

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 (LGSDS)

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Thème

Conception et étude d'un tablier de pont mixte

Réalisé par :
**Mr. AMMOUR
Mahfoud**

Dirigé par :
**Mme D. Cherid
Mme H. Mohabeddine**

Proposé par :
Mr. Meraïen



Promotion : septembre 2008

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

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

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 (LGSDS)

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Thème

Conception et étude d'un tablier de pont mixte

Réalisé par :
**Mr. AMMOUR
Mahfoud**

Dirigé par :
**Mme D. Cherid
Mme H. Mohabeddine**

Proposé par :
Mr. Meraïen



Promotion : septembre 2008

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

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

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes parents,

Mes frères et mes sœurs,

Toute ma famille,

Ainsi qu'à tous mes amis.

Remerciements

Je remercie, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail

Je remercie vivement mes promotrices, Madame CHERID et Madame MOHABEDDINE pour l'aide qu'elles m'ont apporté, pour leurs conseils durant l'élaboration de ce travail.

Je remercie mes très chers parents pour leurs soutiens et leur patience.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner mon travail.

Je voudrai exprimer mon profond respect à tous les enseignants qui m'ont encadré lors de mes études à l'Ecole Nationale Polytechnique.

J'adresse aussi mes remerciements à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

ملخص

الهدف من هذا العمل تصميم و حساب جسر مختلط و هو من النوع المفرط السكون ذو اربع اتجاهات يبلغ طوله 260م و عرضه 15م تحدها حاجز بين امنيين للسلاية يرتكز هذا الجسر على سبعة مساند 5 وسطية و اثنا جانبيين . يتكون من 6 مقاطع 50 م للوسطية و 30 م للجانبين.

اختيار هذا النوع من الجسر تم على اساس مختلف العوامل الطبيعية و الاقتصادية المتعلقة بالمشروع .

نهتم في هذه الدراسة بمعاينة قدرة المشروع على مقاومة مختلف القوى الخارجية المؤثرة عليه و ذلك بحسبنا للاجهادات و مقارنتها بالاجهادات التي بإمكانها تحملها و التاكيد من عدم تعرضه للتواء مع الاخذ بعين الاعتبار بتوصيات CM و BAEL

كلمات مفتاحية : جسر مختلط ، مساند ،

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont routier mixte hyperstatique, à quatre voies de circulation. Sa longueur est de 260 m, sa largeur est de 15 m, il est bordé de deux glissières de sécurité. Le tablier repose sur sept appuis, cinq piles et deux culées.

Cette variante a été choisie sur la base des différentes contraintes imposées, des données naturelles et économiques du projet

Par ailleurs, les sollicitations obtenues par le logiciel Robot Millenium, ensuite on a procédé aux différentes vérifications : cisaillement, voilement et déversement, conformément aux règlements en vigueur.

Mots clés : pont mixte hyperstatique, pile, culée,

Abstract

The aim of this work is the study and the design of a mixed hyperstatic bridge. It has four lanes, its length is 260 m, its width is 15 m bordered of two slides of security. The deck based on seven supports five piers and two abutments

The option was chosen on the basis of the various constraints imposed natural and economic data of the project

Keyword: mixed hyper static bridge, pier, abutment.

Sommaire

Chapitre	page
Introduction	1
Intégration paysagère et architecturale d'un ouvrage d'art	1
Présentation du projet	1

Chapitre I

Conception et Pré dimensionnement

1. Introduction	4
2. Conception de l'ouvrage	4
a) Les données naturelles	4
b) Les données fonctionnelles	6
c) Données économiques	7
2.1. Le Choix du type de l'ouvrage	8
2.1.1. Les variantes envisagées	8
a) Pont à voussoirs préfabriqués à inertie constante par encorbellement successifs	8
b) Bipoutre mixte	8
c) Prévoir un remblaiement	9
2.1.2. Analyse multicritère	9
2.2. Choix du procédé de mise en œuvre	10
a) La variante isostatique	10
b) La variante hyperstatique	10
2.3. Pré dimensionnement du tablier	10
2.3.1. Caractéristiques géométriques	10
3. Conclusion	13

Chapitre II

Pont mixte

1. Introduction	14
2. Description d'un système bipoutre	14
2.1. Le tablier	15
a) Bipoutre mixte à entretoises	15
b) Bipoutre à pièces de pont	15
c) Bipoutre large avec pièces de pont et consoles	16
2.2. Les éléments constitutifs du tablier	16
a) La dalle	16
b) Les poutres principales	17
c) Les pièces de pont en zone courante	17
d) Les entretoises en zone courante	18
e) Les diaphragmes en zone courante	19
f) Les connecteurs	19
g) Les éléments transversaux sur appuis	20
2.3. Le système porteur	20
2.4. Les équipements	20
2.5. Les éléments de protection	21
3. Conclusion	21

Chapitre III

Caractéristiques Des matériaux

1. Introduction	23
2. Béton armé	23
2.1. La résistance à la compression	24
2.2. La résistance à la traction	24
2.3. Module de déformation longitudinale du béton	25
2.4. Contrainte ultime de compression	25
2.5. Coefficient de poisson	26
3. Les aciers	26
3.1. Aciers pour la charpente	26
3.2. Acier pour armature	26
3.2.1 Les caractéristiques de calcul	27
4. Conclusion	28

Chapitre IV

Charges et Surcharges

1. Introduction	28
2. Charges permanentes	28
2.1. Poids propre de la dalle	28
2.2. Charges permanentes complémentaires	29
3. Charges climatiques	29
4. Les surcharges d'exploitation	30
4.1. Détermination de la classe du pont routier	30
4.2. Charges de chaussée	31
a) Système de charge A	31
b) Système de charges B	34
c) Surcharges militaires	36
d) Convoi exceptionnel	37
e) Effort de freinage	38
f) Force de frottement parasite des appuis	39

Chapitre V

Étude en phase d'exécution

1. Introduction	40
2. Les différentes étapes de réalisation de pont	40
3. Méthode d'analyse	40
3.1. Modélisation	40
4. Évaluation des sollicitations	45
5. Vérification des contraintes	46
5.1. Contraintes normales	46
5.2. Vérification au cisaillement de l'âme	46
5.3. Vérification du voilement de l'âme	47
5.4. Vérification au déversement	49
6. Conclusion	51

Chapitre VI

Etude en phase de service

1. Introduction	52
2. Dimensionnement de la dalle en béton armé	53
2.1. Fonctionnement	53
2.2. Dimensionnement transversal de la dalle	53
3. Combinaisons aux états limites	55
3.1. État limite ultime ELU	55
3.2. État limite de service ELS	56
4. Calcul du ferrailage dans la section transversale	56
4.1. La section S2	56
4.2. La section S1	58
5. Vérification des armatures minimales	59
6. Calcul des armatures longitudinales	59
Schéma de ferrailage de la dalle	60
Etude de la section mixte	60
Caractéristiques géométriques des sections d'acier et de béton	60
8. Calcul de la section mixte	63
8.1. Hypothèses de calcul	63
8.2. Détermination des caractéristiques géométriques	63
8.3. Détermination des effets des sollicitations internes	66
8.4. Vérification des contraintes	67
8.5. Vérification à L'ELU (Justification des poutres mixtes)	82
8.6. Détermination du raidissage vertical des poutres principales	86
8.9. Calcul des déformations (flèches)	87
9. Conclusion	89
Conclusion générale	90
Bibliographie	91
Annexes	

La liste des figures

- Fig.1. Vue générale du viaduc.**
- Fig.2. Situation du viaduc dans la rocade.**
- Fig. I.1. Vue topographique du site d'implantation.**
- Fig. I.2. Coupe géologique du terrain.**
- Fig. I.3 .Vue du profil en long.**
- Fig. I.4. Voussoir préfabriqué.**
- Fig. II.1. La distribution des contraintes dans la section mixte.**
- Fig. II.2 .tablier à entretoises.**
- Fig. II.3. Tablier à pièces de pont.**
- Fig. II.4 .Assemblage de pièce de pont-montant.**
- Fig. II.5. Assemblage entretoise – montant.**
- Fig. II.6. Montant et entretoise.**
- Fig. II.7. Assemblage diaphragme – montant.**
- Fig. II.8. Raidisseurs verticaux sur piles.**
- Fig. II.9.les équipements.**
- Fig. II.10. Les éléments de protection – les abords.**
- Fig.III.1. Diagramme contrainte –déformation.**
- Fig. IV.1.coupe transversale du tablier.**
- Fig. IV.2.corniche et dispositif de sécurité.**
- Fig. IV.3. Disposition du système B_c selon le CPS.**
- Fig. IV.4. Disposition du système B_t selon le CPS.**
- Fig. IV.5. Disposition du système de charge M_{c120} selon le CPS.**
- Fig. IV.6 .Disposition du système de charge D selon le CPS.**
- Fig. V.1. Modèle de calcul, vue en 3D.**
- V.2. Coulage de la dalle dans les travées $c1-p1$ et $p1-p2$.**
- Fig. V.3. Coulage de la dalle dans la zone d'appui $p1$.**
- Fig. V.4 .Coulage de la dalle dans la travée $p2-p3$.**
- Fig. V.5. Coulage de la dalle en zone d'appui $p2$.**
- Fig. V 6. Coulage de la dalle dans la travée $p3-p4$**
- Fig. V. 7. Coulage de la dalle dans la zone d'appui $p3$.**
- Fig. V. 8. Coulage de la dalle de la travée $P4-P5$.**
- Fig. V.9. Coulage de la dalle en zone d'appui $p4$.**
- Fig. V. 10.Coulage de la dalle dans les travées $p5-C2$.**
- Fig. V.11. Coulage de la dalle en zone d'appui $p5$.**
- Fig.12. Les contraintes dans l'âme de la poutre.**
- Fig.VI.1. Les sollicitations de la dalle.**
- Fig.VI.2. Section transversale de la dalle.**
- Fig.VI.3. Diagramme de moment du poids propre.**
- Fig.VI.4 .Diagramme de moment de la surcharge B_c .**
- Fig.VI.5. Diagramme de moment des charges annexes.**
- Fig.VI.6 Schéma de ferrailage.**
- Fig.VI.7. Détermination de la largeur efficace.**
- Fig.VI.8 .Calcul des distances L_e entre les points du moment nul.**
- Fig. VI.9.Section de béton.**
- Fig. VI.10 .Section mixte acier béton.**

- Fig. VI.11. Diagramme des moments fléchissant dû aux CP.**
- Fig. VI.12. Diagramme des moments fléchissant dû au ccp.**
- Fig. VI.13 .Diagramme des moments fléchissant dû à la charge A.**
- Fig. VI.14. Diagramme des moments fléchissant dû à la charge Bc.**
- Fig. VI. 15. Diagramme de l'effort tranchant dû à la pp.**
- Fig. VI.16 .Diagramme de l'effort tranchant dû aux CCP.**
- Fig. VI.17. Diagramme de l'effort tranchant dû à la charge A.**
- Fig. VI.18 .Diagramme de l'effort tranchant dû à la charge Bc.**
- Fig. VI.19 .Contraintes dans la section mixte (poutre plus armature passive).**
- Fig. VI.20. Section mixte.**
- Fig. VI. 21 .Coupe de la nouvelle section d'acier.**
- Fig. VI. 22 Position de l'axe neutre plastique.**
- Fig. VI. 23. Diagramme des contraintes à la section mixte.**
- Fig. VI. 24. Raidisseur de l'âme principal.**

Liste des tableaux

- Tableau I.1 .Le domaine de portée des ponts et l'élancement économique.
- Tableau. I.2 .Analyse multicritère.
- Tableau .I.3 . Les largeurs des semelles en fonction de la portée.
- Tableau. I.4. caractéristiques géométriques de la section d'acier.
- Tableau .III.1. Caractéristiques de résistance d'acier pour la charpente.
- Tableau.III.2. : limitation des contraintes admissibles dans l'acier.
- Tableau IV.1. Classe du pont en fonction de la largeur roulable.
- Tableau. IV.2.1. les valeurs de charge A.
- Tableau. IV.2.3. les valeurs de charge A.
- Tableau. IV.2.4. les valeurs de charge A.
- Tableau. IV.2.5. les valeurs de charge A.
- Tableau. IV.2.6. les valeurs de charge A.
- Tableau. IV.2.7. les valeurs de charge A.
- Tableau. IV.2.8. les valeurs de charge A.
- Tableau. IV.2.9. les valeurs de charge A.
- Tableau. IV.2.10. les valeurs de charge A.
- Tableau. IV.4. les valeurs de système Bt.
- Tableau. IV.5. les valeurs de système Bt.
- Tableau. V .1. Le développement des sollicitations.
- Tableau 2. Récapitulatif des contraintes.
- Tableau VI.3. Caractéristiques géométriques.
- Tableau VI.1. Les moments à L'ELU aux sections S1 et S2.
- Tableau VI.2. Efforts tranchants L'ELU aux sections S1 et S2.
- Tableau VI.4. Caractéristiques géométriques de la section de béton.
- Tableau VI.5 .Valeurs de n correspondant aux sollicitations considérées [12].
- Tableau VI.6. Caractéristiques de la section mixte
- Tableau VI.7. Moment fléchissant max positif à L'ELS.
- Tableau VI.7. Moment fléchissant max négatif à L'ELS.
- Tableau VI.8. Effort tranchant maximum
- Tableau VI.9. Vérification des contraintes dues au moment positif à L'ELS.
- Tableau VI.10 .Vérification des contraintes dues au moment négatif à L'ELS.
- Tableau VI.11. Dimensionnement des semelles.
- Tableau VI.12. Caractéristiques de la nouvelle section d'acier
- Tableau VI. 13. Caractéristiques géométrique de la nouvelle section mixte.
- Tableau VI.14. Vérification des contraintes du moment positif à L'ELS.
- Tableau VI.15 .Vérification des contraintes dues au moment négatif pour la nouvelle section à L'ELS.
- Tableau VI. 16 .Caractéristiques de la section d'acier en ajoutant une tôle.
- Tableau VI. 17 .Vérification des contraintes dues au moment négatif lorsqu'on ajoute la tôle.
- Tableau VI. 17 Récapitulatif des contraintes
- Tableau VI. 18 Moment fléchissant à L'ELU (positif).
- Tableau VI. 19 Moment fléchissant à L'ELU (moment négatif).
- Tableau VI. 20 Vérification des contraintes pour le moment négatif à l'ELU.
- Tableau VI. 21 Caractéristiques de la section d'acier on ajoutant une nouvelle tôle.
- Tableau VI. 22 Vérification des contraintes à L'ELU avec la nouvelle section :
- Tableau .VI .23 .Moment d'inertie.
- Tableau VI. 24 .Valeurs de la flèche.

Introduction générale

Introduction

On appelle ouvrage d'art tout ouvrage destiné à s'implanter dans un paysage et lui est intimement lié. Cet ouvrage permet à une voie de circulation de franchir un obstacle, soit naturel (vallée, montagne), soit artificiel (autre voie, canal). Si ce passage se fait par-dessus de l'obstacle, l'ouvrage s'appellera pont, s'il se fait à l'intérieur de l'obstacle, l'ouvrage s'appellera tunnel ou passage sous terrain.

La conception d'un pont consiste en un long travail d'étude visant la conciliation de diverses contraintes; dont l'importance et l'ordre de prééminence varient selon le projet : données naturelles de franchissement, données fonctionnelles de la voie portée, procédés de construction, insertion dans l'environnement, coûts et délai...

Intégration paysagère et architecturale d'un ouvrage d'art

Bien que les considérations d'ordre esthétique soient très subjectives, un projecteur 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.

À l'inverse, on peut même dire qu'un ouvrage est réussi sur le plan architectural dans certains cas, lorsqu'il aide à l'épanouissement touristique de la zone dans laquelle il est implanté.

L'intégration paysagère et architecturale des ouvrages d'art est actuellement correctement prise en compte, des progrès sont encore attendus en matière de préservation du milieu naturel et l'environnement au sens large. Le pouvoir public doit mettre l'accent sur l'importance avec laquelle il y a lieu de considérer les problèmes d'insertion d'un ouvrage d'art dans un site, par une circulaire ministérielle relative à la méthodologie applicable pour l'établissement d'un dossier d'étude d'impact sur l'environnement en matière de projet routier.

Généralement, l'étude d'impact doit présenter :

- Une analyse de l'état initial du site et de son environnement ;
- Une analyse des effets sur l'environnement (sites, paysage, faune, flore, etc.) de l'opération envisagée.
- Les raisons pour lesquelles parmi les parties envisagées, le projet présent a été retenu.
- Les mesures envisagées pour supprimer, réduire si possible, compenser les conséquences dommageables du projet sur l'environnement.

Présentation du projet

Dans le cadre de réalisation de la deuxième rocade autoroutière d'Alger, le présent travail est inscrit dans ce contexte. L'objectif de ce travail est l'étude d'un pont mixte, cet ouvrage fait partie de la rocade et permet l'accès vers d'autres viaducs.



Fig.1. Vue générale du viaduc.

Ce projet a été proposé par l'entreprise nationale des gros ouvrages d'art(ENGOA), il reliera la ville de Boudouaou, à l'Est, à la ville de Zéralda à l'Ouest (fig.1) et (fig.2).

L'ouvrage est un pont routier (viaduc d'accès), il est composé de deux chaussées chacune de 15m de largeur, sa longueur totale est de 260m. Il est composé de 6 travées hyperstatiques, dont la portée des travées intermédiaires est de 50m, et 30m pour les travées de rives.

Notre étude sera effectuée sur la chaussée EST du viaduc (figure ci-dessous) :



Fig.2. Situation du viaduc dans la rocade.

Le tablier repose sur cinq piles de hauteurs différentes 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).

Les appuis en béton armé sont encastrés à la base des semelles de fondations, ces derniers reposent sur des pieux pour assurer la transmission des charges vers une couche géologique stable.

Les poutres principales sont assemblées aux différents systèmes de contreventement in situ par des jonctions boulonnées et par soudage.

Notre travail comporte six chapitres.

En premier lieu on commence par une introduction générale dans laquelle on va donner une définition d'un ouvrage d'art, son intégration architecturale dans le milieu naturel, puis une présentation du projet qui est en cours de réalisation.

Le premier chapitre concerne la conception et le pré dimensionnement, on propose le type d'ouvrage à partir de différentes variantes possibles, en prenant en considération les différentes contraintes imposées.

Le second chapitre donne un aperçu sur les ponts mixtes alliant le béton et l'acier et présente les différents éléments constitutifs.

Le troisième chapitre porte sur 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 a été choisi d'une part. D'autre part, l'évaluation des efforts ainsi que leurs vérifications ont été faites.

Le sixième chapitre comprend le calcul de dimensionnement en phase de service, l'étude de la section mixte durant les différentes phases d'exécution de l'ouvrage, y compris une étude transversale de la dalle.

On terminera notre étude par une conclusion générale.

Chapitre II

Pont mixte

1. Introduction

Les ponts métalliques, principalement les ponts à ossature mixte, occupent actuellement une place importante dans la panoplie des solutions compétitives dans la gamme des grandes portées. Cela est dû à l'amélioration des qualités des aciers de charpente, aux progrès dans la technique de fabrication et de montage, qui ont permis de garantir avec une plus grande fiabilité la durabilité escomptée des ouvrages.

Le succès du pont mixte tient au bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et à l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques. On exploitera:

- La résistance à la compression du béton pour constituer la dalle ;
- La résistance en flexion de l'acier pour former la poutre.

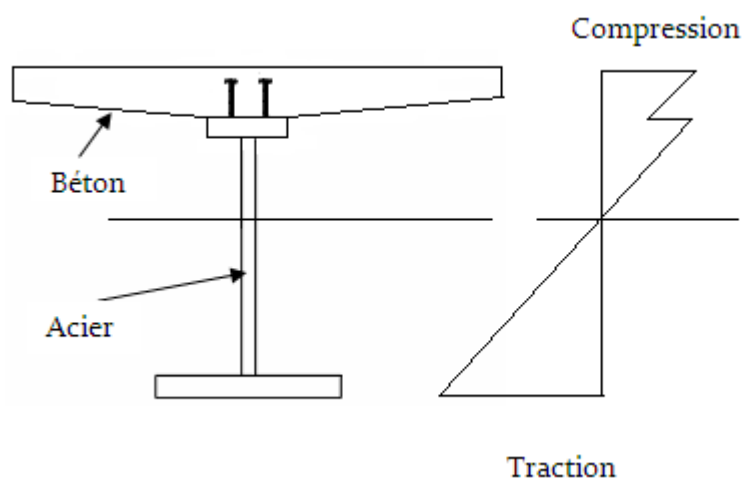


Fig. II.1. La distribution des contraintes dans la section mixte.

Autrement dit, 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). Qu'elle soit connectée ou non à la charpente métallique, la dalle de béton permet d'apporter la raideur nécessaire au pont pour le franchissement d'un véhicule à grande vitesse.

De plus, 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 100 - 120 m. Un pont mixte bipoutre est constitué des éléments principaux qui sont :

- le tablier ;
- le système porteur ;

- les équipements ;
- les éléments de protection et les abords.

2.1. Le tablier

Le tablier bipoutre constitue le tablier métallique le plus simple. Avec une dalle en béton armé(ou platelage) connecté à la poutraison de poutres et de systèmes porteurs. En fonction de la largeur du tablier, les bipoutres mixtes se ramènent à trois modes d'entretoisement [14] :

- Tablier bipoutre mixte à entretoises ;
- Tablier bipoutre à pièces de pont ;
- Tablier bipoutre large avec pièces de pont et consoles.

a) Bipoutre mixte à entretoises

Lorsque la largeur du tablier est inférieure à 13 ou 14 m, on va plutôt utiliser le bipoutre mixte à entretoises. Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier. La dalle repose alors principalement sur les poutres.

La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placées vers la mi-hauteur des poutres et attachées sur les montants afin d'augmenter la stabilité de la structure métallique, pendant la durée de vie du pont (fig. II.2).

Etant donné, que les entretoises sont disposées à mi-hauteur des poutres, il reste un espace vide entre la partie supérieure de l'entretoise et la partie supérieure de la poutre. Cet espace peut donc être utilisé pour un coffrage mobile (lorsque la dalle est coulée sur place). Les entretoises sont espacées d'environ 8 m.

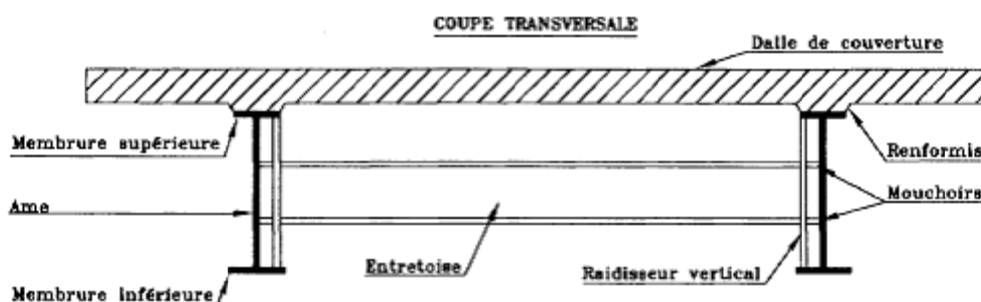


Fig.II.2 .tablier à entretoises.

b) Bipoutre à pièces de pont

Lorsque la largeur du tablier est supérieure à 13 ou 14 m, on va plutôt utiliser le bipoutre mixte à pièces de ponts. Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres devrait augmenter dans les mêmes proportions que la largeur de la dalle. Or, pour ne pas augmenter la hauteur de la dalle, il existe une solution consistant à créer des lignes d'appuis supplémentaires sous la dalle, grâce à des pièces de pont. La dalle repose désormais sur les poutres et sur les pièces de pont distantes d'environ 4 mètres. Cette technique permet de donner une distance entre poutre souhaitée ainsi qu'un encorbellement pouvant atteindre 2,5 m.

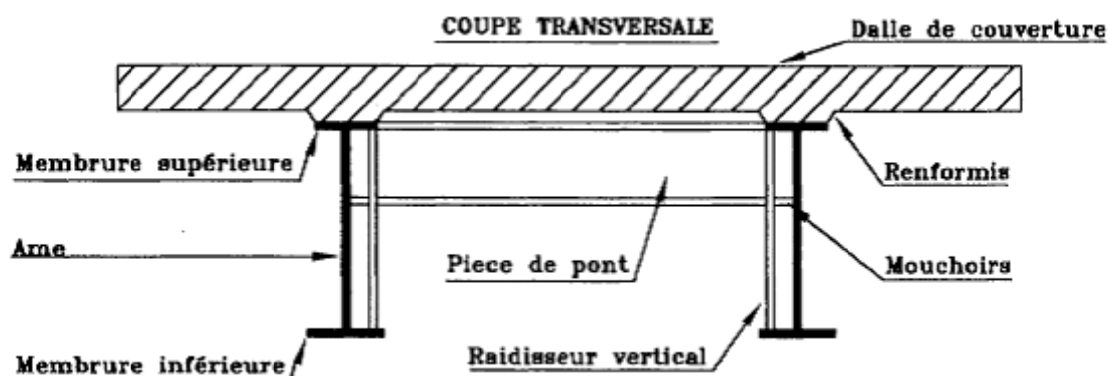


Fig. II.3. Tablier à pièces de pont.

c) Bipoutre large avec pièces de pont et 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.

En effet, il est composé de pièces de pont et dans la continuité de ces pièces de pont, 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.

