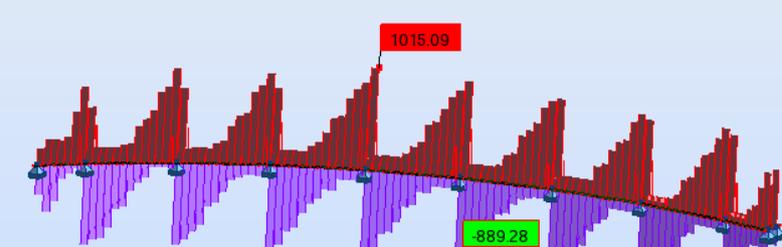
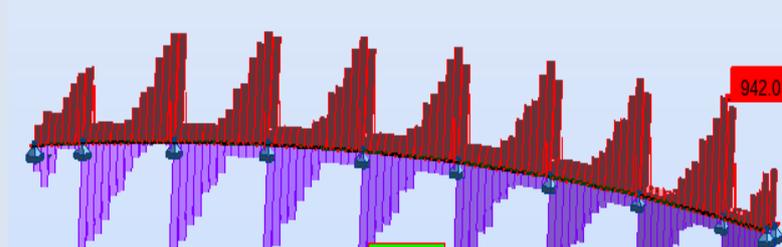


Annexe II

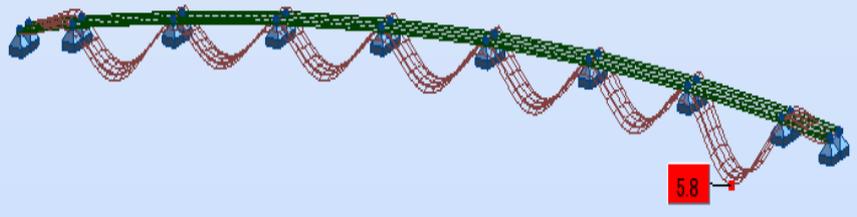
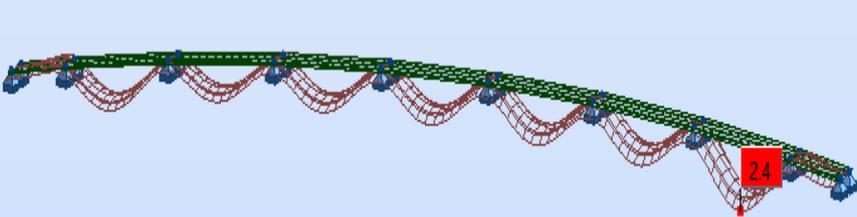
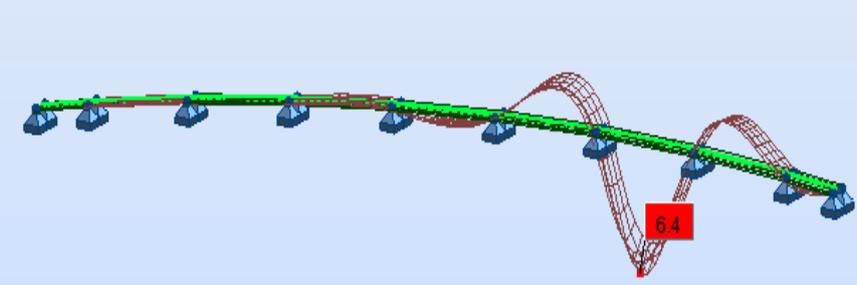
1. Diagrammes du moment fléchissant :

Cas de surcharge	Diagrammes du moment fléchissant
B _c 4V	 <p>My 1000kNm Max=5470,63 Min=-4229,29</p>
A(I)	 <p>My 1000kNm Max=6437,27 Min=-4950,28</p>
M _c 120	 <p>My 1000kNm Max=4121,64 Min=-2756,36</p>
D240	 <p>My 1000kNm Max=7389,28 Min=-5469,13</p>
D280	 <p>My 1000kNm Max=6227,25 Min=-5544,05</p>

2. Diagrammes de l'effort tranchant :

Cas de surcharge	Diagrammes de l'effort tranchant
B _c 4V	 <p data-bbox="1233 600 1361 689"> Fz 100kN Max=736,27 Min=-687,96 </p>
A(I)	 <p data-bbox="1233 947 1361 1025"> Fz 100kN Max=913,06 Min=-830,10 </p>
M _c 120	 <p data-bbox="1233 1272 1361 1350"> Fz 50kN Max=490,68 Min=-474,37 </p>
D240	 <p data-bbox="1233 1630 1361 1697"> Fz 100kN Max=1015,09 Min=-889,28 </p>
D280	 <p data-bbox="1233 1966 1361 2045"> Fz 100kN Max=942,08 Min=-860,19 </p>

Annexe III

Cas de charge	Diagrammes de la flèche
PP	 <p>Diagramme de la flèche due au PP</p> <p>↳ Dép 1cm Max=5,8</p>
CCP	 <p>Diagramme de la flèche due au CCP</p> <p>↳ Dép 0.5cm Max=2,4</p>
D240	 <p>Diagramme de la flèche due au D240 (L=50 m)</p> <p>↳ Dép 1cm Max=6,4</p>
D240	 <p>Diagramme de la flèche due au D240 (L=27,5 m)</p> <p>↳ Dép 0.5cm Max=1,7</p>