2.2. Les éléments constitutifs du tablier

a) La dalle

C'est le premier élément de résistance du pont. C'est elle qui porte la chaussée, trottoir, garde-corps... La plupart du temps, elle est en béton armé, mais elle peut également être mixte.

Elle a une épaisseur de 25cm à 40cm (en fonction de sa largeur). Elle porte les couches de revêtement et d'étanchéité. Sa largeur est égale à l'entre axe des poutres principales plus la largeur des trottoirs s'ils existent.

La capacité de la dalle en béton est de résister aux sollicitations de flexion locale. Pour maintenir l'épaisseur de la dalle dans des limites convenables, le seul volet sur lequel il est possible de jouer pour adapter la résistance de la dalle aux sollicitations est son schéma d'appui qui fixe l'écartement entre les poutres et leur mode d'entretoisement.

Afin de diminuer son poids, la dalle de couverture peut être précontrainte transversalement. La précontrainte n'est intéressante que lorsque le tablier a une grande largeur.

La connexion entre la dalle et les poutres se fait avec les connecteurs soudés sur les poutres principales.

b) Les poutres principales

Les poutres portent la dalle auxquelles elles sont connectées par des éléments de fixation. Il existe deux types de poutres :

- les poutres principales placées longitudinalement et qui vont de pile en pile.
- les structures d'entretoisement qui sont placées transversalement par rapport aux poutres principales.

Les poutres principales participent à la résistance en flexion générale de l'ouvrage sous son poids propre et sous les charges d'exploitation. Munies des tôles découpées, elles sont soudées en forme de (I), elles sont constituées de tronçons, d'environ 20m à 25m de longueur ramenés sur chantier. Ces tronçons sont assemblés deux par deux et bout à bout sur une plate forme située dans le prolongement du pont.

c) Les pièces de pont en zone courante

Elles sont composées de tôles soudées, elles ont une section en (I). Leur hauteur est comprise entre (1/10 à 1/15) de la largeur de pont. Elles sont toujours connectées à la dalle. L'assemblage des pièces de pont avec les montants des poutres doit être de type rigide c'est-à-dire capable de résister à des moments de flexion sans déformation excessive (fig. II.4).

Dans les tabliers bipoutres larges (supérieurs à 14m), l'utilisation des pièces de pont permet de porter dans la direction transversale la dalle et de transmettre son poids sur les poutres principales.

La disposition habituelle pour des ponts poutres consiste à associer une dalle avec des pièces de pont espacées de 4m environ ; le ferrailage de la dalle est disposé en majeure partie dans le sens longitudinal puisque les pièces de pont raidissent transversalement la dalle. Fréquemment, les pièces de pont servent aussi de support aux coffrages de la dalle.

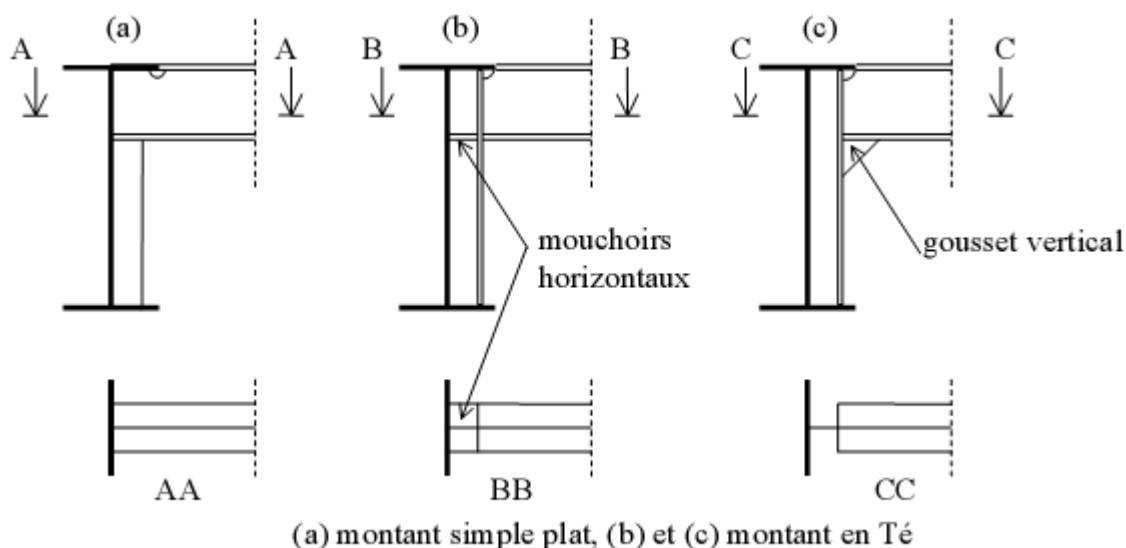


Fig. II.4 .Assemblage de pièce de pont-montant.

d) Les entretoises en zone courante

Lorsque la largeur du tablier est assez faible (inférieure à 14m) le raidissage transversal de la dalle ne nécessite pas l'usage de pièces de pont. Dans ce cas la On utilise des entretoises formées de simples poutres en (I) symétriques.

Elles sont souvent constituées d'un profilé laminé. Les entretoises se positionnent à la mi-hauteur des poutres principales pour être efficaces contre le déversement des poutres pendant le lançage et en service. Une hauteur libre entre la dalle et l'entretoise est nécessaire pour permettre son entretien mais aussi pour permettre le passage du coffrage glissant lors du coulage de la dalle.

L'assemblage d'une entretoise avec le montant est plus facile à réaliser que dans le cas d'une pièce de pont, du fait qu'il n'y a pas d'intersection des membrures. Les assemblages doivent être de types rigides et identiques à ceux des pièces de pont, dans le cas de montant en simple plat (fig. II.5).

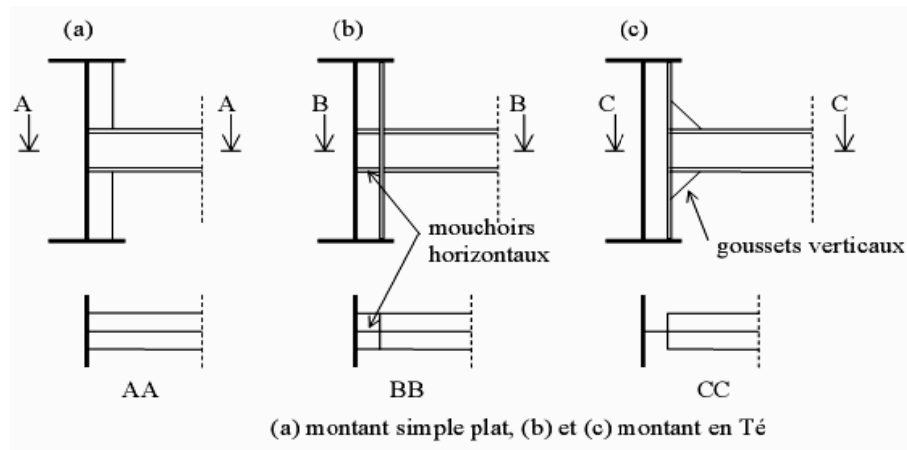


Fig. II.5. Assemblage entretoise – montant.

L'âme de l'entretoise est soudée sur l'âme de la poutre principale et le montant est soudé également sur les deux membrures de l'entretoise (fig. II.6), par un montant en T, les entretoises sont soudées sur la membrure du T. Des mouchoirs ou des goussets permettent de transmettre convenablement l'effort normal de l'entretoise aux montants.

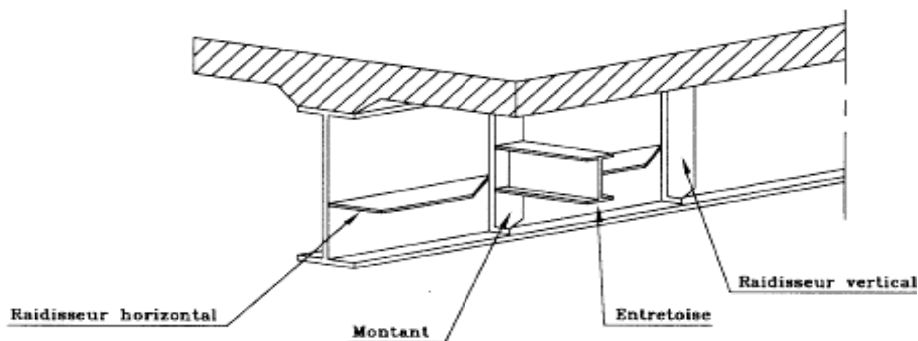


Fig. II.6. Montant et entretoise.

e) Les diaphragmes en zone courante

Les diaphragmes appartiennent à la famille des pièces de pont puisqu'ils sont connectés à la dalle. Mais leurs hauteurs sont plus importantes car ils sont identiques à celles des poutres principales.

Ils ont une forme en (I) et ils sont constitués de tôles soudées à membrures symétriques ou non symétriques. Les membrures supérieures et inférieures des diaphragmes sont soudées directement aux membrures des poutres, tandis que les âmes des diaphragmes sont soudées aux montants.

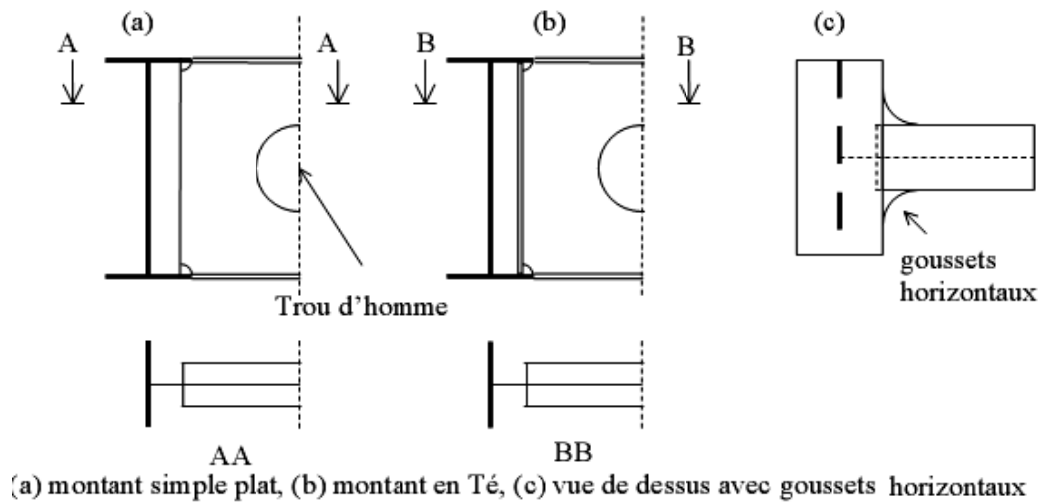


Fig. II.7. Assemblage diaphragme – montant.

Les diaphragmes améliorent la transition des efforts en les dirigeant directement vers les membrures des poutres. Des goussets circulaires horizontaux sont parfois soudés entre les membrures des poutres et des diaphragmes. La transmission des efforts se diffuse alors parfaitement entre les deux semelles, empêchant ainsi toute concentration de contraintes. Ils raidissent l'ensemble de la section du pont et maintiennent les angles droits de la section de la fibre supérieure comme inférieure. Ils contiennent des trous d'homme afin de permettre le passage des agents réalisant les auscultations.

Les membrures supérieures des diaphragmes sont larges pour permettre le positionnement de plusieurs files de goujons. Ils sont généralement utilisés sur les ponts ferroviaires.

f) Les connecteurs

Se sont des éléments intermédiaires qui permettent d'associer la dalle à l'ossature métallique (poutres principales et les pièces du pont). Par ailleurs, ils empêchent le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les connecteurs sont soudés sur les poutres principales et les pièces du pont, ils ont une forme de tige.

g) Les éléments transversaux sur appuis

Les éléments d'entretoisement sur appui transmettent des efforts importants de compression aux appareils d'appuis grâce aux membrures inférieures des poutres sur culée ils doivent être très rigides afin de conserver l'alignement du tablier au niveau du joint de chaussée. Les pièces des ponts maintiennent la plupart du temps les tabliers dans le plan de la voirie accédant aux ponts.

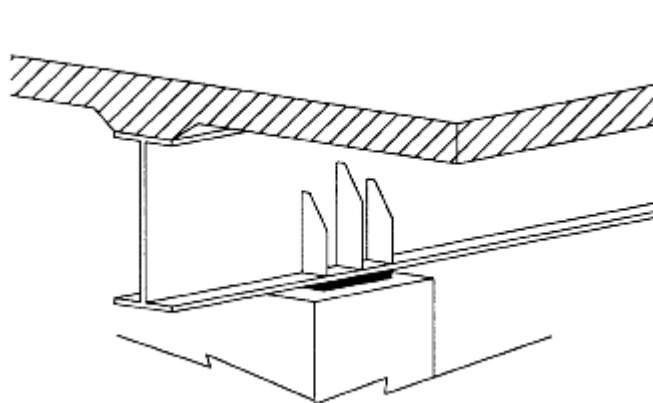


Fig. II.8. Raidisseurs verticaux sur piles.

Les efforts de compression sur appuis requièrent un renforcement des membrures plus importantes qu'une zone courante. La solution classique consiste à la mise en place de deux montants en T de part et d'autre de l'âme de la poutre, pour les mêmes raisons que précédemment en zone courante.

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 sont les culées.
- Les appuis transmettant uniquement des réactions verticales sont les piles.

2.4. Les équipements

Trop souvent considérés comme des accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis à vis des usagers. En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure. Un certain nombre des équipements (étanchéité, appareils d'appuis, joints de chaussées conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

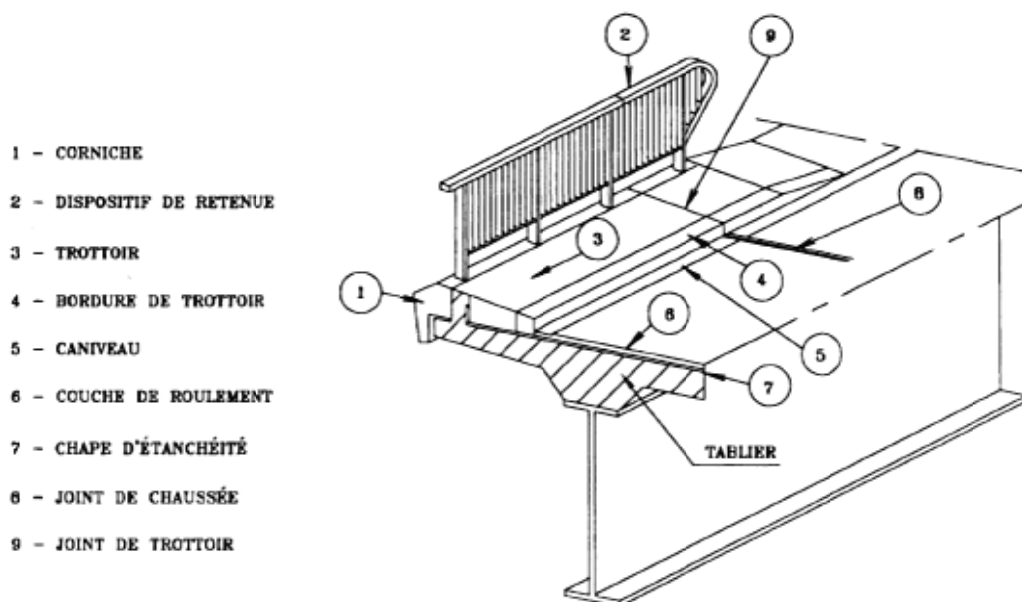


Fig. II.9.les équipements.

2.5. Les éléments de protection

Ils permettent d'assurer la durabilité de l'ouvrage, elles ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, cependant la force est de constater que leur présence n'est pas sans incidence sur l'aspect, la sécurité et la pérennité de l'ouvrage.

Ils en assurent la protection contre les effets de l'érosion par les eaux de ruissellement, mais jouent également un rôle esthétique.

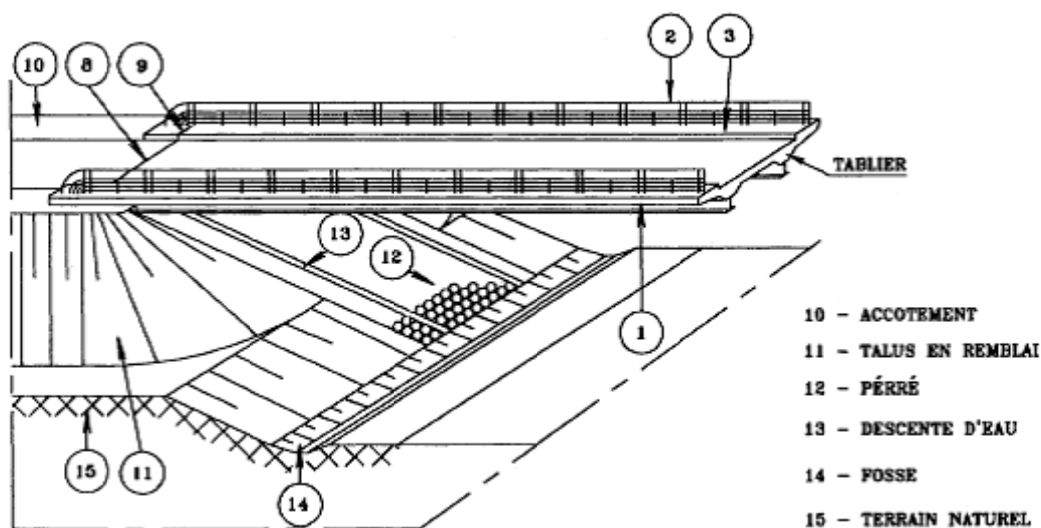


Fig. II.10. Les éléments de protection – les abords.

3. Conclusion

Pour notre ouvrage nous proposons un pont mixte bipoutre à pièces de pont car largeur du tablier est de 15m. La dalle va reposer sur les poutres et sur les pièces de pont distantes de 4 mètres.

Chapitre I

Conception et Pré dimensionnement

1. Introduction

Nous cherchons à déterminer dans ce chapitre, du point de vue technique et économique, le type d'ouvrage, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

2. Conception de l'ouvrage

La conception d'un pont a pour but de rechercher la solution la plus économique respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale. La conception générale des ponts fait intervenir l'ensemble des données qui sont :

➤ Données naturelles

Qu'il faut nécessairement respecter et qu'il n'est pas possible de modifier, qui sont : géotechnique, hydrologique, sismologique....

➤ Données fonctionnelles

- Données relatives à la voie (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Les gabarits à respecter selon l'obstacle à franchir (route, voie ferrée).

➤ Données économiques

a) Les données naturelles

Ce sont l'ensemble des éléments de l'environnement influant sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, on distingue :

➤ Les données topographiques

Il convient de disposer d'un levé aussi précis que possible avec l'indication des lignes du niveau.

Le site d'implantation du projet se trouve selon la carte géographique, entre la ville de Boudouaou à l'Est et la ville de Zéralda à l'Ouest, il traverse trois ensembles géomorphologiques qui sont :

- Les collines Sud de Boudouaou jusqu'à Ouled Moussa.
- La plaine de la Mitidja, à proximité de la bordure de l'Atlas Blidéen.
- Les collines du sahel d'Alger –Koléa.

Le sahel d'Alger est un plateau ondulé et très raviné s'appuyant au nord contre le massif de Bouzaréah, ; l'axe dirigé Est-Nord-Ouest se compose d'une Suite de plateformes étroites et allongées tandis que l'ondulation de direction sensiblement Sud- Ouest formant le ridement de Douéra.

Ces deux lignes d'hauteurs convergent vers Rahmanéa à la plaine de Mitidja par une série de contre forts nombreux et serrés.

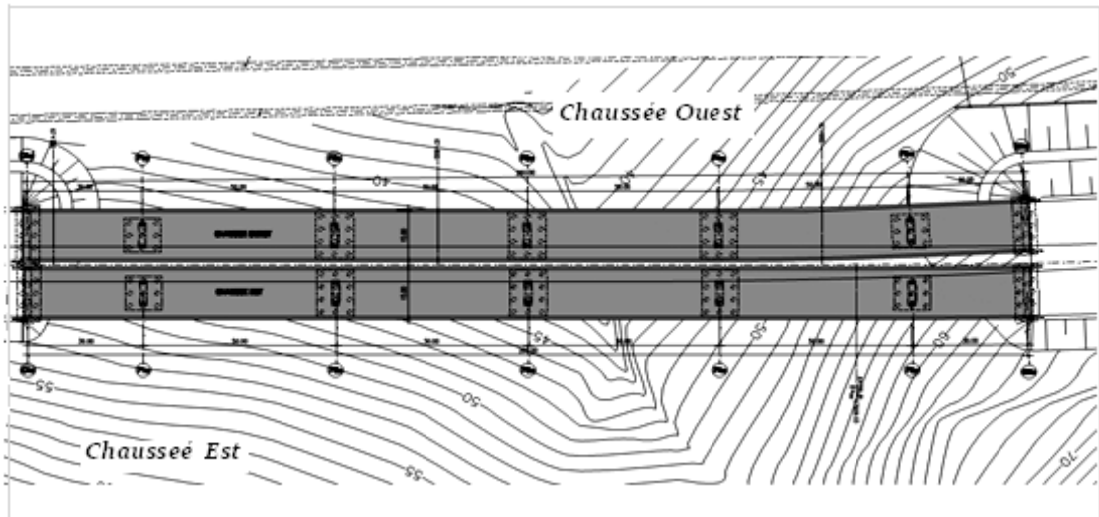


Fig. I.1. Vue topographique du site d'implantation.

➤ Les données géotechniques et géologiques

Le programme de la campagne géotechnique a prévu la réalisation des sondages carottés et essais au laboratoire pour donner un aperçu sur la morphologie de site d'implantation de l'ouvrage dont les résultats sont :

➤ Les données géologiques

Dans son contexte géologique, la région d'Alger est très complexe, du fait qu'il existe un passage brusque des terrains métamorphiques anciens d'âge primaire vers des terrains sédimentaires d'âge tertiaire.

➤ Les données géotechniques

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

Les résultats des essais d'investigation de la campagne géotechnique, ont permis de mettre en évidence un substratum marneux, de couleur gris-verdâtre à grisâtre, peu compacte à compacte, très riche en débris de coquilles et qui apparait à partir de 6 mètres par endroits.

Il est surmonté par des argiles marneuses à sableuses, jaune-verdâtre, légèrement oxydée à oxydée et avec nodule calcaire. Le tout est recouvert par de la terre végétale et des dépôts de remblai (fig. I.2).

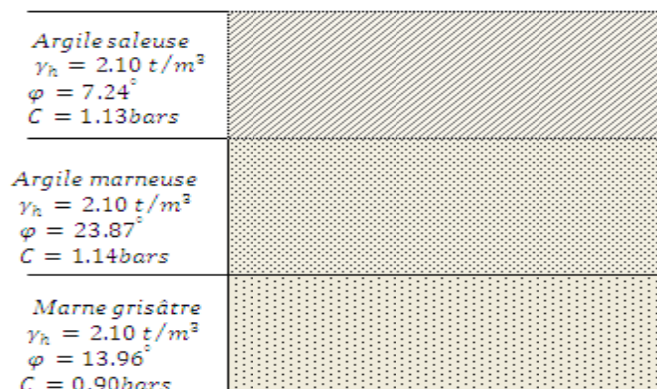


Fig. I.2. Coupe géologique du terrain.

➤ **Les données sismologiques**

En ce qui concerne la sismicité de la région, la région d'Alger est située dans une zone de forte sismicité, classée selon les règlements parasismiques Algériens RPA (version 2003) :

- Zone sismique III ;
- Groupe d'usage 1-B ;
- Sites S2.

➤ **Les données climatiques**

✓ **Le vent :**

L'application de l'article 14 de [5] amène à prendre en considération la valeur de pression du vent suivante: 20 kN/m^2 .

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée et sa pression est appliquée à la surface intéressée des piles et du tablier.

✓ **La température :**

La différence de température prise en compte est: $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$, le coefficient de dilatation du béton armé est égal à : $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$; les variations linéaires de température ont un effet sur le calcul des joints, et des appareils d'appuis.

✓ **La neige :**

Les effets de la neige ne sont pas considérés dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

b) Les données fonctionnelles

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de réalisation de la deuxième rocade d'Alger, cet ouvrage fait partie de la rocade, c'est un viaduc d'accès. Il relie la ville de Boudouaou, à l'Est, à la ville de Zéralda à l'Ouest.

Les données fonctionnelles sont fixées par le maître de l'ouvrage, en tenant compte de ce qui est imposé ou souhaité par les différents services concernés, qui sont :

➤ **Données relatives à la voie portée**

Les caractéristiques fonctionnelles de la voie portée sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

➤ **Le tracé en plan**

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

En plan, l'ouvrage étudié est composé de 6 travées dont la portée est de 50m pour les travées intermédiaires et de 30m pour les travées de rive. La longueur totale est de 260m .

➤ **Profil en travers**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de l'ouvrage est défini comme suit :

Le viaduc OA 67.7 comporte deux chaussées, dont les caractéristiques sont :

- Une largeur totale de 15 m.
- Trois de voies de circulation.
- Une bande d'arrêt d'urgence

➤ **Le profil en long**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles.

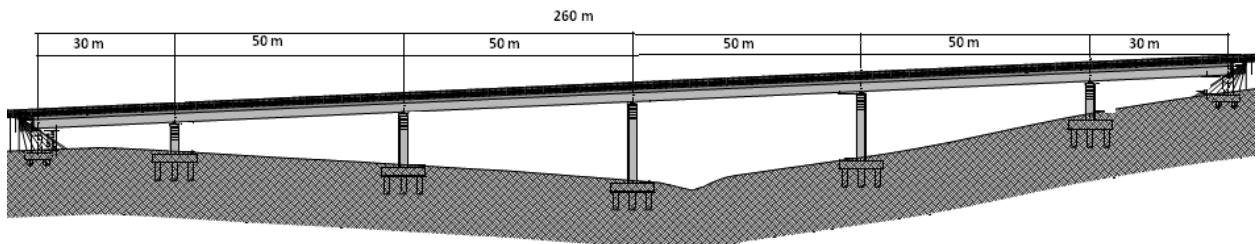


Fig. I.3 .Vue du profil en long.

➤ **Données relatives à l'obstacle franchi**

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie, dans la plupart des cas il s'agit de respecter certaines hauteurs libres.

Généralement la hauteur minimale libre sous ouvrage d'art est de :

- 4.3 m sur l'ensemble du réseau routier national, départemental et communal.
- 4.5 m sur les grandes routes de trafic.
- 4.75 m sur les autoroutes.

c) Données économiques

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur, il est donc nécessaire d'être au courant de toutes les variations des prix.

Tableau I.1 .Le domaine de portée des ponts et l'élancement économique[10].

type du pont	La portée	Elancement économique
Pont dalle en béton armé	Jusqu'à 20m	$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{25}$
Pont poutres en béton précontraint	Jusqu'à 35 m	$\frac{1}{22} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{18}$
Pont métallique	> 50 m	$\frac{1}{24} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{16}$ pour un système en treille $\frac{1}{28} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22}$ pour un système en poutre
Pont caisson	> 50 m	$\frac{1}{22} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{20}$

2.1. Le Choix du type de l'ouvrage

On fait le choix du type de l'ouvrage, en prenant en considération les points suivants :

- Profil en long de la chaussée ;
- Position possible pour les appuis ;
- La nature du sol ;
- Le gabarit à respecter ;
- La brèche de l'ouvrage.

2.1.1. Les variantes envisagées

a) Ponts à voussoirs préfabriqués à inertie constante par encorbellements successifs

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante ; dans le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

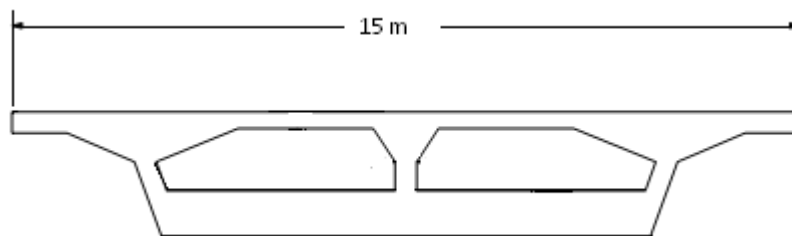


Fig. I.4. Voussoir préfabriqué.

i. Les avantages :

- Ce type de profilé fermé présente une rigidité à la torsion (faible rotation du tablier).
- Possibilité d'assembler des caissons préfabriqués sans échafaudages.
- Pour des travées continues, les ponts caissons sont très recommandés.
- L'esthétique de ce type d'ouvrage.
- La rapidité d'exécution (voussoirs préfabriqués).
- Son coût concurrence avec succès la construction métallique.

ii. Les inconvénients :

- Le poids de l'ouvrage (lourd), exige une bonne assise.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution de sollicitation dans les structures rendues continues.
- L'influence du gradient thermique.

b) pont bipoutre mixte

La dalle est en béton, elle reprend les efforts de compression. Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non-glissement entre le hourdis et la semelle supérieure au profilé est assurée par des connecteurs.

i. Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures
- L'augmentation de la rigidité en flexion.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.

ii. Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout le soudage).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
- instabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

c) prévoir un remblaiement

L'exécution d'un remblaiement revient très cher, sa stabilisation influe sur les contraintes fonctionnelles du projet (durée de réalisation).

2.1.2. Analyse multicritère**Tableau. I.2 .Analyse multicritère.**

solution envisagée	Pont mixte	Pont en voussoir	Exécution d'un remblaiement
Coût	Coûteux	Coûteux	Très coûteux
Entretien	Difficile	facile	pas d'entretien
Esthétique	Mauvaise	bonne	bonne
exécution	Facile	difficile	difficile
Délai de réalisation du tablier de pont	6 mois	13 mois	Très long

Après, passage en revue des trois variantes et tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet, on opte pour la variante pont bipoutres mixte.

2.2. Choix du procédé de mise en œuvre

Le choix entre deux possibilités pour l'ouvrage : **hyperstatique ou isostatique** conduit à distinguer d'une part les critères directs et d'autre part des critères indirects menant à des avantages qui paraissent parfois secondaires mais peuvent être décisifs dans le choix final du projet.

La comparaison des deux variantes peut être effectuée à partir des critères suivants :

1. La fiabilité de l'ouvrage;
2. La durabilité ;
3. La facilité d'adaptation au projet ;
4. La facilité de mise en œuvre ;
5. L'économie.

En se basant sur les critères économique et esthétique et en tenant compte de la méthode de réalisation, nous avons :

a) La variante isostatique

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

b) La variante hyperstatique

- Possibilité de franchir des portées importantes ;
- Moins de joint intermédiaire et moins de plaque d'appuis ;
- Nécessite une main d'œuvre spécialisée ;
- Dégage un grand gabarit.

En comparant les résultats des variantes envisagées, il est clair que la variante hyperstatique avec tablier à ossature mixte acier-béton est la variante la mieux adaptée et la plus avantageuse pour le site étudié. Cet avantage apparaît surtout dans le critère d'impact sur le site, l'ouvrage est peu volumineux et dégage un bon gabarit.

2.3. Pré dimensionnement du tablier

2.3.1. Caractéristiques géométriques

La détermination des caractéristiques géométriques de la poutre principale se fera suivant les règles de pré dimensionnement. [10]

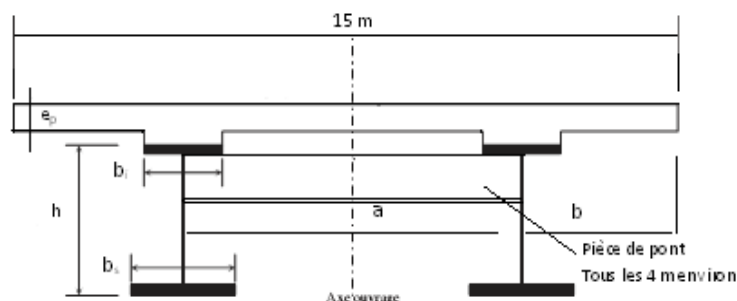


Fig. I.5 .Coupe transversale du tablier.

a) épaisseur de la dalle

On fait le choix de l'épaisseur de la dalle en respectant les points suivants :

- la largeur des encorbellements.
- la présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux...).
- la nature de charge (militaire, lourds...).

Donc les valeurs de l'épaisseur à prendre :

- e_p varie de 21 cm à 35 cm pour la partie en console.
- e_p égale à 35cm à mi travée.

b) Poutre principale➤ **Nombre de poutres :**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur (l) du tablier et l'entre axe (a) [10]

On fixe : $a=9m$

Donc :

$$n = \frac{l}{a} + 1 = \frac{15}{9} + 1 = 2.68$$

Le nombre des poutres : $n = 2$ poutres

$b = 3 m$.

➤ **L'élancement économique :**

L'élancement de la poutre h_w est de [10]

$$\frac{L}{28} \leq h_w \leq \frac{L}{22}$$

On prend :

$$h_w = 2m$$

➤ **L'âme de la poutre :**

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion ;
- Résistance au cisaillement ;
- Flambement ;
- Fatigue ;
- Voilement.

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme [10]

- $t_w \geq 0.005h_w$.
- $\frac{V}{t_w \times h_w} \leq 100 N/mm^2$ en état limite de service
- $t_w \geq 12 mm$ pour les âmes raidies longitudinalement

On prend :

$$t_w \geq 0.005 \times 2 \Rightarrow t_w = 15 \text{ mm.}$$

c) Semelle

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et les charges d'exploitation données par les conditions :

- de résistance.
- d'instabilité.

La condition d'usinage et de voilement local conduisent en général à :

- $400 \leq b \leq 1300$ mm.
- $b/t \leq 30$ pour l'acier d'E360 à l'E355 [5].

Tableau .I.3 . Les largeurs des semelles en fonction de la portée.

Portée (m)	Largeur de la semelle supérieure b_s (mm)	Largeur de la semelle inférieure b_i (mm)
< 30	400	500
30 à 50	500	500 – 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

On prend :

Semelle supérieure : $b_s = 750 \text{ mm}$; $t_s = 40 \text{ mm}$

Semelle inférieure $b_i = 650 \text{ mm}$; $t_i = 60 \text{ mm}$

d) Pièces de pont [10]

- L'espacement : 4m.
- Âme :

La hauteur : $\frac{1}{10}$ à $\frac{1}{15}$ de la portée, soit : 0.4m.

L'épaisseur : 10 à 12mm, soit : 10 mm.

- Membrures :

Largeur : 220 mm à 300 mm pour le déversement lors de bétonnage, Soit : 300 mm.

Épaisseur : environ de 20 mm.

Sont indiquées dans le tableau ci-dessous les caractéristiques géométriques de la section d'acier :

Tableau. I.4. caractéristiques géométriques de la section d'acier.

élément	S_i (mm ²) * 10 ²	y_i (mm)	$S_i \times y_i$ (mm ³) * 10 ⁴	d_i (mm)	$I_{xx\ iG}$ (mm ⁴) * 10 ⁶	$I_{xx\ i}$ (mm ⁴) * 10 ¹⁰
750* 40	300	1980	5940	1063.54	4.00	3.394
650* 60	390	30	117	886.46	11.70	3.066
1900*15	285	1010	2878.50	93.54	8573.75	0.882
Σ	975	-	8935.5	-	-	7.342

Calcul du centre de gravité y_G

$$y_G = Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = 916.46 \text{ mm}$$

$$\hat{v} = y_G = 916.46 \text{ mm}$$

$$V = h - \hat{V} = 1083.54 \text{ mm}$$

$$I_{xx} = 7.34 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Calcul des moments d'inertie

$$I_{xx\ i} = I_{xx\ Gi} + S_i \times d_i^2$$

$$I_{xx\ 1} = 3.394 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx\ 2} = 3.066 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{xx\ 3} = 0.882 \times 10^{10} \text{ mm}^4 .$$

Calcul w, \hat{w}

$$w = I_{xx} / V = 7.34 \times 10^{10} / 1083.54 = 4.00 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$\hat{w} = I_{xx} / \hat{V} = 7.342 \times 10^{10} / 916.46 = 0.8 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

Avec :

I_{xx} : Moment d'inertie de la section.

S_i : Section de l'élément i.

y_G : Le centre de gravité de la section.

w, \hat{w} : les moments résistants de la section.

3. Conclusion

Le choix de la variante pont bipoutre mixte hyperstatique a été fait sur la base d'un passage en revue de différentes variantes et tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet.

Chapitre III

Caractéristiques des matériaux

1. Introduction

En matière de génie civil (acier, béton,...), le choix des matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, on donne ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés :

2. Béton armé

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} , et sa masse volumique normale qui est de l'ordre de 2500 Kg/m^3 .

La résistance à la compression du béton qu'on va utiliser pour la dalle est $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$;

2.1. La résistance à la compression

La résistance du béton à la compression simple est mesurée sur des éprouvettes cylindriques, âgées de 28 jours.

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées de leur dispersion, suivant une loi statique variable.

Pour la dalle :

$$f_{cj} = \begin{cases} 40 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours.} \\ 0.685 f_{c28} \log(j + 1) & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

Pour les appuis :

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0.685 f_{c28} \log(j + 1) & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

2.2. La résistance à la traction

Le béton en général est caractérisé par sa résistance à la compression f_{cj} , mais sa résistance à la traction f_{tj} joue aussi un rôle très important sur son comportement mécanique, c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Les règles BAEL donnent pour un béton âgé de « j » jours la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} .$$

$$\text{donc: } f_{t28} = \begin{cases} 3 \text{ MPa} & \text{pour la dalle.} \\ 2.22 \text{ MPa} & \text{pour les appuis.} \end{cases}$$

2.3. Module de déformation longitudinale du béton « E »

- Module de déformation instantanée :(courte durée)

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa) .$$

Donc :

$$E_i = \begin{cases} 37619.5 \text{ MPa} & \text{Pour la dalle.} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{Pour les appuis.} \end{cases}$$

- Module de déformation différée : (longue durée)

$$E_{tj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \quad (MPa).$$

Donc :

$$E_v = \begin{cases} 12653.80 \text{ MPa} & \text{Pour la dalle.} \\ 11100 \text{ MPa} & \text{Pour les appuis.} \end{cases}$$

2.4. Contrainte ultime de compression

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à Etat limite ultime :

$$F_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} .$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour la situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$ Pour la situation accidentelle.

Le coefficient θ est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{- Lorsque la durée probable d'application de} \\ & \text{D'action considérée est} \quad t \geq 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{- Lorsque} \quad 1 \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{-Lorsque} \quad t \leq 1 \text{ heures.} \end{cases}$$

2.5. Coefficient de poisson ν

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 quand au cas d'un béton fissuré ν devient nul.

On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{Zone non fissurée (ELS).} \\ 0 & \text{Zone fissurée.} \end{cases}$$

3. Les aciers :

Les aciers utilisés dans l'ouvrages sont des aciers passifs :

3.1. Aciers pour la charpente

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales, des diaphragmes de pile et de culée, des raidissements transversaux, des plaques, des remplissages de liaison, présentent les caractéristiques suivantes :

Tableau .III.1. Caractéristiques de résistance d'acier pour la charpente.

Type de profil	Type d'acier	La contrainte Limite élastique f_y (MPa)	La contrainte limite à la rupture f_u (MPa)
Tôles et plaques ($e_p \leq 40\text{mm}$)	S355	355	510
Tôles et plaques ($40\text{mm} \leq e_p \leq 100\text{mm}$)	S355	335	500

3.2. Acier pour armature

Le type des aciers utilisés pour le béton, sont des armatures à haut adhérence de nuance FeE40.

Avec :

Une contrainte limite élastique $f_y = 400\text{MPa}$.

La contrainte de rupture $f_u = 480\text{MPa}$.

3.2.1. Les caractéristiques de calcul

a) La limite d'élasticité

Dans les calculs à l'état limite ultime, on introduit le coefficient de sécurité γ_s , Tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s=1 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s=1.5 & \text{Pour la situation normale.} \end{cases}$$

b) La contrainte limite de traction

Tableau.III.2. : limitation des contraintes admissibles dans l'acier.

Etat de fissuration	ELS	$\eta = 1$ pour RL $\eta = 1.6$ pour HA
Peu nuisible	Rien à vérifier	
Préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$ (MPa)	
Très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$ (MPa)	

c) Module d'élasticité de l'acier

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

d) Diagramme contrainte -déformation

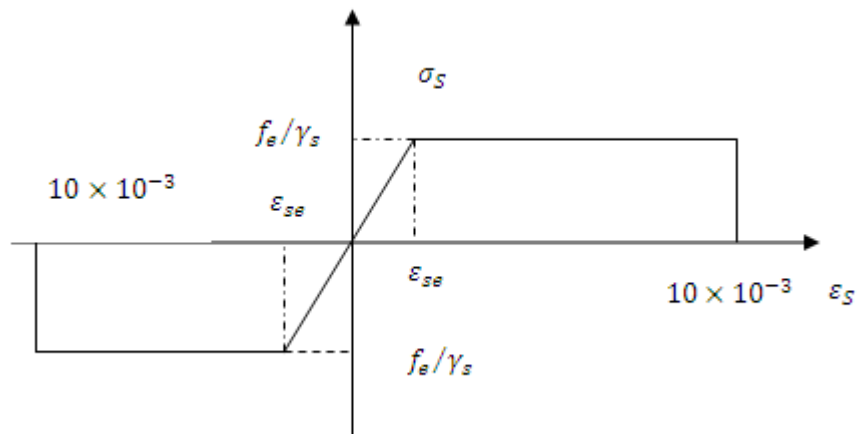


Fig.III.1. Diagramme contrainte –déformation.

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 utilisé a une résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ et une masse volumique de 2500 Kg/m^3 .

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures à haut adhérence de nuance *FeE40*.

Les poutres principales ont été réalisées avec des tôles et des plaques de type *S355* d'épaisseur comprise entre 40 et 100mm.

Chapitre IV
Charges et Surcharges

1. Introduction :

Ce chapitre porte sur l'évaluation des différents types de charges et des surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, telles que les charges permanentes et les surcharges d'exploitations (les charges du trafic et les surcharges des trottoirs).

2. Charges permanentes :

2.1. Poids propre de la dalle :

Pour évaluer la section totale de la dalle, on décompose la dalle comme suit :

- Section (1) : la dalle a une épaisseur constante de 35 cm, sur une largeur de 9 m.
- Section (2) : la dalle a une forme trapézoïdale, l'épaisseur est variable entre (21 cm- 35 cm), sur une largeur de 3m.

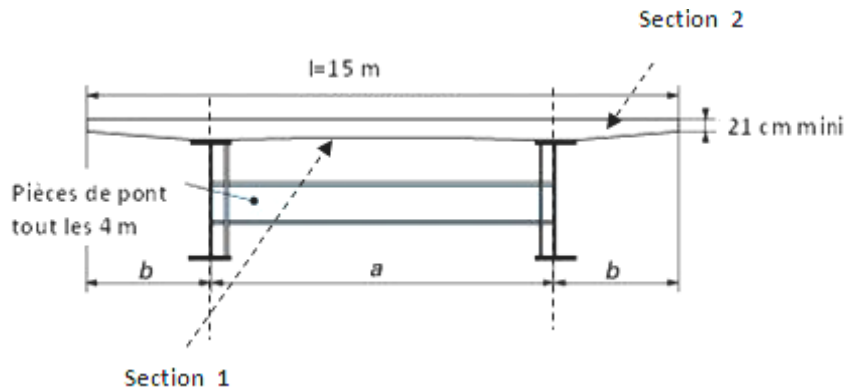


Fig. IV.1.coupe transversale du tablier.

Donc on obtient :

la section(1) a une section égale à $3.67m^2$.

la section(2) a une section égale à $1.8 m^2$.

$$A_{dalle} = 3.67 + 1.87 = 5.54m^2$$

$$P_{dalle} = \gamma_b \times A_{dalle}$$

$$P_{dalle} = 2.5 \times 5.54 = 14 t/m$$

Alors :

$$A_{dalle} = 5.595 m^2$$

$$P_{dalle} = 14 t/m$$

Avec:

A_{dalle} : Section de la dalle.

P_{dalle} : Poids propre de la dalle.

γ_b : Poids volumique du béton ($\gamma_b=2.5t/m^3$).

Alors :

La charge permanente due au poids propre..... $14 t/m$.

2.2. Charges permanentes complémentaires:

a) Corniches

$$A_{corniche} = 0.27m^2$$

$$P_{corniche} = 2 \times 0.27 \times 2.5 = 1.35 t/ml.$$

b) Glissières de sécurité

$$P_{glissieres} = 2 \times 0.15 = 0.3 t/ml.$$

c) Bitumage

$$P_{revetement} = \gamma_{bitume} \times A_{revetement}$$

$$= 0.1 \times 13.5 \times 2.0 = 2.7 t/ml.$$

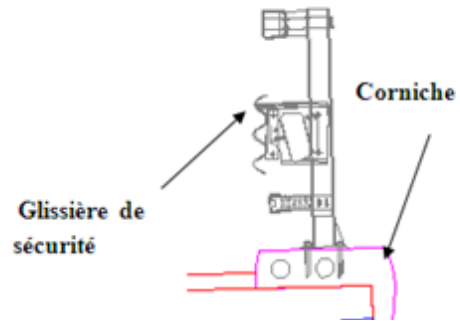


Fig. IV.2.corniche et dispositif de sécurité.

La couche de bitume a une épaisseur de 10 cm.

Avec :

γ_{bitume} : Poids volumique du bitume ($\gamma_{bitume} = 2.0 t/m^3$) ;
 $A_{revetement}$: Section du revêtement.

Alors :

Le poids des charges complémentaires :

Les corniches...	1.35 t/ml
Le bitume	2.7 t/ml
Les glissières de sécurité.....	0.3t/ml
Total	4.35t/ml

D'où le poids total est :

$$p_{total} = P_{dalle} + P_{corniche} + P_{revetement} + p_{glissieres} = 18.35 t/ml$$

Poids propre de la charpente.....76.5 (t/ml)

3. Charges climatiques

3.1. Charge thermique

a) Variations linéaires

La différence de température est prise en compte comme suit: $\Delta T = \pm 30^{\circ}C$; le coefficient de dilatation du béton armé est pris égal à: $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}C^{-1}$. Les variations linéaires de température ont une influence seulement sur le calcul des joints, parce que le tablier n'est pas sollicité de façon significative.

b) Gradient thermique

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'une différence de température entre la dalle en béton et la poutre en acier de $+10^{\circ}C$, avec prise en compte du module instantané de déformation longitudinale du béton.

c) Charge du vent

L'application de [5] amène à prendre en considération la valeur de pression de vent égale à 20 kN/m^2 , le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe frappée.

4. Les surcharges d'exploitation

En ce qui concerne les charges d'exploitation on se rapporte à [5]. Les charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage sont :

Charges routières nominales :

- Système de charge A ;
- Système de charges B (B_c, B_r, B_t) ;

Charges routières à caractère particulier :

- Charges militaires ($M_{c120}, M_{c80}, M_{e120}, M_{e80}$) ;
- Convoi exceptionnel (convoi D et E) ;

Charges sur les trottoirs et les pistes cyclables ;**Charges dues aux effets du séisme et du vent.****4.1. Détermination de la classe du pont routier****a) Largeur rouable (l_r)**

Définit comme étant la largeur comprise entre deux dispositifs de sécurité ou deux bordures.

$$l_r = 15 - 0.5 = 14.5 \text{ m} .$$

b) La largeur chargeable (l_s)

Se déduit de la largeur rouable, en enlevant une bande de $0,50 \text{ m}$ le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

$$\text{Donc } l_s = l_r - 2(0.5) = 13.5 \text{ m} .$$

c) Nombre des voies de circulation

Par convention, une chaussée comporte un nombre de voies de circulation noté (N), égal à la partie entière du quotient par trois de leur largeur chargeable exprimée en mètres.

$$N = E(l_s/3) \quad \text{Excepté pour } 5 \text{ m} \leq l_s < 6 \text{ m} \Rightarrow (N = 2)$$

Donc notre ouvrage comporte 4 voies.

d) Largeur d'une voie

Par convention, la largeur d'une voie de circulation d'une chaussée notée l_v est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voie.

$$l_v = \left(\frac{l_s}{N} \right) = 3.375 \text{ m} .$$

e) Classe du pont

On distingue trois classes de pont, en fonction de leur largeur rouable :

Tableau IV.1. Classe du pont en fonction de la largeur roulable.

Classe du pont	la largeur roulable (l_r)
1	$l_r \geq 7 m$
2	$5.5 m \leq l_r < 7m$
3	$l_r < 5.5 m$

On a :

$l_r \geq 7 m$, donc notre ouvrage est classé dans la 1 ère classe.

4.2. Charges de chaussée

Les différents systèmes de charges susceptibles d'être appliqués sur notre ouvrage sont :

a) Système de charge A

Ce système de charge est applicable à tous les ponts dont les portées unitaires ne dépassent pas 200m, c'est une charge uniforme d'intensité :

$$A = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot A(L).$$

$$A(L) = 230 + 36000/(L + 12) \quad (\text{kg/m}^2).$$

Avec :

L : Longueur chargée en mètre.

α_1 : Coefficient fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

α_2 : Coefficient fonction de la classe du pont et de la largeur de la voie.

Calcul du système de charge A

$$A(L) = 230 + 36000/(L + 12) ;$$

$$A = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot A(L) \cdot N \cdot l_V \quad (A \text{ donnée par unité de longueur})$$

$$\alpha_2 = 1 \quad (l_o = 3.50m, \quad l_V = 3.375m)$$

Les valeurs de α_1 et α_2 sont données dans le tableau.IV.2

Avec :

l_V : Largeur chargeable.

N : Nombre de voies chargées.

On rapporte ci-dessous les valeurs de la charge A en fonction du nombre de voies chargées

Travée: ($L=30 m$)

$$A(30) = 230 + 36000/(30 + 12) = 1087,142(\text{Kg/m}^2).$$

Tableau. IV.2.1. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	3.80
2	1.00	1	7.61
3	0.90	1	10.27
4	0.75	1	10.60

Travée: ($L=50m$)

$$A(50) = 230 + 36000/(50 + 12) = 810.64 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

Tableau. IV.2.2. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	2.84
2	1.00	1	5.67
3	0.90	1	7.66
4	0.75	1	7.90

Travée : ($L = 50 + 50m$)

$$A(80) = 230 + 36000/(100 + 12) = 551.43 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

Tableau. IV.2.3. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	1.90
2	1.00	1	3.86
3	0.90	1	5.21
4	0.75	1	5.37

Travée : ($L = 3 \times 50m$)

$$A(80) = 230 + 36000/(150 + 12) = 452.22 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

Tableau. IV.2.4. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	1.58
2	1.00	1	3.16
3	0.90	1	4.27
4	0.75	1	4.41

Travée : ($L = 4 \times 50m$)

$$A(80) = 230 + 36000/(200 + 12) = 399.81 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

Tableau. IV.2.5. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	1.40
2	1.00	1	2.79
3	0.90	1	3.78
4	0.75	1	3.90

Travée : ($L = 30 + 50m$)

$$A(80) = 230 + 36000/(80 + 12) = 621.30 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

Tableau. IV.2.6. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	2.17
2	1.00	1	4.35
3	0.90	1	5.87
4	0.75	1	6.057

Travée : ($L = 30 + 50 + 50m$)

$$A(80) = 230 + 36000/(130 + 12) = 483,521 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

Tableau. IV.2.7. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	1.69
2	1.00	1	3.38
3	0.90	1	4.57
4	0.75	1	4.71

Travée : ($L = 30 + 3 \times 50$)

$$A(80) = 230 + 36000/(180 + 12) = 417,5 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

Tableau. IV.2.8. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	1.46
2	1.00	1	2.92
3	0.90	1	3.93
4	0.75	1	4.07

Travée : ($L = 30 + 4 \times 50$)

$$A(80) = 230 + 36000/(230 + 12) = 378,76 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

Tableau. IV.2.9. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	1.32
2	1.00	1	2.65
3	0.90	1	3.58
4	0.75	1	3.69

Travée : ($L = 2 \times 30 + 4 \times 50$)

$$A(80) = 230 + 36000 / (260 + 12) = 362,35 (Kg/m^2)$$

Tableau. IV.2.10. les valeurs de charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (tonne/ml)
	α_1	α_2	
1	1.00	1	1.27
2	1.00	1	2.53
3	0.90	1	3.42
4	0.75	1	3.53

b) Système de charges B

Le système de charge B comprend 3 systèmes distincts :

- La surcharge B_c : se compose de camions types.
- La surcharge B_r : se compose d'une roue isolée.
- La surcharge B_t : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux ou tandems.

Surcharge B_c

Elle se compose de camions types de 30 tonnes à trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, dont l'essieu avant de 6 tonnes et les deux essieux arrières de 12 tonnes chacun.

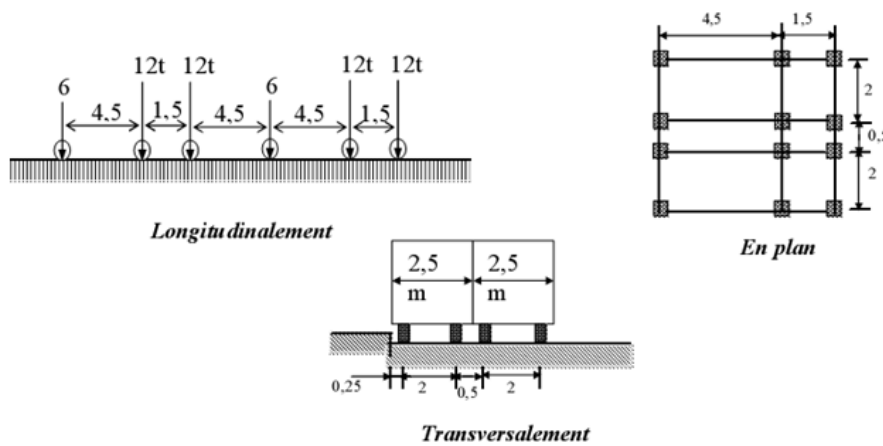


Fig. IV.3. Disposition du système Bc selon le CPS.

Les effets du système B_c , sont multipliés par un coefficient bc fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées.

Tableau. IV.3. 1. Coefficient multiplicateur pour le système BC.

Nombre de files	1	2	3	4	≥ 5
1 ^{ère} classe	1.00	1.10	0.95	0.80	0.70
2 ^{ème} classe	1.00	1.00	/	/	/
3 ^{ème} classe	1.00	0.80	/	/	/

Coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{B_c} = 1 + \alpha + \beta = 1 + 0.4 / (1 + 0.2L) + 0.6 / \left(1 + 4 \frac{G}{S_{B_c}} \right).$$

Avec:

N : Nombre des voies chargées.

G : Poids de tablier considéré.

L : Longueur de tablier chargée.

S_{B_c} : Surcharge due au convoi B_c .

δ_{B_c} : Coefficient de majoration dynamique.

Calcul du système de charge B_c

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

$$S_{B_c} = B_c \times b_c.$$

La travée : ($L = 50m$)

$$G = G_{total} \times L = 18.35 \times 50 = 917.50t.$$

Tableau. IV.3.2. les valeurs de système B_c .

Nombre de voies chargées N	Coefficient de pondération b_c	système de charges B_c (tonne)	S_{B_c}	Coefficient de majoration dynamique δ_{B_c}
1	1.00	$B_{c1} = 60 t$	60	1.046
2	1.10	$B_{c2} = 120 t$	132	1.057
3	0.95	$B_{c3} = 180t$	171	1.063
4	0.80	$B_{c4} = 240t$	192	1.066

Surcharge B_t

Se compose de groupes de deux essieux ou tandems, chaque tandem pesant 16 tonnes, elle est applicable aux ponts de 1ère et 2ème classe.

Disposition

- Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.
- Pour les chaussées à une voie un seul tandem est disposé.
- Pour les ponts supportant au moins 2 voies deux tandems au plus.

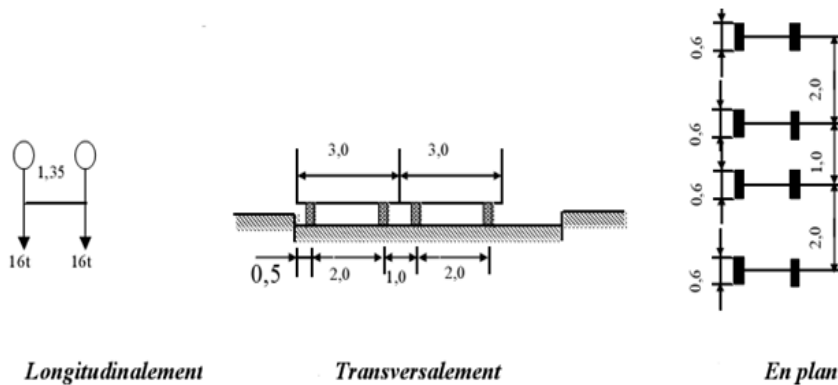


Fig. IV.4. Disposition du système B_t selon le CPS.

De même que pour le système B_c , les effets de ce système seront multipliés par un coefficient b_t fonction de la classe du pont.

$b_t = 1$ pour les ponts de 1ère classe.

$b_t = 0.9$ pour les ponts de 2ème classe.

Calcul du système de charge B_t

$$B_t = 2 \times 16 \times N.$$

$$S_{B_t} = B_t \times b_t.$$

$$\delta_{B_t} = 1 + \alpha + \beta = 1 + 0.4/(1 + 0.2L) + 0.6/\left(1 + 4 \frac{G}{S_{B_t}}\right)$$

Avec :

- N : Nombre des voies chargées.
 - G : Poids de tablier considéré.
 - L : Longueur de tablier chargée.
 - S_{B_t} : Surcharge due au convoi B_t .
 - b_t : Coefficient de pondération pour le système de charge B_t .
- Pour un pont de première classe on a : $b_t = 1$.

Travée : ($L = 50m$)

Tableau. IV.4. les valeurs de système B_t .

Nombre de voies chargées N	Coefficient de pondération b_t	système de charges B_t (tonne)	S_{B_t}	Coefficient de majoration dynamique δ_{B_t}
1	1	$B_{t1} = 32 \text{ t}$	32	1.041
2	1	$B_{t2} = 64 \text{ t}$	64	1.046

c) Surcharges militaires

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, il y a lieu de prendre en compte les effets des véhicules types susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que ceux des systèmes A et B.

-Les camions militaires sont composés de deux classes : M80, M120.

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

Le système Me :

Se compose d'un groupe de deux essieux, chaque essieu pesant respectivement 22 tonnes et 33 tonnes pour les classes M80 et M120.

Le système Mc :

Se compose de véhicules types à chenilles de poids respectifs 72 tonnes et 110 tonnes pour les classes M80 et M120.

Disposition :

- Sens transversal : un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée.
- Sens longitudinal : le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance entre deux véhicules successifs du convoi est limitée à 30.50m.

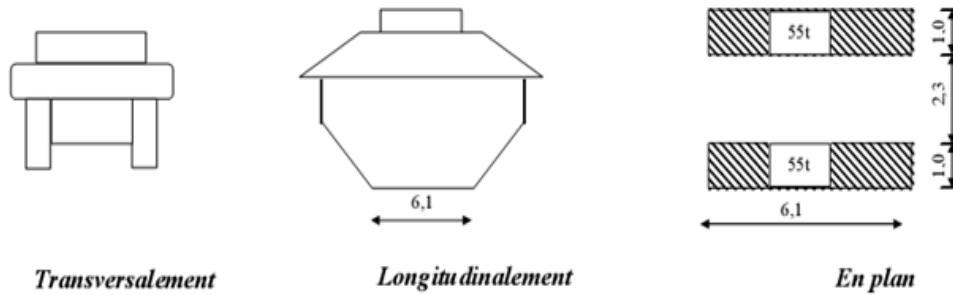


Fig. IV.5. Disposition du système de charge Mc120 selon le CPS.

La distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Donc on dispose un seul véhicule Mc120.

Calcul de surcharge MC120

$$S_{M_{c120}} = 55 + 55 = 110 \text{ t.}$$

$$\delta_{M_{c120}} = 1 + \alpha + \beta = 1 + 0.4 / (1 + 0.2 \times L) + 0.6 / \left(1 + 4 \frac{G}{S_{M_{c120}}} \right).$$

Avec :

G : Poids du tablier considéré.

L ; Longueur du tablier chargé.

$S_{M_{c120}}$: Surcharge due au convoi M_{c120} .

$\delta_{M_{c120}}$: Coefficient de majoration dynamique pour le convoi M_{c120} .

Travée : $L = 50 \text{ m}$

Tableau. IV.5. les valeurs de système Bt.

désignation	S_{MC120}	δ_{MC120}
MC120	110 t.	1.053

d) Convoi exceptionnel D

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois lourds exceptionnels de type D. Ce dernier comporte une remorque de 3 éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 tonnes de poids total.

Disposition

Le poids du convoi D est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargée de 3.2 mètres de large et de 18.6 mètres de longueur.

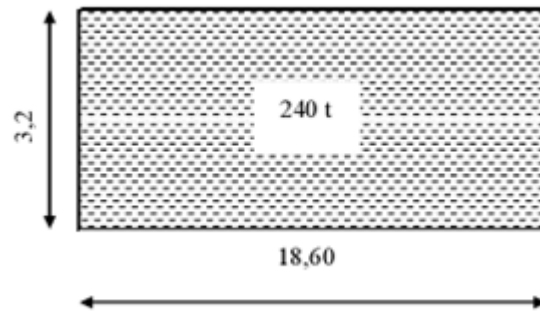


Fig. IV.6 .Disposition du système de charge D selon le CPS.

Pour le chargement un seul cas est considéré : D =240 tonnes.

$$S_D = \frac{240}{18.6} = 12.9 \text{ t/ml}.$$

e) Effort de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et B_c sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation.

Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Calcul l'effort de freinage sous le système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = A \times \Omega / 20 + 0.0035 \times \Omega.$$

$$\Omega = L \times L_v \times N.$$

$$\Omega = 260 \times 3.5 \times 3 = 2730 \text{ m}^2.$$

$$A(260) = 230 + 36000 / (260 + 12) = 0.362 \text{ t/m}.$$

$$F = 0.362 \times 2730 / (20 + 0.0035 \times 2730).$$

$$F = 33.43 \text{ t}.$$

Avec :

Ω : Surface chargée en m².

F: Force de freinage.

Calcul de l'effort de freinage sous le système de charge B_c

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

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, L'effort de Freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 30t.

D'où :

$$F_{B_c} = 30 t .$$

f) Force de frottement parasite des appuis

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

5. Conclusion

Nous allons dimensionner notre ouvrage en prenant la portée la plus grande c'est-à-dire travée de portée 50m. C'est ouvrage de première classe, il est composé de 4 voies de 3 mètre chacune. IL est bordé de glissières de sécurité. Il est calculé sous les systèmes de charge A, Bc, Bt ; Mc120 et le convoi D.

Chapitre V
Étude en phase d'exécution

1. Introduction

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Pour 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. Les différentes étapes de réalisation de pont

a) Construction des appuis (piles, culées)

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

- Pour les fondations profondes, telle que la réalisation des pieux et les semelles à la base des piles.
- La deuxième étape la réalisation de la partie superficielle, les piles, culée et les appareils d'appuis.

b) L'assemblage de l'ossature métallique

L'assemblage de l'ossature métallique comporte en fait deux étapes complémentaires:

- L'assemblage des tronçons par soudage.
- Montage complet de la structure métallique en suivant une modalité telle à créer l'état de sollicitation typique de la structure continue sur plusieurs appuis.

La mise en place de la structure métallique se fait, par levage à la grue.

c) La dalle

Le coulage du béton sera effectué par phase sans interruption de coulée à partir du centre du Tablier vers les extrémités à encorbellement.

3. Méthode d'analyse

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 1^{ère} phase de construction.
- l'application des charges permanente dues au poids propre de la dalle, qui correspond aux phases de coulage de la dalle.

3.1. 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 :

1. une définition de la structure,
2. une définition des différentes sections de l'ouvrage,
3. une définition des conditions d'appuis,
4. le choix de la méthodologie de calcul,
5. la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul (Étude en phase de service).

Dans notre cas :

a) Modélisation du tablier

Pour l'évaluation des sollicitations de chaque phase d'exécution, on a utilisé un modèle en élément (beam) dont :

- La section transversale à une inertie équivalente à la section réelle ;
- Cette section a une inertie constante le long de l'ouvrage.

b) Les conditions d'appuis

On a considéré :

1. des appuis simples au niveau des piles ;
2. des appuis doubles au niveau des culées.

La figure ci-dessous représente le modèle illustratif pour le calcul de l'ouvrage, avec les conditions d'appui.

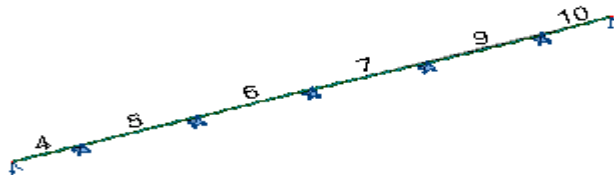


Fig. V.1. Modèle de calcul, vue en 3D.

c) La méthodologie de calcul

L'évaluation des sollicitations pendant les différentes phases de construction du tablier, consiste à déterminer l'effet du poids propre du tablier.

Pour évaluer les sollicitations, on a utilisé un logiciel de calcul (Robot Bat Millénium).

Effet du poids propre du tablier

Les sollicitations dues au poids propre du tablier sont calculées du début jusqu'à la fin de la construction par la superposition des effets dus à chaque phase de Construction.

Méthode de construction :

Les schémas ci-dessous illustrent les différentes phases de construction :

Phase 1 : Mise en place de la charpente métallique :

Cette phase prévoit un montage complet de la structure métallique en suivant une modalité telle qu'à créer l'état de sollicitation typique de la structure continue sur plusieurs appuis.

Phase 2 :

Elle prévoit :

- _ La mise en œuvre des prés-dalle des travées c_1-p_1 et p_1-p_2 ;
- _ Le coulage de la dalle des travées c_1-p_1 et p_1-p_2 (zone en rouge dans la figure ci-dessous).

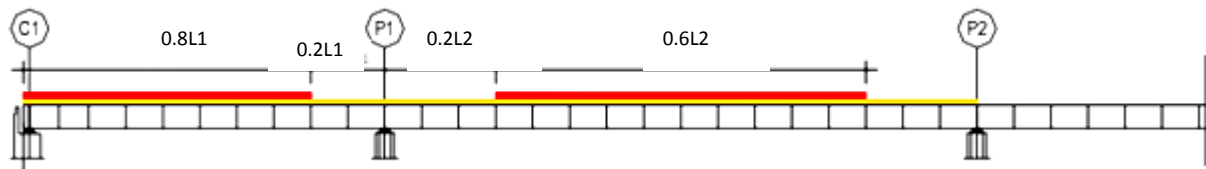


Fig. V.2. Coulage de la dalle dans les travées c_1-p_1 et p_1-p_2 .

Phase 3 :

Elle prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui p_1 (zone en rouge dans la figure ci-dessous).

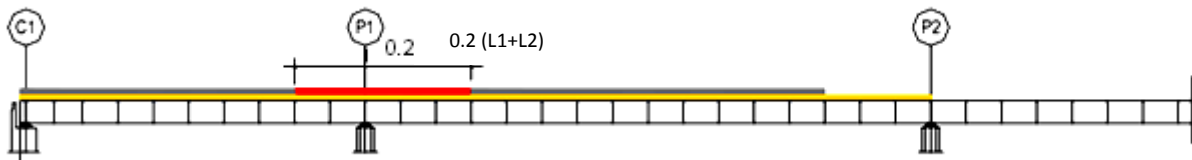


Fig. V.3. Coulage de la dalle dans la zone d'appui p_1 .

Phase 4 :

La phase prévoit :

- _ La mise en œuvre des pré-dalles de la travée P_2-P_3 .
- _ Le coulage de la dalle de la travée p_2-p_3 (zone en rouge dans la figure ci-dessous).

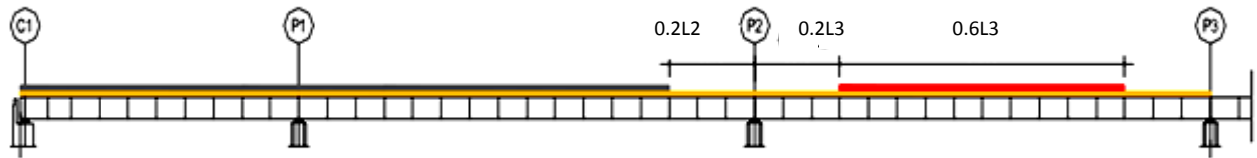


Fig. V.4 .Coulage de la dalle dans la travée p₂-p₃.

Phase 5 :

La phase prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui p₂ (zone en rouge dans la figure ci-dessous).

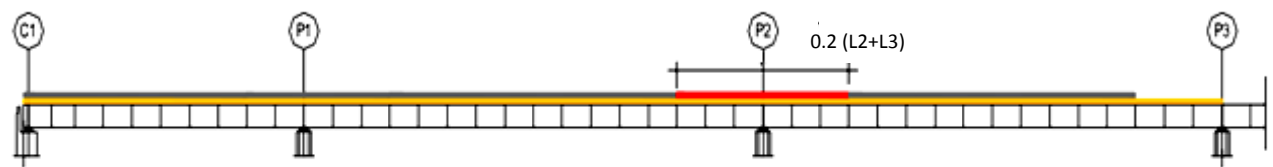


Fig. V.5. Coulage de la dalle en zone d'appui p₂.

Phase 6 :

La phase prévoit

- _ La mise en ouvre des pré- dalles de la travée p₃-p₄
- _ Le coulage de la dalle de la travée p₃-p₄ (zone en rouge dans la figure ci-dessous).

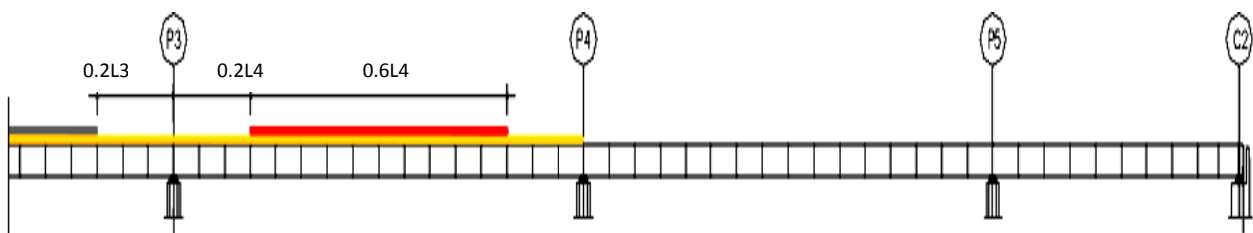


Fig. V 6. Coulage de la dalle dans la travée p₃-p₄

Phase 7 :

La phase prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui p_3 (zone en rouge dans la figure ci-dessous).

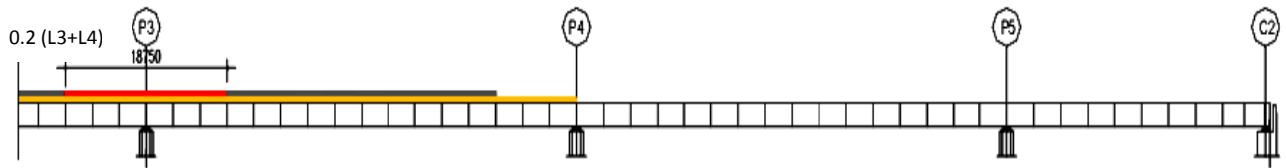


Fig. V. 7. Coulage de la dalle dans la zone d'appui p_3 .

Phase 8 :

La phase prévoit

- La mise en œuvre des pré-dalles de la travée P_4 - P_5 ;
- Le coulage de la dalle de la travée P_4 - P_5 (zone en rouge dans la figure ci-Dessous).



Fig. V. 8 . Coulage de la dalle de la travée P_4 - P_5 .

Phase 9 :

La phase prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P_4 (zone en rouge dans la figure ci-dessous).

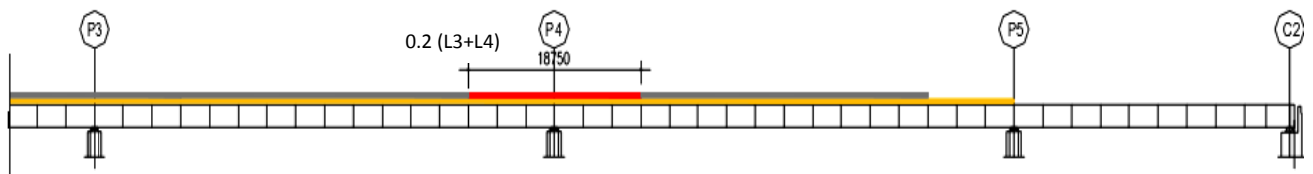


Fig. V.9. Coulage de la dalle en zone d'appui p_4 .

Phase 10 :

La phase prévoit:

- Mise en œuvre des pré-dalles de la travée P_5 - C_2 ;
- Le coulage de la dalle de la travée P_5 - C_2 (zone en rouge dans la figure ci-dessous).



Fig. V. 10. Coulage de la dalle dans les travées p_5 - C_2 .

Phase 11 :

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

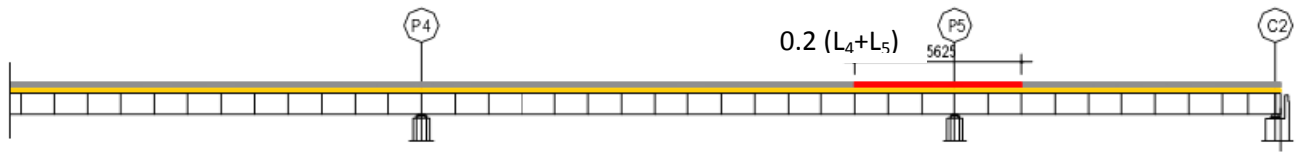


Fig. V.11. Coulage de la dalle en zone d'appui p5.

4. Évaluation des sollicitations

Les sollicitations dues au poids propre du tablier en fin de construction sont calculées par superposition des effets dus à chaque phase de construction, les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V .1. Le développement des sollicitations.

Phase de construction		n	Sollicitations		
			M_{max} (t. m)	M_{min} (t. m)	T_{max} (tonne)
Mise en œuvre de la charpente métallique		1	898.7	-1669.0	197.7
Coulage de la dalle	Le coulage de la dalle de la travée C1P1 et P1-P2	2	2810.7	-3574.69	413.25
	Le coulage de la dalle en zone d'appui P1	3	2916.33	-3982.3	545.91
	Le coulage de la dalle de la travée P2-P3	4	2761.87	-3750.86	418.2
	Le coulage de la dalle en zone d'appui P2	5	2823.47	-4278.96	553.92
	Le coulage de la dalle de la travée P3-P4	6	2556.14	-4620.5	558.69
	Le coulage de la dalle en zone d'appui P3	7	2624.64	-4694.86	559.67
	Le coulage de la dalle de la travée P4-P5	8	2620.83	-4759.16	562.33
	Le coulage de la dalle en zone d'appui P4	9	2669.89	-4819.28	568.81
	Le coulage de la dalle de la travée P5-C2	10	2551.11	-4581.82	541.9
	Le coulage de la dalle en zone d'appui P5	11	2549.30	-4549.0	539.79

Remarque :

Les diagrammes des sollicitations sont donnés en annexe I.

5. Vérification des contraintes

5.1. Contraintes normales

Les contraintes normales à la semelle supérieure et inférieure sont :

- Contraintes de compression et de traction
- La contrainte élastique dans l'acier de la poutre est : $f_y = 355 \text{ Mpa}$

a) Contrainte de traction :

$$\sigma_i = \frac{M_{max}}{w} = \frac{48.19}{0.4} = 120.47 \text{ Mpa} \leq \frac{f_y}{1.15} = 308.69 \text{ Mpa}$$

b) Contraintes de compression

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{\acute{w}} = \frac{48.19}{0.172} = 280.17 \text{ Mpa} \leq \frac{f_y}{1.15} = 308.69 \text{ Mpa}$$

Donc les contraintes normales sont vérifiées.

5.2. Vérification au cisaillement de l'âme

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

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A}$$

Avec :

T_{max} : Effort tranchant max.

A : l'air de l'âme.

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} = \frac{5.68}{1.9 \times 0.015} = 199.29 \text{ Mpa}$$

Il faut vérifier :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} \leq \bar{\tau}$$

$$f_y = 355 \text{ Mpa}, \quad \bar{\tau} = \frac{2}{3} f_y \quad \text{donc} \quad \bar{\tau} = 236.67 \text{ Mpa.}$$

On constate que :

$$\tau_{max} \leq \frac{2}{3} f_y$$

Alors les contraintes de cisaillement sont vérifiées.

5.3. Vérification du voilement de l'âme

On ne vérifie que le panneau intermédiaire avec les sollicitations maximales figure ci-dessous :

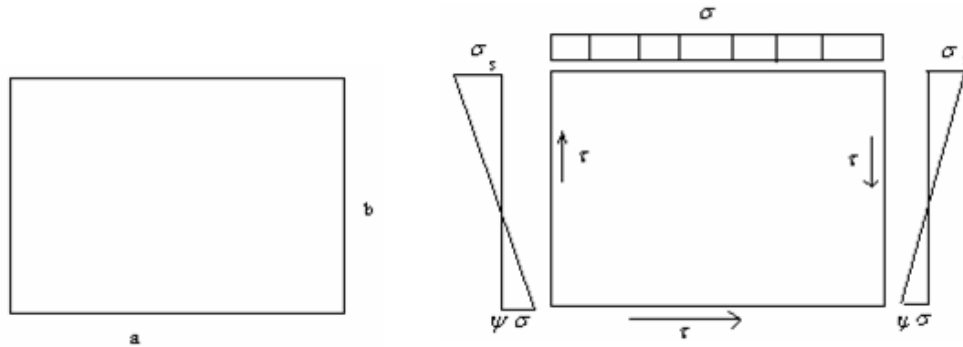


Fig12. Les contraintes dans l'âme de la poutre.

L'âme de la poutre est une plaque de dimensions (axb) et d'épaisseur (e), elle est délimitée par les semelles et les entretoises.

Avec:

$$a = 13.5m ; b = 1.82m ; e = 0.015m.$$

Pour La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre, on doit vérifier la condition de stabilité [5]:

$$\left(S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

σ_{cr} : La contrainte normale critique.

τ : La contrainte de cisaillement.

τ_{cr} La contrainte critique de cisaillement.

$$S_{\sigma} = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4 \cdot \psi & \text{si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{si } \psi < -1 \end{cases}$$

Tableau. 2. Récapitulatif des contraintes.

σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	τ (MPa)
280.17	120.47	199.29

Avec :

σ_s : La contrainte de la fibre la plus comprimée.

σ_i : La contrainte de la fibre la plus tendue.

τ : La contrainte de cisaillement.

➤ Calcul des contraintes critiques

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

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

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\nu = 0.3 \text{ (Coefficient de poisson)}$$

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

$$\tau_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

➤ **Calcul des coefficients**

Calcul de k_σ :

$$\psi = \sigma_i / \sigma_s = -0.42 \leq -1$$

$$\psi < -1$$

$$\text{Donc : } S_\sigma = 1$$

$$k_\sigma = 23.9$$

Calcul de K_τ :

$$K_\tau = 5.34 + \left(\frac{4}{\alpha^2}\right)$$

$$\alpha = a/b, \quad \psi = \sigma_i / \sigma_s$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{13.5}{1.82} = 7.4 \geq 1$$

$$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{(7.4)^2} = 5.4$$

Donc :

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{190}\right)^2 \times 23.9 = 2827.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{190}\right)^2 \times 5.41 = 639.96 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{280.17}{2829.2}\right)^2 + \left(\frac{199.29}{639.96}\right) = 0.1 \leq 1$$

La relation est vérifiée alors il n'y a pas de voilement, il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs d'âme autres que ceux au niveau des entretoises.

5.4. Vérification au déversement

Il s'agit d'un phénomène d'instabilité mettant en jeu les caractéristiques de torsion et de flexion latérale de la poutre.

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par [5]. Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M_{cr} de déversement.

On admet que :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_{cr})$$

Avec :

σ_{cr} : Contrainte critique de déversement.

σ_f : Contrainte due à la flexion.

$$f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right) \quad \text{Si } \sigma_{cr} \geq 0.75\sigma_e$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66\sigma_e \quad \text{Si } \sigma_{cr} < 0.75\sigma_e$$

➤ Calcul du moment de déversement

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = \frac{m_1 \cdot m_2}{l} \sqrt{E \cdot I_y \cdot gk}$$

Avec :

l : Portée de la pièce susceptible de fléchir.

I_y : Inertie de la poutre par rapport à l'axe yy dans le plan de déversement.

E : Module de déformation longitudinal ($E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$).

G : Module de déformation transversale.

G est donné par la relation suivante $G = 1/2(1 + \nu)$.

$$G = \frac{1}{2(1 + 0.3)} \times 2.1 \cdot 10^6 = 8.077 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_1 = 750 \times 40 = 300 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$s_2 = 1900 \times 15 = 285 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

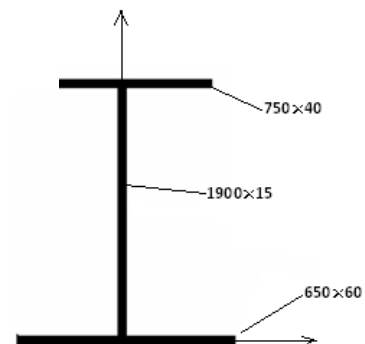
$$s_3 = 650 \times 60 = 390 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

➤ Calcul de l'inertie par rapport l'axe (yy)

$$I_{yy} = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3}$$

$$I_{yy} = \frac{40 \times (750)^3}{12} + \frac{60 \times (650)^3}{12} + \frac{1900 \times (15)^3}{12}$$

$$I_{yy} = 2.8 \times 10^9 \text{ mm}^2.$$



x

➤ **Calcul du moment de torsion k**

$$K = \frac{1}{3} S_2 \cdot \left(n \cdot t_w^2 + \frac{S_1}{S_2} t_s^2 \right).$$

$$K = \frac{1}{3} 285 \times 10^2 \cdot \left(2 \times 15^2 + \frac{300 \times 10^2}{285 \times 10^2} 40^2 \right)$$

$$K = 2.027 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

➤ **Calcul des coefficients m_1 et m_2 [5]**

Le coefficient m_1 dépend :

1. Des conditions d'appui de la poutre aux extrémités.
2. de la disposition des charges.

Le coefficient m_1 est fonction du paramètre α :

Sur l'aile supérieure de la semelle :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

Sur l'aile inférieure de la semelle :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} + \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

Le coefficient m_2 :

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$$

Avec :

$$\alpha^2 = \frac{4 \cdot G \cdot K}{E \cdot I_{yy}} \left(\frac{l}{b} \right)^2$$

$$\alpha^2 = \frac{4 \times 8.077 \times 10^5 \times 2.027 \times 10^7}{2.1 \times 10^6 \times 2.8 \times 10^9} \left(\frac{13500}{1900} \right)^2$$

$$\alpha^2 = 0.53.$$

➤ **Calcul m_1**

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{0.53}} - \frac{1.45}{0.72} \right] = 2.31$$

➤ Calcul m_2

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}} = \sqrt{1 + \frac{(3.14)^2}{0.53}} = 4.43$$

➤ Calcul du moment de déversement

$$M_{cr} = \frac{m_1 \cdot m_2}{l} \sqrt{E \cdot I_y \cdot gk}$$

$$M_{cr} = \frac{2.31 \times 4.43}{1350} \sqrt{2.1 \times 10^6 \cdot 2.8 \times 10^7 \cdot 8.077 \times 10^5 \times 2.027 \times 10^3}$$

$$M_{cr} = 2.34 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{w} = \frac{2.34 \times 10^9}{4 \times 10^8} = 585 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.75\sigma_e = 0.75 \times 3550 = 2662,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cr} < 0.75\sigma_e \quad \text{Donc : } f(\sigma_{cr}) = 0.66\sigma_{cr}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66 \times 2662.5 = 1757.2 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Calcul du σ_s

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

$$\sigma_s = \frac{48.19 \times 10^7}{4 \times 10^5} = 1205 \text{ kg/cm}^2$$

On remarque que :

$$\sigma_s = 1205 \text{ kg/cm}^2 \leq f(\sigma_{cr}) = 1757.2 \text{ kg/cm}^2$$

Donc :

La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

6. Conclusion

La section choisie est vérifiée pour les sollicitations durant la réalisation de l'ouvrage, maintenant on passe à la vérification des sollicitations en état de service.

Chapitre VI

Etude en phase de service

1. Introduction

Ce chapitre porte sur le calcul et le dimensionnement en phase service, cette étude consiste à déterminer les efforts dus :

- au poids propre du tablier ;
- aux charges permanentes (glissière de sécurité, corniche, couche de revêtement) ;
- aux charges d'exploitation (mobiles : surcharge A, charge Bc, système de charge militaire, convoi exceptionnel) ;
- aux charges accidentelles (vent, séisme...)

Dans ce chapitre on calcule le ferrailage de la dalle, ensuite, on passe à l'étude de la section mixte avec les vérifications à l'état limite ultime (l'ELU) et à l'état limite de service (l'ELS), des contraintes normales et des contraintes de cisaillement. Puis, on procède aux vérifications concernant les phénomènes d'instabilité élastique après l'évaluation des sollicitations sous l'effet de ces différents types de charges.

2. Dimensionnement de la dalle en béton armé

2.1 Fonctionnement

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges aux poutres. Elle travaille en flexion transversale.

On supposera que la dalle en béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elle participe à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y (fig.VI.1) en vue de dimensionner les armatures.

Avec :

M_x : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales, (AT).

M_y : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales, (AL).

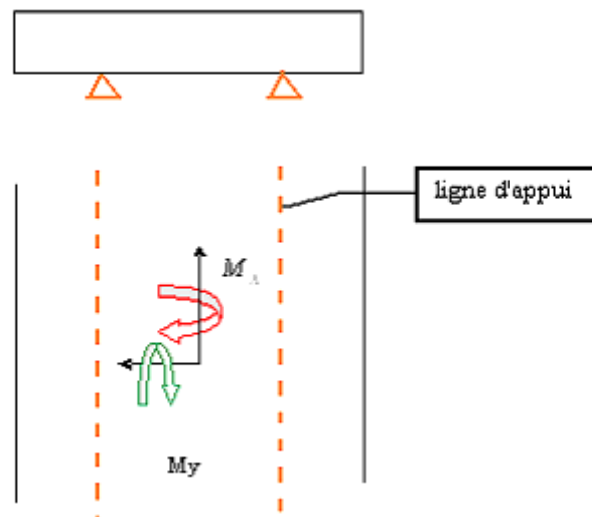


Fig.VI.1. Les sollicitations de la dalle.

On considèrera deux sections pour le calcul des moments :

- Section S1, encorbellement, au droit de l'appui où les effets de l'effort tranchant sont les plus importants.
- Section S2, en travée, les moments fléchissants y sont les plus élevés en valeur absolue.

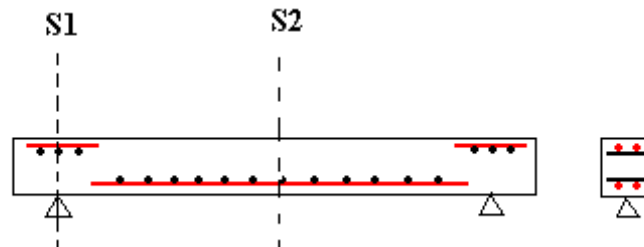


Fig.VI.2. Section transversale de la dalle.

De plus, pour faire face au moment de flexion longitudinal, nous aurons recours à des armatures longitudinales (AL) inférieures et supérieures. Ces dernières seront plus réduites que les précédentes compte tenu du fait que les moments transversaux sont supérieurs aux moments longitudinaux.

2.2 Dimensionnement transversal de la dalle

Les différents systèmes de charge pris en considération pour l'analyse transversale sont :

a) Charges permanentes

On établira les efforts pour une tranche de dalle de 1 m dans le sens de la longueur (par mètre linéaire) et de 0,35 m d'épaisseur.

Les moments seront évalués principalement au droit de l'appui (S1) et au milieu de la dalle(S2) où les valeurs sont les plus élevées en valeur absolue. On notera M_{S1} et M_{S2} les moments correspondants.

Le bilan des charges qui s'appliquent sur la dalle en béton armé (section = 1×0.35) est:

- | | |
|---|--------------|
| • Poids propre de la dalle | 0.875 t/ml . |
| • Poids du revêtement | 0.20t/ml. |
| • Poids de la corniche +glissière de sécurité | 0.82t/ml. |

b) Surcharges d'exploitation

Dans notre cas, nous prendrons les systèmes de surcharge sous lesquelles notre ouvrage sera calculé, suivants :

- Système de charge A;
- Système de charge Bc ;
- Convoi militaire MC120.
- Convoi exceptionnel D240 ;

Afin d'évaluer les sollicitations sous ces différents systèmes de charge, on procède au calcul automatique à l'aide du logiciel ROBOT Millenium.

Cas de charge (poids propre)

Le diagramme des moments dû au poids propre du tablier est représenté ci dessus :

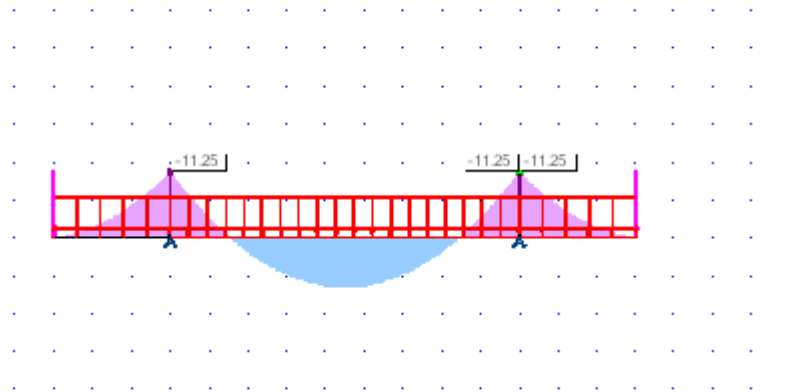


Fig.VI.3. Diagramme de moment du poids propre.

Cas de charge Bc

Le diagramme des moments dû au système de charge Bc est représenté ci dessus

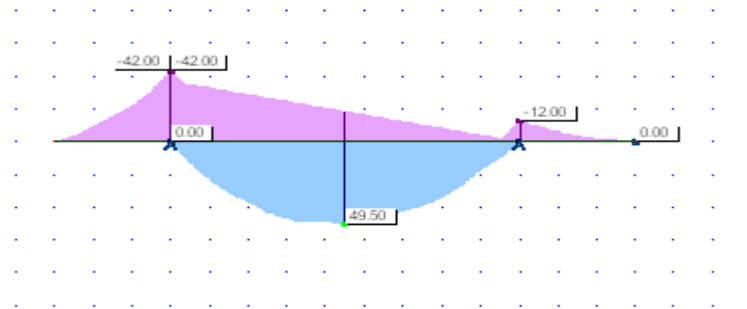


Fig.VI.4 .Diagramme de moment de la surcharge Bc.

Cas de charges annexes

Le diagramme des moments dû aux poids des éléments annexes ou secondaires

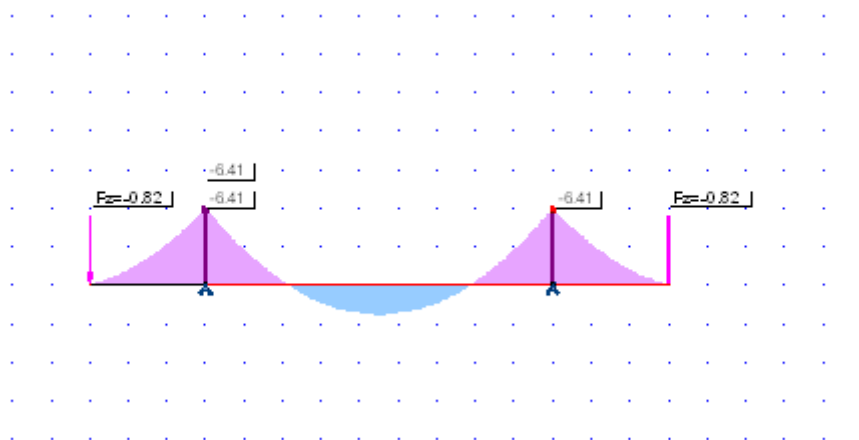


Fig.VI.5. Diagramme de moment des charges annexes.

A la lumière des résultats obtenus pour les différents systèmes de chargement, le système de chargement Bc est le la plus défavorable.

NB : Les diagrammes pour les autres types des surcharges se trouvent dans l'annexe III.

3. Combinaisons aux états limites :

3.1 État limite ultime ELU:

Dans cette étape de calcul on utilisera la combinaison [7] :

$$(1.35M_G + 1.5M_Q)$$

$$(1.35T_G + 1.5T_Q)$$

Avec :

M_G : Moment dû aux charges permanentes.

M_Q : Moment dû aux surcharges de trafic.

T_G : Effort tranchant dû aux charges permanentes.

T_Q : Effort tranchant dû aux surcharges de trafic.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1. Les moments à L'ELU aux sections S1 et S2.

Cas de charge	M_{S1} (t.m)		M_{S2} (t.m)	
	Coefficient de pondération	M_{S1} pondéré A L'ELU	Coefficient de pondération	M_{S2} pondéré A L'ELU
Poids propre	1,35	-11.25	1,35	8.5
Charge permanente	1.35	-6.41	1.35	2.45
Surcharge BC	1,5	-42	1,5	49.5
Le bilan de force $1.35G+1.5Q$	-	-78.20	-	85.72

Tableau VI.2. Efforts tranchants L'ELU aux sections S1 et S2.

Cas de charge	T_{S1} (KN)		T_{S2} (KN)	
	Coefficient de pondération	T_{S1} pondéré	Coefficient de pondération	T_{S2} pondéré
Poids propre	1,35	-8.78	1,35	0
CCP	1.35	-2.63	1,35	0
Surcharge BC	1,5	-28.67	1,5	0
Le bilan de force $1.35G + 1.5Q$	-	-54.90	-	0

3.2 État limite de service ELS

Pour le calcul des sollicitations à l'état limite de service (ELS), on utilisera la combinaison :

$$(M_G + M_Q).$$

On obtient:

Section S1:

$$M_{S1} = -11.25 - 42 = -53.25 \text{ t.m}$$

Section S2:

$$M_{S2} = 8.5 + 49.5 = 58.5 \text{ t.m}$$

4. Calcul du ferrailage dans la section transversale [7]

4.1. La section S2

Calcul les armatures à L'ELU

Le moment dans la section S_2 est, $M_{S2} = 85.72 \text{ t.m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 22.67 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.857}{1 \cdot 0.3^2 \cdot 22.7} = 0.428 \leq \mu_l = 0.48$$

Avec :

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

b : largeur de la section étudiée.

f_{c28} : La résistance caractéristique à la compression de la dalle à 28 j.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.775$$

$$\alpha \geq \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot B } (\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}; \varepsilon_s < 10\text{‰})$$

$$\varepsilon_s = \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \times \varepsilon_{bc}$$

$$\varepsilon_s = \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \times 3.5 \cdot 10^{-3} = 1.016 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{el} = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

f_e : La résistance élastique de l'acier, est 400 Mpa.

La section des armatures dans la nappe inférieure :

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.775 \times 0.3 \times 1 \times 22.7}{348} = 21.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 21.32 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}20/\text{ml} .$$

Calcul des armatures à ELS

Le moment dans la section S_2 est $M_{S_2} = 58.5t.m$.

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 267 \text{ MPa} \\ \text{Max}\{0.5 \cdot f_e = 200 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 229 \text{ MPa}\} \end{array} \right.$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression pour la dalle, $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction mesurée à 28 j, $f_{t28} = 2.8 \text{ MPa}$

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, $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = 229 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s \alpha^3 - 3\bar{\sigma}_s \alpha^2 - \frac{6n \cdot M_u (\alpha - 1)}{b \cdot d^2} = 0$$

$$229\alpha^3 - 687\alpha^2 - 585\alpha + 585 = 0$$

$$\alpha = 0.61, \alpha = 3.52, \alpha = 1.15$$

Soit :

$$\alpha = 0.61$$

$$\sigma_{bc} = \alpha \cdot \sigma_s / n(1 - \alpha) = 0.61 \times 229 / 15(1 - 0.63) = 23 \text{ MPa}$$

On vérifie la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 25.99 \text{ MPa} \leq 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{0.61 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot 23}{2 \cdot 229} = 91.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12 \text{ HA}32.$$

On prendra la section des aciers calculée à L'ELU qui est la plus défavorable. On aura donc ces armatures dans la section S_2

$$A_s = 12 \text{ HA}32 = 91.8 \text{ cm}^2$$

Calcul d'espacement entre les barres transversales (par mètre linéaire):

$$E_{AST2} = \frac{100 - 12 \cdot 3.2}{12} = 5.20 \text{ cm}$$

4.2. La section S1

De même que pour la section S2

Calcul des armatures à L'ELU

Le moment dans la section S1 ; $M_{S1} = 78.2t.m$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.782}{1 \cdot 0.3^2 \cdot 22.7} = 0.382$$

$$\mu = 0.382 \leq \mu_l = 0.48$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.643$$

$$\varepsilon_s = \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \times 3.5 \times 10^{-3} = 1.94 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{el} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \frac{0.8\alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.643 \times 0.3 \times 1 \times 22.7}{348} = 100.66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14HA32.$$

Calcul des armatures à L'ELS :

Le moment dans la section S1 ; $M_{S1} = -53.25 t.m$

$$\bar{\sigma}_s \alpha^3 - 3\bar{\sigma}_s \alpha^2 - \frac{6n \cdot M_{ser} (\alpha - 1)}{b \cdot d^2} = 0$$

$$\bar{\sigma}_s = 229 \text{ MPa}$$

$$229\alpha^3 - 687\alpha^2 - 532.5\alpha + 532.5 = 0$$

$$\alpha = 3.476, \alpha = -1.09, \alpha = 0.613$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{n(1 - \alpha)} = \frac{0.613 \times 229}{15(1 - 0.613)} = 24.20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{0.613 \times 1 \times 0.3 \times 24}{2 \times 229} = 96.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12HA32.$$

On prendra la section des aciers calculée à L'ELU qui est la plus défavorable. On aura donc ces armatures dans la section S $A_s = 100.66 \text{ cm}^2$.

Calcul d'espacement entre les barres transversales (par mètre linéaire):

$$E_{AST1} = (100 - 14 \times 3.2)/14 = 3.90 \text{ cm}$$

5. Vérification des armatures minimales [9]

$$\rho_{Smin} = \frac{A_S}{A_b} = 0.5\%$$

Avec :

A_S : Section minimale d'armature passive.

A_b : La section de béton.

$$A_S = 0.005 \times 35 \times 100 = 17.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale par un mètre linéaire est vérifiée.

6. Calcul des armatures longitudinales

Les dispositions constructives sont les suivantes :

Le diamètre maximal des armatures est donné [7] par :

- $\emptyset_{\max} \leq \frac{h}{10} \rightarrow$ La section maximale d'une armature vaut $\emptyset_{\max} = 35\text{mm}$

On utilisera la règle du tiers [7]

- $ALS \geq ATS/3$ et $ALI \geq ATS/3$.
- ALS : Armature longitudinale supérieure.
- ATS : Armature transversale supérieure.
- ALI : Armature longitudinale inférieure.
- ATI : Armature transversale inférieure.

Les armatures longitudinales dans la section S1

$$ALS_{S1} = ATS_{S1}/3 = 100.66/3 = 33.55\text{cm}^2$$

$$ALS_{S1} = 5HA30$$

L'espacement (par mètre) :

$$E_{ALS_{S1}} = (100 - 5 \times 3)/5$$

$$E_{ALS_{S1}} = 17 \text{ cm.}$$

Les armatures longitudinales dans la section S2

$$ALS_{S2} = ATS_{S2}/3 = 91.8/3 = 30.6\text{cm}^2$$

$$ALS_{S2} = 5HA30$$

L'espacement (par mètre) :

$$E_{ALS_{S2}} = (100 - 5 \times 3)/5 = 17 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage de la dalle

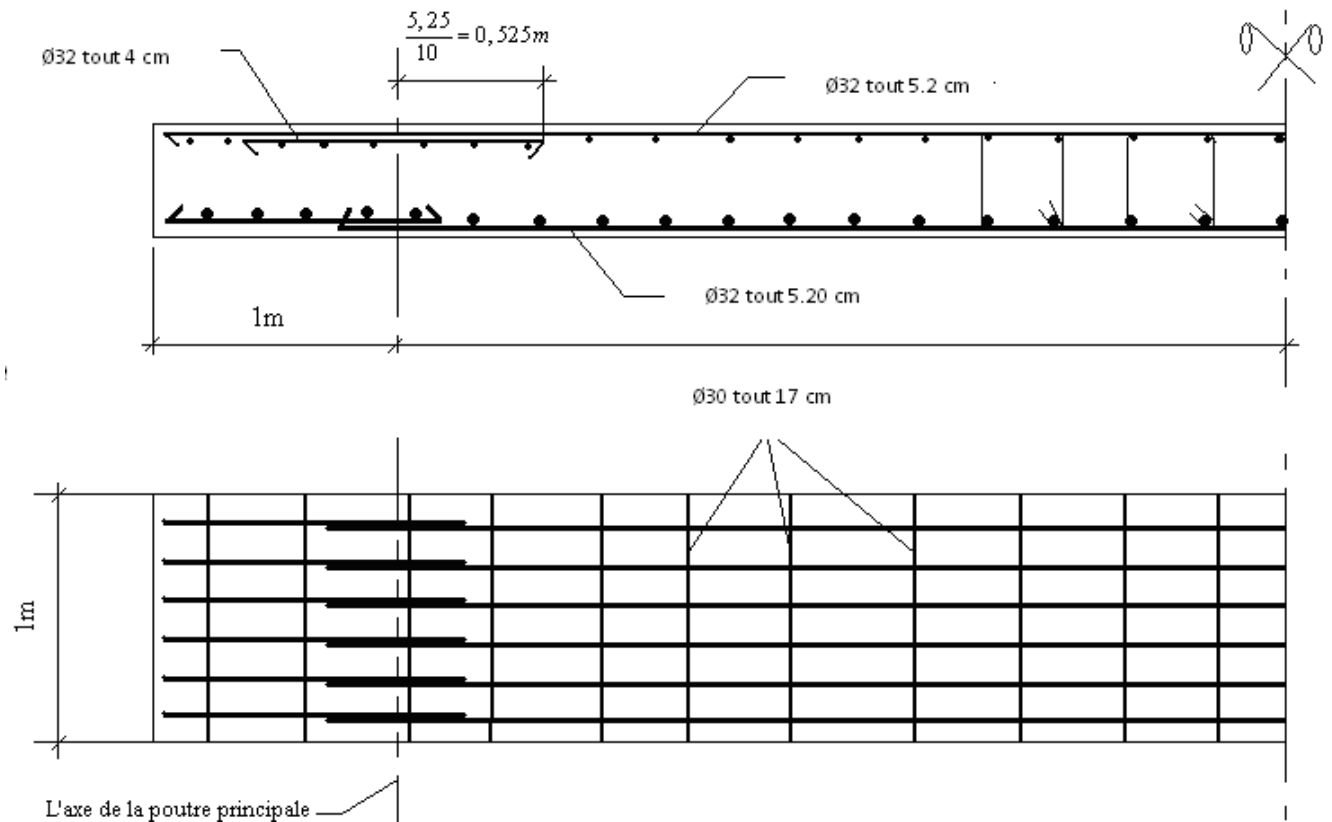


Fig.VI.6 Schéma de ferrailage.

7. Etude de la section mixte

7.1 .Caractéristiques géométriques des sections d’acier et de béton

Section d’acier

Sont indiquées dans le tableau ci-dessous les caractéristiques géométriques des sections d’acier :

Tableau VI.3. Caractéristiques géométriques.

Coupe transversale	la hauteur de la poutre h (mm)	La hauteur de L’âme h _w (mm)	épaisseur de l’âme t _w (mm)	Plates-bandes supérieure et inférieure (mm)			
				b _s	t _s	b _i	t _i
Travée(L = 50m)	2000	1900	15	750	40	650	60

$y_G = 916.46 \text{ mm}$

$\check{V} = y_G = 916.46 \text{ mm}$

$$V = h - \hat{V} = 1083.54 \text{ mm}$$

$$I_{xx} = 7.34 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$w = I_{xx}/V = 7.34 \times 10^{10}/1083.54 = 4.00 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$\hat{w} = I_{xx}/\hat{V} = 7.342 \times 10^{10}/916.46 = 0.8 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

Avec :

I_{xx} : Moment d'inertie de la section.

S_i : Section de l'élément i .

y_G : Le centre de gravité de la section.

Section de béton

La largeur de la dalle participante à la compression est prédéfinie conformément à l'euro code [6].

Calcul de la Largeur efficace

La largeur de la dalle collaborante, est donnée par:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} .$$

$$b_{ei} = L_e/8 \quad \text{Sans dépasser le } b_s .$$

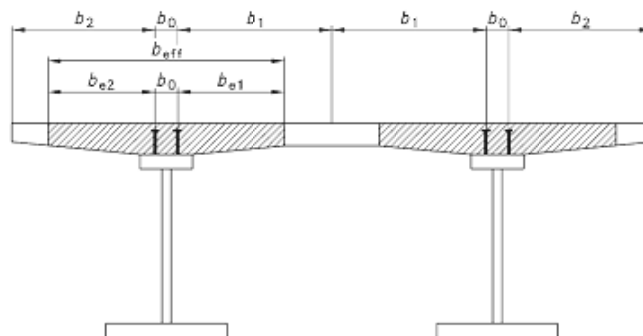


Fig.VI.7. Détermination de la largeur efficace.

Avec :

L_e : La distance approximative entre points de moment nul.

b_0 : La distance entre les deux connecteurs à section extérieures.

b_{ei} : La valeur de la largeur efficace de la dalle des deux côtés de l'âme.

b_s : Largeur de la bande supérieure.

La largeur efficace de la dalle d'une poutre continue est calculée selon les valeurs L_e (Fig.VI.8)

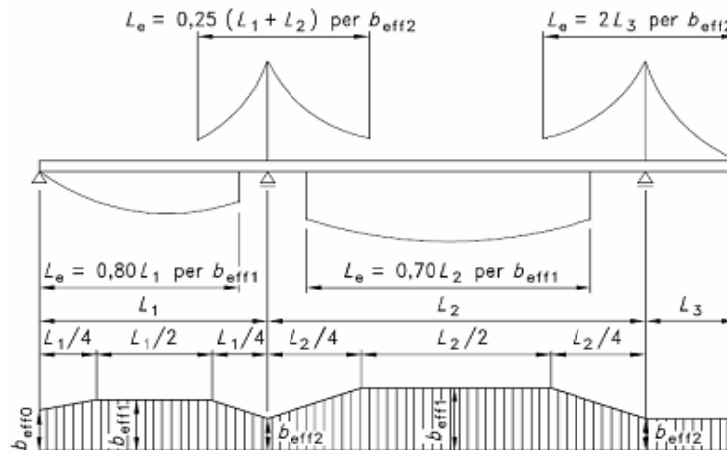


Fig.VI.8 .Calcul des distances L_e entre les points du moment nul.

Donc :

$$b_{eff} = 750 \text{ cm}$$

$$B = (7500 \times 350) + \left(\frac{750+850}{2}\right) \times 50 = 2665000 \text{ mm}^2$$

Avec :

B : Section de la dalle collaborante

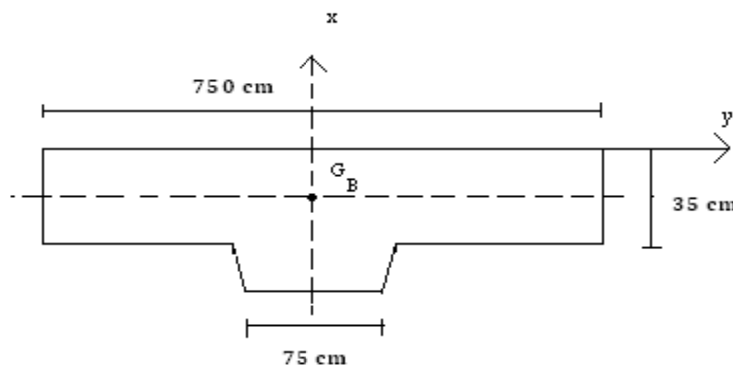


Fig. VI.9.Section de béton.

Les caractéristiques de la section de béton sont données ci après:

Tableau VI.4. Caractéristiques géométriques de la section de béton.

élément	S_i (mm ²)	y_i (mm)	$S_i * y_i$ (mm ³)	d_i (mm)	I_{Gi} (mm ⁴)	I_{xx} (mm ⁴)
La dalle	2625000	175	4.6	2.4	2.7×10^{10}	2.7
Gousset	40000	375	0.15	202.4	8.33×10^6	0.164
Σ	2665000	—	4.75	—	—	2.864

Centre de gravite de la dalle est :

$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = \frac{4.6 \times 10^8}{2665000} = 172.60 \text{ mm.}$$

$$I_{xx} = I_{Gi} + S_i \cdot d_i^2.$$

$$I_B = 2.864 \times 10^{10} \text{ mm}^4 .$$

Avec :

I_B : Inertie de la dalle.

8. Calcul de la section mixte

8. 1. Hypothèses de calcul

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement son comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliqués, pour cela on vérifiera les deux hypothèses suivantes :

- La liaison entre l'acier et le béton qui est supposée rigide, ainsi, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible ceci est dû à la présence des organes de liaisons appelés (Connecteurs).
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hooke. La variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

Pour l'acier : $(\delta l/l)_a = \sigma_a/E_a$

Pour le béton : $(\delta l/l)_b = \sigma_b/E_b$

8. 2 .Détermination des caractéristiques géométriques

D'après la première hypothèse :

$$(\delta l/l)_a = (\delta l/l)_b, \Rightarrow (\sigma_a/E_a) = (\sigma_b/E_b) = n$$

Avec :

n : Coefficient d'équivalence varie en fonction de E_b .

E_b : Croit avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

Ainsi afin de tenir compte des variations de E_b , on définit coefficient d'équivalence n

Tableau VI.5 .Valeurs de n correspondant aux sollicitations considérées [12].

Sollicitation	Champ d'application	n
Charge de longue durée	Charges permanentes (Charpente)	∞
Charge de longue durée	Charges permanentes	18
Effets différés	Retrait	15
Charge instantanée	Surcharge	6

Inertie d'une section mixte :

Avant de définir l'inertie d'une section mixte, il est nécessaire de prendre la section homogène, on fait intervenir un coefficient d'équivalence défini précédemment, pour remplacer la section de béton par une section équivalente en acier.

$$\text{Donc la Section homogénéisée : } S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

Avec :

S_a : Section d'acier.

S_b : Section du béton.

n : Coefficient d'équivalence

Calcul du centre de gravité de section mixte :

$$\int_S y \cdot dS = \int_{S_b} y \cdot (dS_b/n) + \int_{S_a} y \cdot dS_a = 0$$

On a donc :

$$b \cdot (S_b/n) + a \cdot S_a = 0$$

$$a + b = c$$

D'où :

$$a = \frac{S_b \cdot c}{n \cdot S}$$

$$b = \frac{S_a \cdot c}{S}$$

Soient :

a et **b** : les distances respectives de G_A et G_B à G_m , on pose $C=a+b$

On considère S la section homogène obtenue en remplaçant la section S_b de béton par une section équivalente d'acier $\frac{I_B}{n}$ de même centre de gravité G_b .

Donc l'inertie de la section mixte rapportée à son centre de gravité G :

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \cdot S_b \cdot c^2}{n \cdot S} = I_a + \frac{I_b}{n} + abS$$

Avec :

I_a : Moment d'inertie de l'acier par rapport G_A .

I_b : Moment d'inertie de béton par rapport G_B .

I_m : Moment d'inertie de la section mixte rapporté au centre de gravité de la section homogène G_m .

Sachant que :

$$S_a = 97500 \text{ mm}^2$$

$$S_b = 2665000 \text{ mm}^2$$

$$I_a = 7.342 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_b = 2.864 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

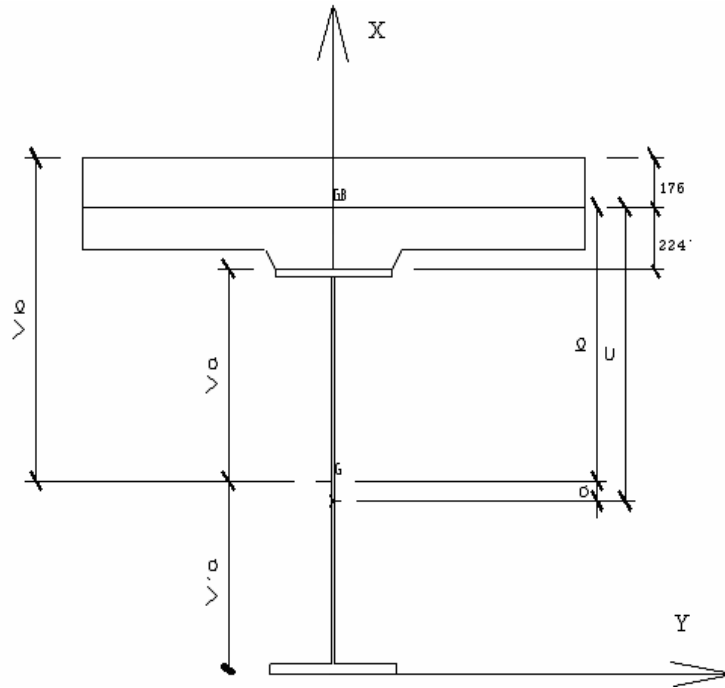


Fig. VI.10 .Section mixte acier béton.

Les caractéristiques de la section mixte sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6. Caractéristiques de la section mixte.

n	C (mm)	S (mm ²) 10 ⁵	a (mm)	b (mm)	I _m (mm ⁴) 10 ¹⁰	V _a (mm)	V' _a (mm)	V _b (mm)	W _a (mm ³) 10 ⁷	W' _a (mm ³) 10 ⁷	W _b (mm ³) 10 ⁷
∞	1307.54	0.975	00.00	1307.54	7.342	1083.54	916.46	1482.54	6.77	8.01	1.93
18	1307.54	2.455	788.54	519.28	17.55	295.28	1705	694.28	24.86	4.30	4.12
15	1307.54	2.751	844.44	463.41	18.29	239.21	1761	638.41	30.69	4.169	4.489
6	1307.54	5.416	1072.31	235.38	21.48	11.38	1988.77	410.38	645.16	3.69	6.78

On donne :

$$W_a = \frac{I_m}{V_a} \quad , \quad W'_a = \frac{I_m}{V'_a} \quad , \quad W_b = \frac{I_m}{V_b}$$

$$V_a = b - 224 \quad ; \quad V_b = b + 175$$

8.3 .Détermination des effets des sollicitations internes

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarités de manière continue fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte auto- équilibré dans chaque section, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton.
- Une différence de température entre l'acier et le béton.

Effets du retrait

Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton, engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

Soit : $\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$.

Les contraintes apparues à la suite du retrait sont les suivantes :

➤ contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = -\varepsilon_b \times E_b \times \frac{A}{S} \times \frac{I_a}{I_m} \quad \text{avec} \quad E_b = \frac{E_a}{n}$$

➤ contrainte de compression de la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_s = \varepsilon_b \times E_b \times \frac{B}{S} \times \frac{(I_a + b \cdot S \cdot d)}{I_m}$$

➤ contrainte de traction de la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_s = -\varepsilon_b \times E_b \times \frac{B}{S} \times \frac{(b \cdot S \cdot \hat{d} - I_a)}{I_m}$$

Avec :

d et \hat{d} : distances du centre de gravité G_a de l'acier respectivement aux fibres supérieure et inférieure de la poutre métallique.

A, B, S : respectivement section de l'acier, du béton et de la section mixte.

I_a, I_m respectivement inertie de la poutre métallique et de la section mixte.

E_b : Module d'élasticité du béton.

B : Distance entre le centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

Effet 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, dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0$) état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, dans le cas où la dalle est plus chaude ($\Delta T < 0$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

N.B : La charge due à la **différence de température** est considérée comme une charge de courte durée ainsi $n = 6$.

Les contraintes dues à la température T 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 ; $\sigma_i = \frac{1}{3}\sigma_i$

8.4 .Vérification des contraintes

Evaluation des sollicitations

Les différents systèmes de charges pris dans notre modélisation sont

Charges permanentes CP

Poids propre de la dalle	14 t/m
Poids propre de la charpente métallique	76.5 t/ml
Gousset	0,94 t/ml

Charge complémentaire permanente CCP

Le bitumage	2.7 t/m
Les glissières de sécurité	0.3 t/m.
Les corniches	1.35 t/m

Surcharges de trafic :

Les charges roulantes prises dans notre calcul (modélisation au ROBOT Millénium), sont les surcharges A, B, M120, et D240.

Afin d'évaluer les sollicitations sous ces différents systèmes de charge, on procède au calcul automatique à l'aide du logiciel ROBOT Millenium. Après les calculs, on a obtenu les diagrammes des moments et des efforts suivants :

Diagrammes des moments fléchissants

Cas de charge (poids propre)

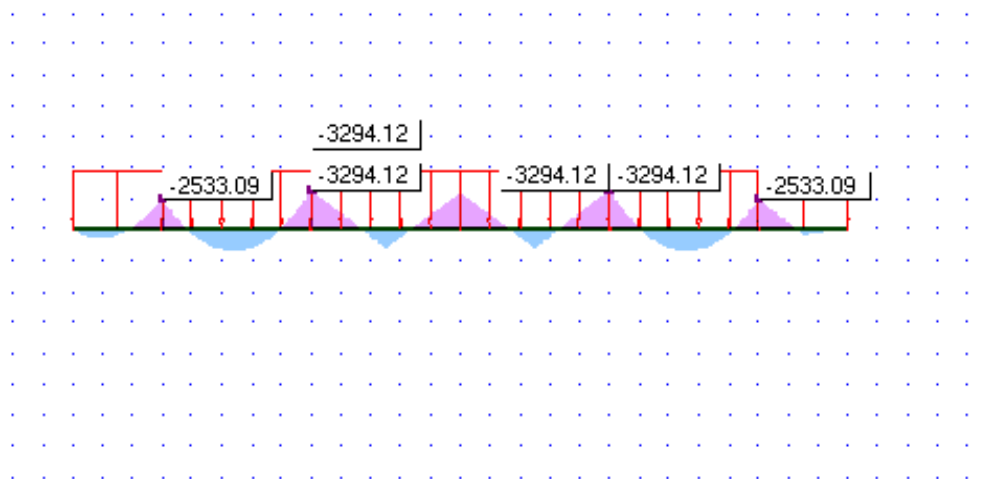


Fig. VI.11. Diagramme des moments fléchissant dû aux CP

Cas de charge annexe

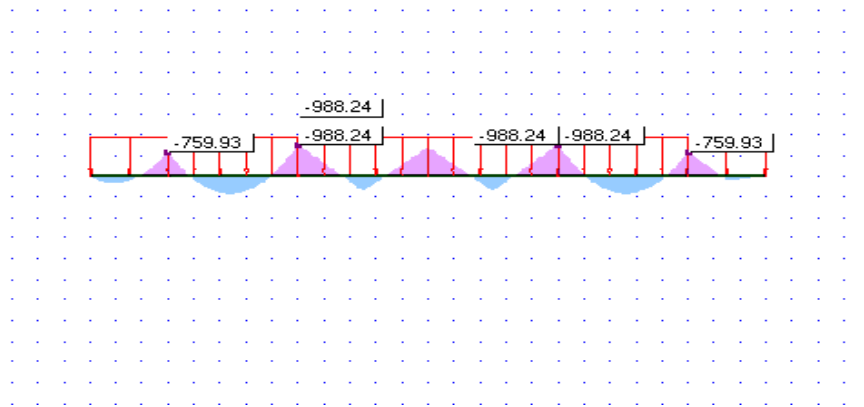


Fig. VI.12. Diagramme des moments fléchissant dû au ccp.

Cas de charge (surcharge A)

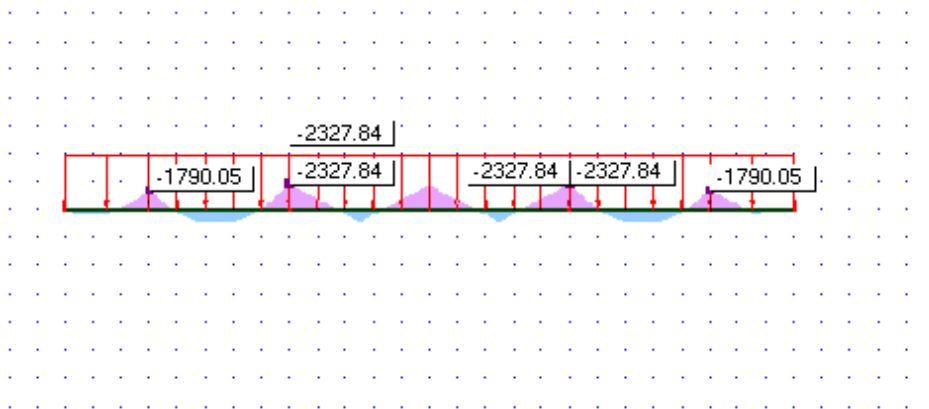


Fig. VI.13 Diagramme des moments fléchissant dû à la charge A.

Cas de charge Bc

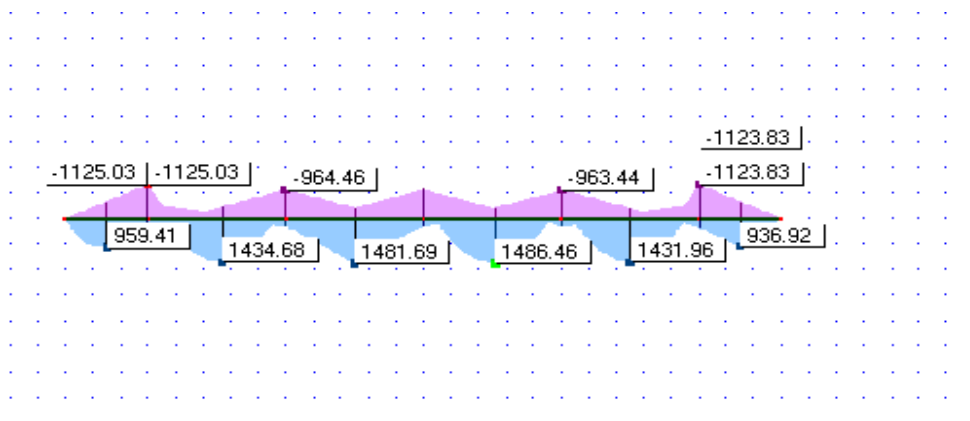


Fig. VI.14 Diagramme des moments fléchissant dû à la charge Bc.

Diagrammes des efforts tranchants :

Cas de charge pp

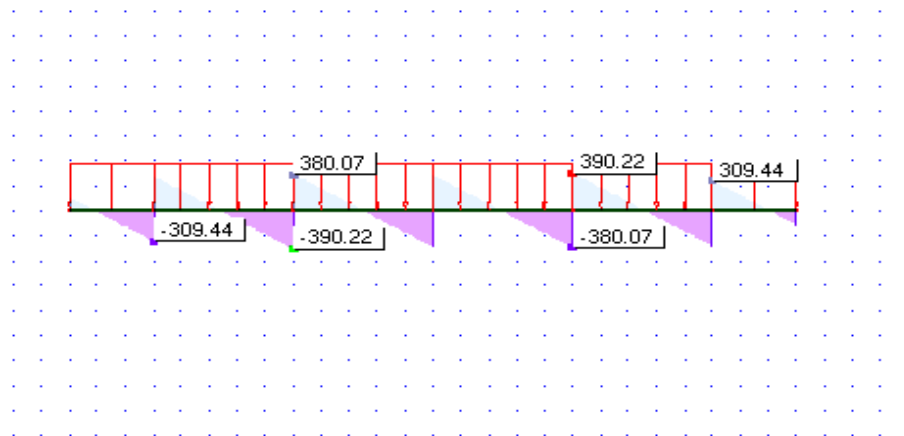


Fig. VI. 15 Diagramme de l'effort tranchant dû à la pp.

Cas de charge CCP

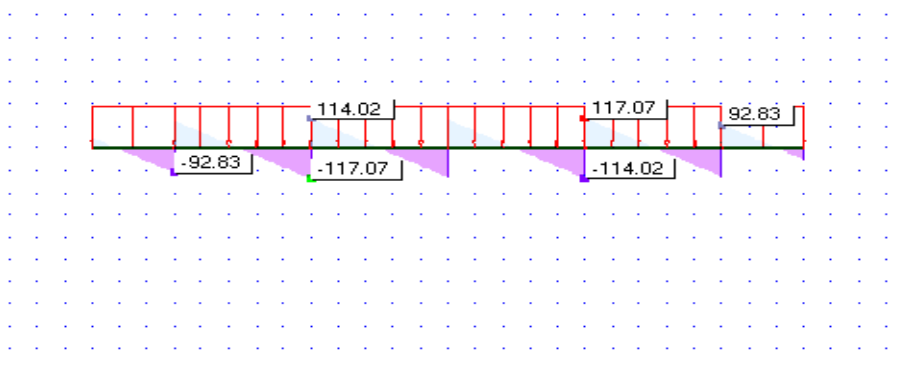


Fig. VI.16 Diagramme de l'effort tranchant dû aux CCP.

Cas de système de charge A :

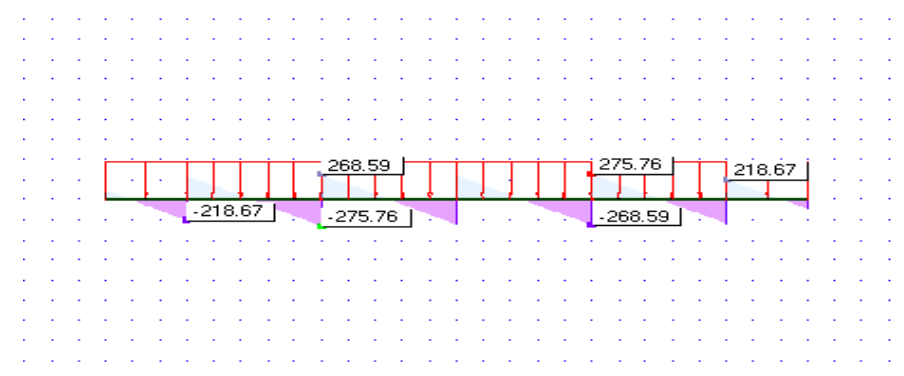


Fig. VI.17 Diagramme de l'effort tranchant dû à la charge A.

Cas de charge Bc

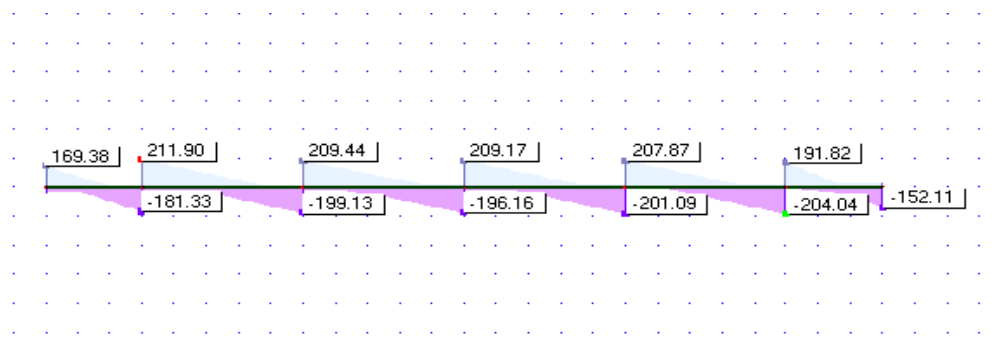


Fig. VI.18 Diagramme de l'effort tranchant dû à la charge Bc

Les valeurs des moments maximaux pour chaque cas de charge

Tableau VI.7. Moment fléchissant max positif à L'ELS.

Charge	Moment (t · m)
CP	1781.62
CCP	534.49
BC	1486.64

Tableau VI.7. Moment fléchissant max négatif à L'ELS.

Charge	Moment (t · m)
CP	3294.10
CCP	988.24
A	2327.84

Les valeurs des efforts tranchants maximaux pour chaque cas de charge

Tableau VI.8. Effort tranchant maximum.

Charge	Effort tranchant (t)
CP	-390.22
CCP	-117.07
A	-275.76

Vérifications

Dans cette étape nous nous intéressons à la vérification des contraintes dans les cas qui donnent le moment maximum.

- Pour le moment positif la vérification des contraintes se fait comme suit:

- ✓ Pour le béton : $\sigma_b = (0.85 \cdot f_{c28})/1.5$
- ✓ Pour l'acier : $\sigma_s = \sigma_e/1.15$

- Pour le moment négatif la vérification des contraintes se fait comme suit:

- ✓ Pour l'acier : $\sum \sigma_s < \sigma_e/1.15$
- ✓ Pour le béton $\sum \sigma_b$ pas de limitation au béton

La vérification se fait avec les aciers à l'intérieur de la section participante parce qu' il y a traction dans les fibres supérieures de la section mixte.

$$\sum \sigma_{arm} < \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 150 \cdot \eta \right\} = 24 \text{ Kg/mm}^2 \text{ avec } \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 40 \text{ Kg/mm}^2$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

η : Coefficient de fissuration.

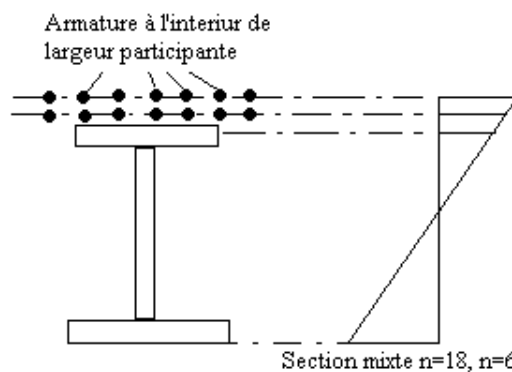


Fig. VI.19 .Contraintes dans la section mixte (poutre plus armature passive).

Vérification des contraintes à L'ELS

On résume les vérifications des contraintes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dues au moment positif à L'ELS.

n	Sollicitation	M (kg.mm) 10 ⁸	$\sigma_b = \frac{M}{n \cdot w_b}$ (Kg/mm ²)	$\sigma_s = \frac{M}{w}$ (Kg/mm ²)	$\sigma_i = -\frac{M}{\bar{w}}$ (Kg/mm ²)
8	CP	17.82	0	26.32	-22.24
18	CCP	5.34	0.72	2.15	-12.43
15	Retrait Température	-	-9.30 -3.10	1.15 0.38	-1.28 -0.43
6	Bc	14.87	3.65	23.05	-40.30

$$\sigma_s = 53 \text{ Kg/mm}^2 > \sigma_{admiss} = 31 \text{ Kg/mm}^2 \text{ (Contrainte n'est pas vérifiée).}$$

$$\sigma_i = -67.68 \text{ Kg/mm}^2 > \sigma_{admiss} = -31 \text{ kg/mm}^2 \text{ (Contrainte n'est pas vérifiée).}$$

$$\sigma_i = 3.65 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 24 \text{ kg/mm}^2 \text{ (Contrainte vérifiée).}$$

Tableau VI.10 .Vérification des contraintes dues au moment négatif à L'ELS.

N	Sollicitation	M (kg.mm) 10 ⁸	$\sigma_b = \frac{M}{n \cdot w_b}$ (Kg/mm ²)	$\sigma_s = \frac{M}{w_a}$ (Kg/mm ²)	$\sigma_i = -\frac{M}{\dot{w}_a}$ (Kg/mm ²)
8	CP	-32.940	0	-48.65	41.10
18	CCP	-9.880	-1.3	-3.97	23.9
15	Retrait Température	-	-9.3 -3.1	1.15 0.38	-1.28 -0.43
6	A	-23.270	-5.72	-0.36	6.3

$$\sigma_s = -51.45 \text{ kg/mm}^2 > \sigma_{admiss} = -31 \text{ kg/mm}^2 \text{ Contrainte n'est pas vérifiée}$$

$$\sigma_i = 69.6 \text{ kg/mm}^2 > \sigma_{admiss} = 31 \text{ kg/mm}^2 \text{ Contrainte n'est pas vérifiée}$$

Puisque les contraintes ne sont pas vérifiées, donc la section choisie n'est pas suffisante il faudra redimensionner la section.

Redimensionnement de la section de la poutre

On prend la section suivante :

$$\frac{L}{28} \leq h \leq \frac{L}{22}$$

$$\frac{50}{28} \leq h \leq \frac{50}{22} \Rightarrow 1.78 \leq h \leq 2.27$$

On choisit la hauteur de l'âme

$$h = 2m$$

Epaisseur de l'âme t_w :

$$t_w = 15 \text{ mm}$$

Les dimensions des membrures sont prises d'après le tableau de dimensionnement ci-dessus :

Tableau VI.11. Dimensionnement des semelles.

Portée	Largeur de la semelle supérieure b_s (mm)	Largeur de la semelle inférieure b_i (mm)
< 30	400	500
30 à 50	500	500 - 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

On prendra

$$b_s = 800\text{mm} \quad \text{et} \quad b_i = 700\text{mm}.$$

Épaisseur des membrures:

L'élançement de la semelle est égal au rapport épaisseur / largeur ; il doit être suffisant afin d'empêcher tout risque de voilement local.

$$t_s = \frac{b_s - t_w}{28\varepsilon} = 30\text{mm}$$

$$t_i = \frac{b_i - t_w}{28\varepsilon} = 26\text{mm} \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_e}} = \sqrt{\frac{235}{255}} = 0.95$$

Calcul des caractéristiques de la nouvelle section d'acier

Les caractéristiques de la section de béton restent les mêmes.

Tableau VI.12 . Caractéristiques de la nouvelle section d'acier

Eléments	S_i (mm ²) * 10 ²	y_i (mm)	$S_i * y_i$ 10 ³	d_i (mm)	I_{xxi} (mm ⁴) * 10 ⁸	I_{xx} (mm ⁴) * 10 ¹⁰
800*30	240	2041	48984	1931	12.8	0.0907
700* 26	182	13.5	245.70	96.5	7.43	0.0910
2000* 15	300	1013.5	30405	903.5	0.067	2.450
Σ	722	-	79634.5	-	-	2.63

Le centre de gravité y_G

$$y_G = 110 \text{ mm}$$

$$\hat{V} = y_G = 110 \text{ mm} \quad ;$$

$$V = h - \hat{V} = 2046 - 110 = 1936 \text{ mm}$$

$$I_a = 2.63 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Calcul w, \hat{w} :

$$w = I_a / V = 0.1358 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$\hat{w} = I_a / \hat{V} = 2.39 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

Les caractéristiques géométriques de la nouvelle section mixte sont données ci-dessus :

Tableau VI. 13. Caractéristiques géométrique de la nouvelle section mixte.

n	C (mm)	S (mm ²) 10 ⁵	A (mm)	b (mm)	I _m (mm ⁴) 10 ¹⁰	V _a (mm)	V' _a (mm)	V _b (mm)	W _a (mm ³) 10 ⁷	W' _a (mm ³) 10 ⁷	W _b (mm ³) 10 ⁷
8	2160	0.722	0	2160	2.63	1936	110	2335	1.35	23.9	1.12
18	2160	2.2	1453.63	706.37	25.38	482.37	1563.63	881.37	52.61	16.23	28.79
15	2160	2.49	1541.20	618.8	26.57	394.8	1651.20	793.8	67.29	16.09	33.5
6	2160	4.71	2036.94	123.06	14.91	100.94	1945.0	298.06	147.71	7.66	50.03

On résume les vérifications des contraintes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.14. Vérification des contraintes du moment positif à L'ELS.

n	Sollicitation	M (kg. mm) 10 ⁸	$\sigma_b = \frac{M}{n \cdot w_b}$ (Kg/mm ²)	$\sigma_s = \frac{M}{w}$ (Kg/mm ²)	$\sigma_i = -\frac{M}{\dot{w}}$ (Kg/mm ²)
8	CP	17.82	0	13.20	7.45
18	CCP	5.34	0.72	1.01	3.29
15	Retrait Température	-	-1.60 -0.53	0.73 0.24	-21.0 -7.0
6	Bc	14.87	3.65	10.06	19.41

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_s &= 25.24 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 31 \text{ kg/mm}^2 \\
 \sigma_i &= -2.15 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = -31 \text{ kg/mm}^2 \\
 \sigma_b &= 2.24 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 24 \text{ kg/mm}^2
 \end{aligned} \right\} \text{ Contraintes ne sont pas vérifiées}$$

Vérification des contraintes pour le moment maximum négatif

On a :

$$A_s = 33.5 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 2.63 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{arm} = 1.6 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Avec :

A_s : L'aire de section d'armature dans la largeur de la dalle participante.

I_{arm} : Le moment d'inertie des armatures à l'intérieur du béton.

I_a : Le moment d'inertie de la nouvelle section d'acier.

Calcul du centre de gravité de la section (poutre plus armature de la dalle) :

$$y_{Gm} = \frac{(72200 \times 1936) + (3350 \times 2280)}{72200 + 3350} = 1951.25 \text{ mm}$$

$$I_m = I_a + A_a d_a^2 + I_{arm} + A_{arm} d_{arm}^2$$

$$I_m = 2.63 \times 10^{10} + (72200 \times 1048.75^2) + (3350 \times 203.25^2)$$

$$I_m = 1.07 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

On a :

$$w_{arm} = \frac{I_{arm}}{V_{arm}} = \frac{1.6 \times 10^7}{203.2} = 0.78 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$w_a = \frac{I_a}{V_a} = \frac{2.63 \times 10^{10}}{1936} = 13.5 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

$$w'_a = \frac{I_a}{V'_a} = \frac{2.63 \times 10^{10}}{110} = 2.39 \times 10^{10} \text{ mm}^3$$

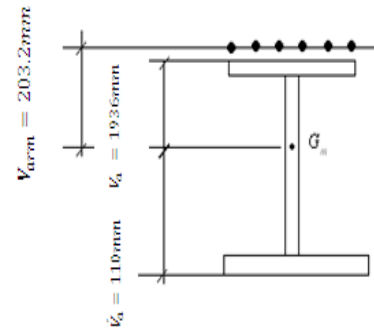


Fig. VI.20. Section mixte

Tableau VI.15 .Vérification des contraintes dues au moment négatif pour la nouvelle section à L'ELS.

n	Sollicitations	M (kg. mm) 10 ⁸	$\sigma_{arm} = \frac{M}{w_{arm}}$ (kg/mm ²)	$\sigma_s = \frac{M}{w_a}$ (kg/mm ²)	$\sigma_i = -\frac{M}{w'_a}$ (kg/mm ²)
∞	CP	-3294.10	0	-24.4	13.78
18	CCP	-988.24	-12.66	-7.32	4.13
6	A	-2327.84	-19.84	-17.24	9.73
σ	-	-	-31.5	-49	27.64

$\sigma_s = 49 \text{ kg/mm}^2 > \sigma_{admiss} = -31 \text{ kg/mm}^2$. (Contrainte n'est pas vérifiée)

$\sigma_i = 27.64 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 31 \text{ kg/mm}^2$. (Contrainte vérifiée.)

$\sigma_{arm} = -31.5 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = -34.7 \text{ kg/mm}^2$. (Contrainte vérifiée.)

Les contraintes dans la poutre ne sont pas vérifiées. Donc on ajoute une tôle métallique (25×600), à la semelle supérieure.

Calcul des caractéristiques de la nouvelle section (Tableau.VI.16)

Tableau VI. 16 .Caractéristiques de la section d'acier en ajoutant une tôle.

Eléments	S_i (mm ²) * 10 ²	y_i (mm)	$S_i * y_i$ (mm ³) * 10 ³	d_i (mm)	I_{xxi} (mm ⁴) * 10 ⁸	I_{xxiG} (mm ⁴) * 10 ¹⁰
25 * 600	150	2068.5	16027.5	1523,5	4.5	3.52
30 * 800	240	2041	489.84	1496	12.8	5.49
26 * 700	182	13.5	245.7	531,5	7.43	0.58
2000 * 15	300	1026	30780	481	0.00562	0.96
Σ	872	-	47543	-	-	10.55

$y_G = 545mm$

$\hat{V} = y_G = 545mm ; V = h - \hat{V} = 2091 - 545 = 1546mm$

$w = 6.82 \times 10^7 mm^3$

$\hat{w} = 19.35 \times 10^7 mm^3$

$I_a = 10.55 \times 10^{10} mm^3$

Calcul du centre de gravité de la section (poutre plus armature de la dalle) :

$$y_{Gm} = \frac{(87200 \times 545) + (3350 \times 2305)}{(87200 + 3350)} = 610.11 mm$$

$$I_m = I_a + A_a d_a^2 + I_{arm} + A_{arm} d_{arm}^2$$

$$I_m = 10.55 \times 10^{10} + 87200 \times 545^2 + 3350 \times 2141^2 = 1.46 \times 10^{11} mm^4$$

$$w_{arm} = \frac{I_m}{V_{arm}} = \frac{1.46 \times 10^{11}}{2141} = 6.81 \times 10^8 mm^3$$

$$w_a = \frac{I_m}{V_a} = \frac{1.46 \times 10^{11}}{1471} = 9.93 \times 10^8 mm^3$$

$$\hat{w}_a = \frac{I_m}{\hat{V}_a} = \frac{1.46 \times 10^{11}}{610.1} = 23.93 \times 10^7 mm^3$$

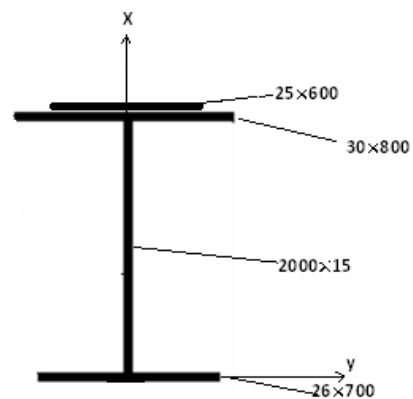


Fig. VI. 21 .Coupe de la nouvelle section d'acier.

Vérification des contraintes de la nouvelle section (Tableau VI.17)

Tableau VI. 17 .Vérification des contraintes dues au moment négatif lorsqu'on ajoute la tôle.

n	Sollicitations	M (kg. mm) 10 ⁸	$\sigma_{arm} = \frac{M}{w_{arm}}$ (kg/mm ²)	$\sigma_s = \frac{M}{w_a}$ (kg/mm ²)	$\sigma_i = \frac{-M}{w'_a}$ (kg/mm ²)
∞	CP	-3294.10	-4.83	-3.31	13.7
18	CCP	-988.24	-1.45	-0.99	4.13
6	A	-2327.84	-3.41	-2.34	9.73
σ	-	-	-9.7	-6.64	27.56

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= -6.46 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_{admiss} = -31 \text{ kg/mm}^2 \\ \sigma_i &= 27.56 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_{admiss} = 31 \text{ kg/mm}^2 \\ \sigma_{arm} &= -9.7 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_{admiss} = -34.7 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ Les contraintes sont vérifiées}$$

Vérification de l'âme de la poutre :

Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant est repris par l'âme, On désigne par τ_{max} la contrainte de cisaillement max de l'âme, définit par :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A}$$

Avec :

T_{max} : Effort tranchant max.

A : l'aire de l'âme.

$$f_y = 355 \text{ Mpa} \quad , \quad \bar{\tau} = \frac{2}{3} f_y \quad \text{donc} \quad \bar{\tau} = 236.67 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{max} = \frac{390.22 \cdot 10^3}{200 \times 1.5} = 130 \text{ MPa}$$

On remarque que :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau} = 236.67 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{(La contrainte de cisaillement est vérifiée.)}$$

Vérification au voilement:

Principe de vérification :

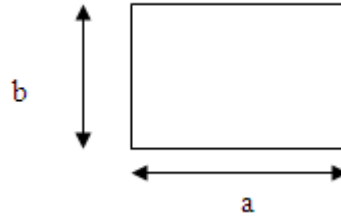
On délimitera les panneaux de sorte que, la bordure d'un panneau est supposée rigide et indéformable, et ce même si des raidisseurs verticaux ou horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité.

Vérification du panneau délimité par les semelles et les pièces de pont :

$$a = 4m$$

$$b = 2m$$

$$e = 1.5 \text{ cm}$$



L'âme de la poutre.

Tableau VI. 17 Récapitulatif des contraintes

σ_s (kg/cm ²)	σ_i (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)
646	2756	130

On vérifie la condition suivante :

$$\left(S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1.8$$

Avec :

σ_s : La contrainte de la fibre la plus comprimée.

σ_i : La contrainte de la fibre la plus tendue.

τ : La contrainte de cisaillement.

Calcul des contraintes critiques :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \times K_{\sigma}$$

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

Avec :

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\nu = 0.3 \text{ (Coefficient de poisson)}$$

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{200} \right)^2 \times 23.9 = 2551.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{200} \right)^2 \times 6.34 = 676.87 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des coefficients :**Calcul de k_σ :**

$$\begin{aligned}\psi &= \sigma_i / \sigma_s \\ \psi &= -\frac{646}{2756} = -0.23 \\ \psi &\leq -1\end{aligned}$$

$$\text{Donc : } \begin{aligned}S_\sigma &= 1 \\ k_\sigma &= 23.9\end{aligned}$$

On donne :

$$S_\sigma = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4 \cdot \psi & \text{Si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{Si } \psi < -1 \end{cases}$$

Calcul de K_τ :

$$k_\tau = \begin{cases} 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} & \text{si } \alpha \geq 1 \\ 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} & \text{si } \alpha < 1 \end{cases}$$

$$\alpha = a/b = 2$$

$$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{2^2} = 6.34$$

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

$$\tau_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

$$\left(1 \times \frac{2756}{2551.62}\right)^2 + \left(\frac{130}{676.87}\right)^2 = 1.19^2 \leq 1.8 \quad (\text{La condition au voilement est vérifiée})$$

Vérification au déversement :

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par [7] .Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M_{cr} de déversement.

On admet que :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_{cr})$$

Avec :

 σ_{cr} : Contrainte critique de déversement. σ_f : Contrainte due à la flexion.

$$f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right) \quad \text{Si } \sigma_{cr} \geq 0.75\sigma_e$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66\sigma_{cr} \quad \text{Si } \sigma_{cr} < 0.75\sigma_e$$

Calcul du moment de déversement:

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = \frac{m_1 \cdot m_2}{l} \sqrt{E \cdot I_y \cdot gk}$$

Avec :

l : Portée de la pièce susceptible de fléchir.

I_y : Inertie de la poutre par rapport à l'axe yy dans le plan de déversement.

E : Module de déformation longitudinal ($E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$).

G : Module de déformation transversale ($G = 8.077 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$).

$$S_1 = 25 \times 600 = 15000 \text{ mm}^2$$

$$S_2 = 30 \times 800 = 24000 \text{ mm}^2$$

$$S_3 = 26 \times 700 = 182 \text{ mm}^2$$

$$S_4 = 200 \times 15 = 30000 \text{ mm}^2$$

Calcul de l'inertie par rapport l'axe (yy) :

$$I_{yy} = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3}$$

$$I_{yy} = \frac{25 \times (600)^3}{12} + \frac{30 \times (800)^3}{12} + \frac{26 \times (700)^3}{12} + \frac{2000 \times (15)^3}{12}$$

$$I_{yy} = 2.49 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Calcul du moment de torsion k :

$$K = \frac{1}{3} S_4 \cdot \left(n \cdot t_w^2 + \frac{S_1 + S_2}{S_4} t_s^2 \right).$$

$$K = \frac{1}{3} 300 \times 10^2 \cdot \left(2 \times 15^2 + \frac{390 \times 10^2}{300 \times 10^2} 40^2 \right)$$

$$k = 2.53 \times 10^7 \text{ mm}^2$$

Calcul des coefficients m_1 et m_2 :

Le coefficient m_1 dépend :

1. des conditions d'appui de la poutre aux extrémités.
2. de la disposition des charges.

Le coefficient m_2 est fonction du paramètre α :

Sur l'aile supérieure de la semelle :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

Sur l'aile inférieure de la semelle :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2} + \frac{1.45}{\alpha}} \right]$$

Le coefficient m_2 :

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$$

Avec :

$$\alpha^2 = \frac{4 \cdot G \cdot K}{E \cdot I_{yy}} \left(\frac{L}{b} \right)^2$$

$$\alpha^2 = \frac{4 \times 8.077 \times 10^5 \times 2.53 \times 10^7}{2.1 \times 10^6 \times 2.49 \times 10^9} \left(\frac{4000}{2000} \right)^2$$

$$\alpha^2 = 0.062$$

Calcul m_1 :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{0.062} + \frac{1.45}{0.5}} \right]$$

$$m_1 = 15.57$$

Calcul m_2 :

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}} = 12.65$$

Calcul du moment de déversement :

$$M_{cr} = \frac{m_1 \cdot m_2}{L} \sqrt{E \cdot I_y \cdot gk}$$

$$M_{cr} = \frac{15.57 \cdot 12.65}{4000} \sqrt{2.1 \times 10^6 \cdot 2.8 \times 10^7 \cdot 2.53 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 1.89 \times 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{w} = \frac{1.89 \times 10^8}{23.93 \times 10^7} = 789.0 \text{ cm}^2$$

$$0.75\sigma_e = 0.75 \times 3550 = 2662,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cr} < 0.75\sigma_e \quad \text{Donc : } f(\sigma_{cr}) = 0.66\sigma_{cr}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66 \times 789 = 520.74 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul du σ :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{w} = \frac{3294.1}{23.93} = 141 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \leq f(\sigma_{cr})$$

(La condition du déversement est vérifiée)

8.5. Vérification à L'ELU (Justification des poutres mixtes)

Vérification pour le moment positif

Principe général

La justification de la sécurité vis à vis des états limites ultimes de résistances des sections mixtes est effectuée pour toutes les phases de construction:

- On vérifie que les sollicitations de calcul ne dépassent pas la résistance ultime des sections.
- On adopte la combinaison :

$$1.35M_G + 1.5M_Q.$$

Calcul du moment résistant ultime:

Le calcul du moment résistant est effectué à partir des diagrammes contraintes déformation des matériaux. Suivant la position de l'axe neutre plastique, le diagramme des contraintes prend les aspects suivants:

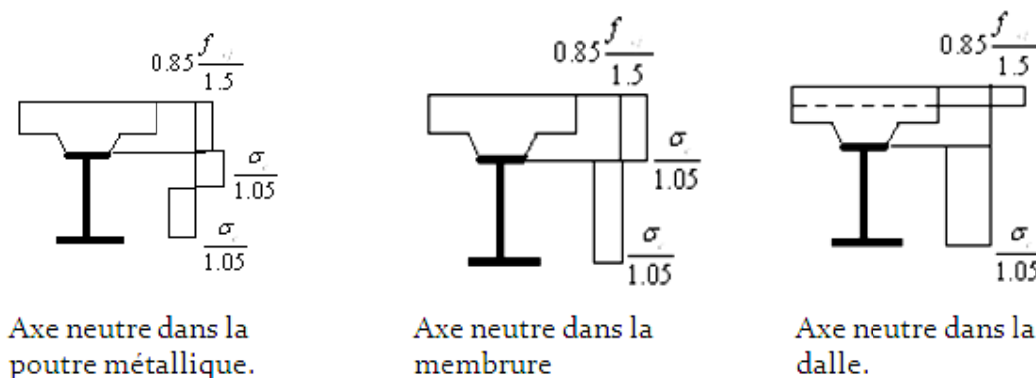


Fig VI. 22 Position de l'axe neutre plastique.

On va dimensionner en considérant une plastification complète de la section et on cherche la résistance de l'ouvrage à la ruine. On raisonne pour que l'ouvrage supporte les charges globalement. Les diagrammes sont rectangulaires et non plus linéaires.

Nous devons déterminer la position de l'axe neutre plastique. Nous allons commencer par la détermination des forces F_a et F_b max pouvant être reprises respectivement par l'acier et par le béton.

La résistance en compression de la dalle

$$F_b = b_{eff} \times h_b \times \frac{0.85 \times F_{cj}}{1.5}$$

$$F_b = 75000 \times 350 \times \frac{0.85 \cdot 40}{1.5} = 5.95 \times 10^5 \text{ kg.}$$

La résistance en traction de la poutre métallique

$$F_a = A_a \times \left(-\frac{\sigma_e}{1.05}\right)$$

$$F_a = 722 \times \left(-\frac{3550}{1.05}\right) = -2.44 \times 10^7 \text{ kg.}$$

On remarque que : $-F_b \geq F_a \rightarrow$ Dans ce cas l'axe neutre plastique est dans l'acier à une distance y_b de la fibre supérieure du béton.

$$y_b = \frac{-F_a}{\frac{0.85f_{cj}}{1.5} b_{eff}} \leq e_b$$

$$y_b = \frac{2.44 \times 10^7}{\frac{0.85 \times 40}{1.5} \times 7500} = 143.5 \text{ mm} \leq e_b = 350 \text{ mm}$$

On trouve alors le moment résistant ultime:

$$M_u = F_a \times \left(V_a + h_{gousset} + e_b - \frac{y_b}{2}\right)$$

$$M_u = 2.44 \times 10^7 \times \left(1936 + 50 + 350 - \frac{143.5}{2}\right)$$

$$M_u = 5.52 \times 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{mm.}$$

On a le moment maximum à l'état limite ultime (L'ELU).

Moment positif :

Tableau VI. 18 Moment fléchissant à L'ELU (positif).

Charge	Coefficient de pondération	Moment (kg · mm) * 10 ⁹	Moment pondéré (kg · mm) * 10 ⁹
CP	1.35	1.781	2.405
CCP	1.35	0.534	0.721
BC	1.5	1.486	2.229
Bilan 1.35M _G +1.5M _Q	—	—	4.628

$$M_{ELU} = 4.628 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

$$M_R = 55.2 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

Alors :

$$M_R > M_{ELU}.$$

La résistance des poutres est assurée à L'ELU donc leur dimensionnement est correct.

Vérification pour le moment négatif

La section résistante est constituée par la poutre métallique et les armatures passives de la largeur de dalle participante. Le béton n'est pas pris en compte.

On admet que le diagramme des contraintes dans la section de la poutre métallique est linéaire et limité à $\pm\sigma_e$ (la contrainte d'acier de la poutre égale à 35.5 kg/mm^2 dans notre cas). Et pour les armatures la contrainte limite est :

$$\sigma_{arm} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{40}{1.15} = 34.79 \text{ kg/mm}^2.$$

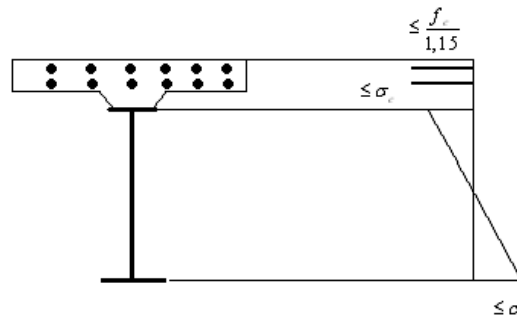


Fig. VI. 23 Diagramme des contraintes à la section mixte.

Moment négatif :

Tableau VI. 19 Moment fléchissant à L'ELU (moment négatif).

Charge	Coefficient de pondération	Moment (kg · mm) * 10 ⁹	Moment pondéré (kg · mm) * 10 ⁹
CP	1.35	-3.294	-4,447
CCP	1.35	-0.988	-1,333
A	1.5	-2.327	-3,49

Vérification des contraintes pour la section précédente

Tableau VI. 20 Vérification des contraintes pour le moment négatif à l'ELU.

n	Sollicitations	Moment (kg. mm) * 10 ⁹	$\sigma_{arm} = \frac{M}{w_a}$ (kg/mm ²)	$\sigma_s = \frac{M}{w}$ (kg/mm ²)	$\sigma_i = \frac{M}{\dot{w}}$ (kg/mm ²)
∞	CP	-4,447	-5,701	-3.294	18,60
18	CCP	-1,333	-1,70	-0.985	5.56
6	A	-3,49	-4,47	-2,58	14.6
$\sum \sigma$	-	-	-11,87	-6,859	38.76

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= 6,859 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_{admiss} = 35.5 \text{ kg/mm}^2 \\ \sigma_i &= -38.76 \text{ kg/mm}^2 \geq \sigma_{admiss} = -35.5 \text{ kg/mm}^2 \\ \sigma_{arm} &= -11.87 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_{admiss} = 34.76 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{La contrainte} \\ \text{à la fibre Inferieur} \\ \text{n'est pas vérifiée} \end{array}$$

Nous prévoyons une tôle d'acier à la semelle inferieure (600 × 25)

Calcul des caractéristiques de la nouvelle section :

Tableau VI. 21 Caractéristiques de la section d'acier on ajoutant une nouvelle tôle.

Eléments	S _i (mm ²) * 10 ²	y _i (mm)	S _i * y _i (mm ³) * 10 ³	d _i (mm)	I _{xxi} (mm ⁴) * 10 ⁸	I _{xxiG} (mm ⁴) * 10 ¹⁰
25 * 600	150	2093,5	31402.5	1982,5	4.5	5,94
30 * 800	240	2066	49584.0	1955,0	12.8	9,298
26 * 700	182	38.5	7007	72,47	7.43	0.169
2000 * 15	300	1051	31530.0	940,03	0.00562	2.65
25 * 600	150	12.5	187.5	98,47	4.5	0.059
Σ	1022	–	113404.7	–	–	18.12

$$y_{Ga} = 110.97 \text{ mm} ; \hat{V} = y_{Ga} = 110.97 \text{ mm} ; V = h - \hat{v} = 2106 - 110 = 1995,03 \text{ mm}$$

$$I_a = 18.12 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$w = I_{xx}/V = 18.12 \times 10^{10}/1995,03 = 9 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$\hat{w} = I_{xx}/\hat{V} = 18.12 \times 10^{10}/110.97 = 1.63 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

Calcul du centre de gravité de la section (poutre plus armature de la dalle) :

$$y_{Gm} = \frac{(102200 \times 110.97) + (3350 \times 2166)}{(102200 + 3350)} = 176.19 \text{ mm}$$

$$I_m = I_a + A_a d_a^2 + I_{arm} + A_{arm} d_{arm}^2$$

$$I_m = 18.12 \times 10^{10} + 102200 \times 65.22^2 + 3350 \times 1989.81^2 = 1.95 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Caractéristiques géométriques de la nouvelle section mixte :

$$w_{arm} = 9.8 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$w_a = 10.1 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$\hat{w}_a = 110.67 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

Vérification des contraintes avec la nouvelle section :

Tableau VI. 22 Vérification des contraintes à L'ELU avec la nouvelle section :

n	Sollicitations	Moment (kg. mm) 10 ⁹	$\sigma_{arm} = \frac{M}{W_a}$ (kg/mm ²)	$\sigma_s = \frac{M}{W}$ (kg/mm ²)	$\sigma_i = \frac{M}{\dot{W}}$ (kg/mm ²)
∞	CP	-4,447	-4.53	4.43	0.4
18	CCP	-1,333	-1.35	1.32	0.12
6	A	-3,49	3.56	3.48	0.31
$\sum \sigma$	-	-	-9.44	-9.23	0.83

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= -9.23 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_{admiss} = -31 \text{ kg/mm}^2 \\ \sigma_{arm} &= -9.44 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_{admiss} = -24 \text{ kg/mm}^2 \\ \sigma_i &= 0.83 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_{admiss} = 31 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ Les contraintes sont vérifiées.}$$

8.6. Détermination du raidissage vertical des poutres principales :

D'après le fascicule 61 titre V article 18 nous prévoyons des raidisseurs aux niveaux des vérins où les efforts de sollicitations sont maximums. Ces raidisseurs de forme rectangulaires sont disposés verticalement, définis par une inertie relative γ e et une section relative δ telle que :

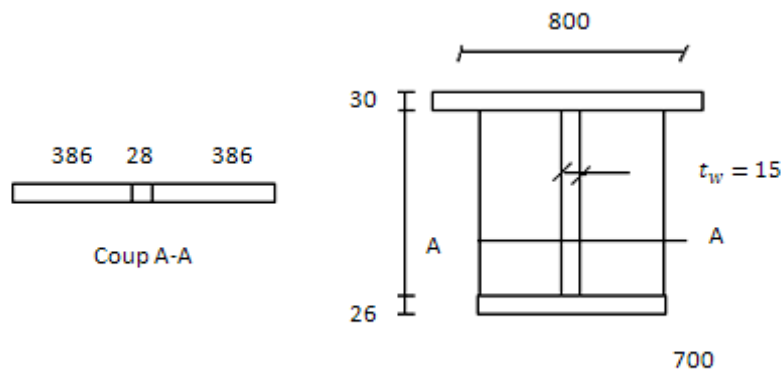


Fig. VI. 24. Raidisseur de l'âme principal.

$$\gamma = \frac{E \cdot J}{b \cdot D}$$

Avec

$$J = 0.092 \cdot b \cdot t^3 \cdot \gamma$$

$$\delta = \frac{A_{enp}}{b_w \cdot t_w}$$

$$I = \frac{E \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)}$$

Avec :

J : Inertie du raidisseur.

I : Inertie de la plaque.

A_{enp} : Section du raidisseur de la poutre principale.

ν : Coefficient de poisson de l'acier=0.3.

t_w : Épaisseur de la plaque

$$\delta = \frac{A_{enp}}{b_w \cdot t_w} = \frac{38.6 \times 4}{205.6 \times 1.5} = 0.5$$

$$J = 0.092 \cdot b \cdot t_{en} \cdot \gamma \Rightarrow \gamma = J / 0.092 \cdot b \cdot t_{en}$$

$$J = \frac{4 \times 38.6^3}{12} \times 2 = 38341.63 \text{ cm}^4$$

$$\gamma = \frac{38341.63}{0.092 \times 205.6 \times 1.5} = 1351.35$$

D'après le tableau du titre V fascicule 61, les valeurs limites minimales de γ et δ sont définies comme suit :

$$\begin{aligned} \delta_{min} &= 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{h_w}{t_w} \\ &= 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{205.6}{1.5} = 0.09 \end{aligned}$$

Donc on a :

$$\delta = 0.5 > \delta_{min} = 0.09$$

$$\gamma_{min} = 0.33 \left(\frac{h_w}{50 t_w} \right)^3 = 0.33 \left(\frac{205.6}{50 \times 1.5} \right)^3 = 6.8$$

Donc on a :

$$\gamma = 1351.35 \gg \gamma_{min} = 6.8.$$

Ainsi, la solution choisie avec les raidisseurs vérifie bien les conditions aux limites imposées.

8.7. 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 valeurs $\left(\frac{L}{500} \text{ et } \frac{L}{300} \right)$.

On calcule les flèches pour les sollicitations suivantes : CP, CCP, surcharges de trafic (cas le plus défavorable D240).

Dans le tableau suivant on donne l'inertie de la section mixte correspondante à ce type de sollicitation :

Tableau .VI .23 .Moment d'inertie.

Type de sollicitation	Moment d'inertie (mm ⁴) * 10 ⁴
C P	2.63
C C P	25.38
Surcharge de trafic	14.91

Pour le calcul des flèches on a procédé au logiciel de calcul robot, les résultats correspondants sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau VI. 24 .Valeurs de la flèche.

Type de sollicitation	La flèche (mm)
CP	96.5
CCP	28.96
Surcharge de trafic	12.8
Total	138

NB: Pour les diagrammes des flèches (voir l'annexe III).

On a :

$$L = 50000 \text{ mm}$$

$$f_{admiss} = \frac{L}{300}$$

$$f_{totale} = 138 \text{ mm} \leq f_{admiss} = 166 \text{ mm (Vérifiée)}.$$

9. Conclusion

Dans cette étude on a calculé le ferrailage de la dalle sous les différents systèmes de chargement : poids propre ; charge A, charge Bc et convoi D, ensuite, on est passé à l'étude de la section mixte avec les vérifications aux états limites des contraintes normales et des contraintes de cisaillement. Puis, on procède aux vérifications concernant les phénomènes d'instabilité élastique tout en ajustant les dimensions des poutres et en ajoutant des tôles d'aciers.

Conclusion générale

Les ponts métalliques et mixtes représentent une part significative des réalisations actuelles. La qualité de ces projets nécessite la maîtrise d'éléments qui influent sur le choix initial, les études préliminaires, les études d'exécution et la réalisation des ouvrages. De plus, les méthodes de conception et réalisation de ces ponts se développent régulièrement suite aux évolutions des matériaux et des normes en vigueur.

L'objet de notre travail est la conception et l'étude de dimensionnement du tablier d'un pont mixte. Il reliera la ville de Boudouaou, à l'Est, à la ville de Zéralda à l'Ouest.

L'ouvrage est composé de deux chaussées chacune de 15m de largeur, sa longueur totale est de 260m. Il comporte 6 travées hyperstatiques, de portée de 50m pour les travées intermédiaires et 30m pour les travées de rives.

A la lumière de cette étude : on aboutit à :

- Au choix du type d'ouvrage à construire, en fonction des différentes contraintes imposées. On propose la variante de pont bipoutre mixte hyperstatique sur la base d'un passage en revue de différentes variantes et tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet. Ce dernier est un pont mixte bipoutre à pièces de pont car la largeur du tablier est de 15m.
- Le béton utilisé a une résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ et une masse volumique de 2500 Kg/m^3 .
- Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures à haute adhérence de nuance $FeE40$.
- Les poutres principales ont été réalisées avec des tôles et des plaques de type S355 d'épaisseur comprise entre 40 et 100mm.
- A l'étude de la phase d'exécution de l'ouvrage, avec le choix de la méthodologie de réalisation
- A l'étude de la section mixte (acier – béton). Elle concerne les vérifications des contraintes, au voilement, au déversement et au cisaillement. La vérification des contraintes se fait dans la section mixte et les autres vérifications se font dans la section d'acier.
- Vu que les contraintes normales ne sont pas vérifiées on a opté pour un ajout de tôles d'aciers.
- On termine notre étude par la vérification des flèches

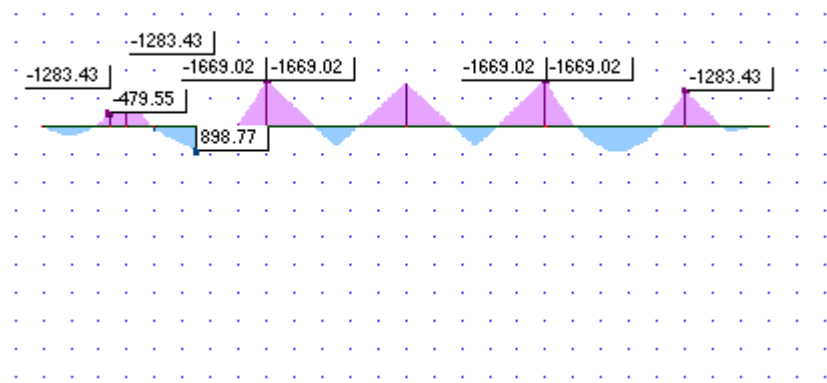
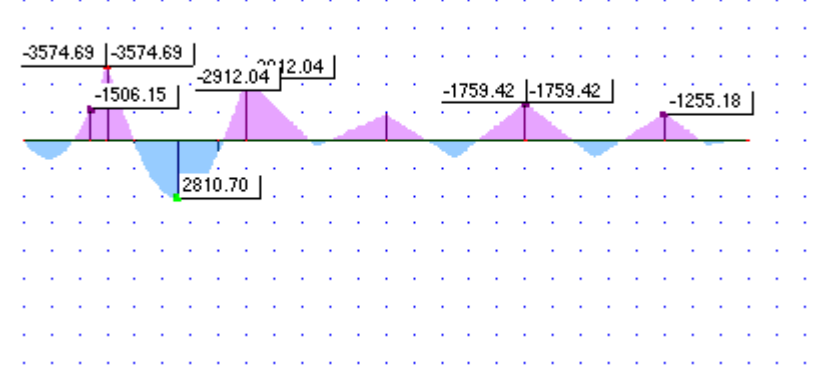
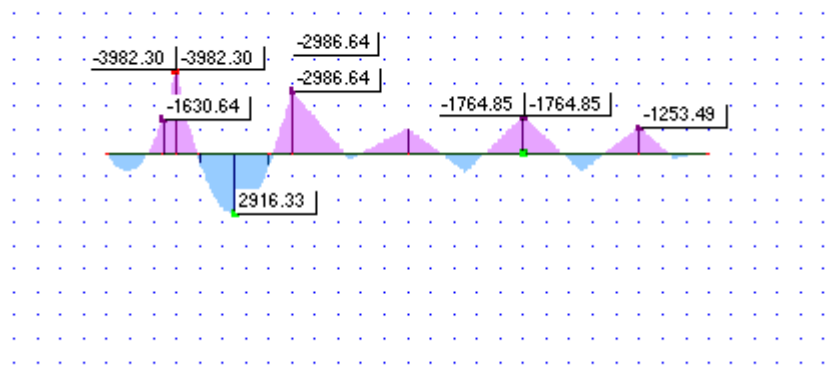
Ce travail m'a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer mes connaissances acquises tout au long de ma formation au sein de l'ENP.

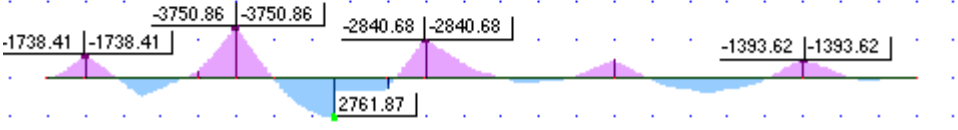
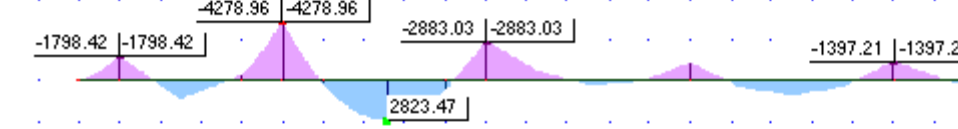
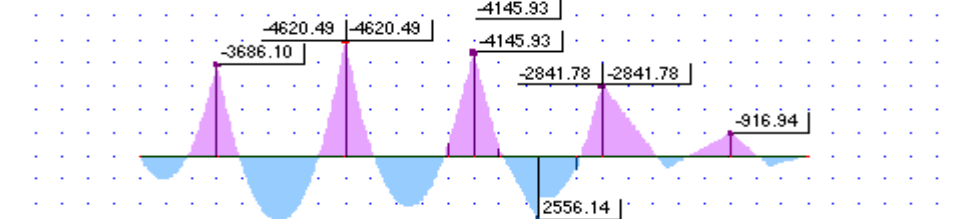
Par ailleurs : je me suis familiarisé avec le logiciel Robot Millenium et je me suis rapproché du domaine professionnel des ouvrages d'art,

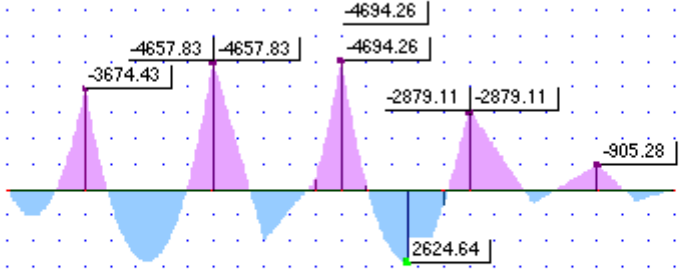
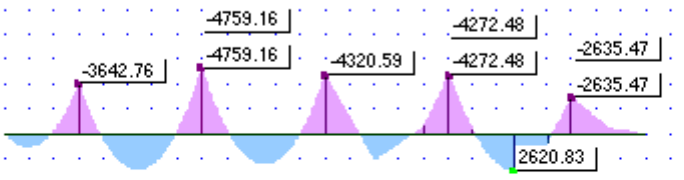
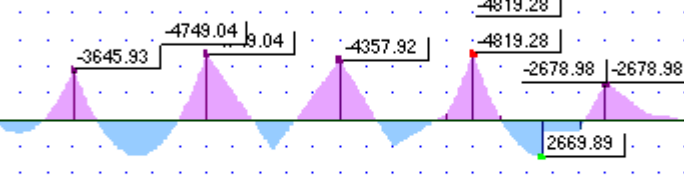
Bibliographie

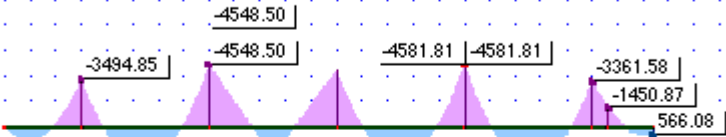
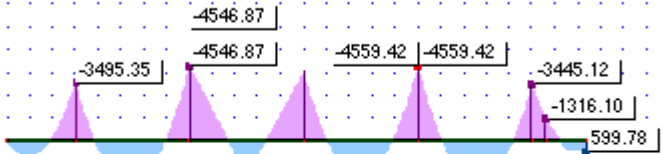
- [1]: J.A.CALGARO et M.VIRLOGEUX (Janvier 1989) «**Projet et construction des ponts**».
- [2]: Y. Mohamed, B Rezki Thèse de projet de fin d'étude année 2007 ENTP « **Etude comparative en iso et hyperstatique d'un pont mixte** ».
- [3] : B .Fares, D .Mohammed, Thèse de projet de fin d'étude année 2006 ENP « **étude d'un pont bipoutre** »
- [4]: Note de Cours pont, *Ecole Nationale Polytechnique*, dirigé par Mme D.CHERID.
- [5]:FASCICULE N°61 «**Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art titre II - Programme de charges et Épreuves des ponts routiers**».
- [6] : Euro code 4-2 **Design of composite steel and concrete structures: Bridges.**
- [7] : Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99: **règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états Limites.**
- [8] : Règles CM Décembre 1966 et ADDITIF 80: **règles de calcul des constructions en acier.**
- [9] : Règles Parasismiques Algériennes R.P.A. 99 (Modifiées 2003).
- [10]: Technique de l'ingénieur C2676 « **ponts métalliques application spécifiques** ».
- [11] : SETRA 'ouvrages d'art'.
- [12] : Logiciel Robot millenium V.17.

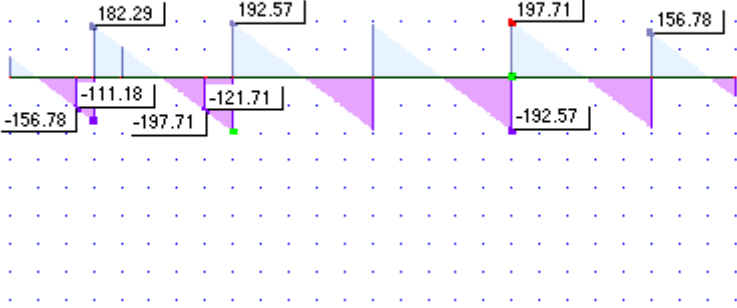
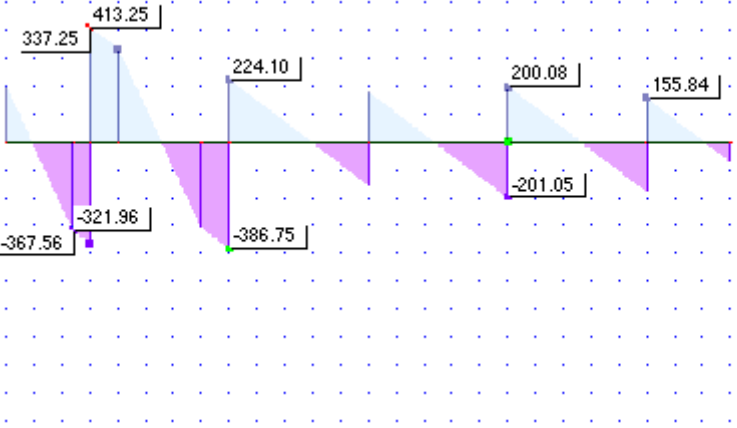
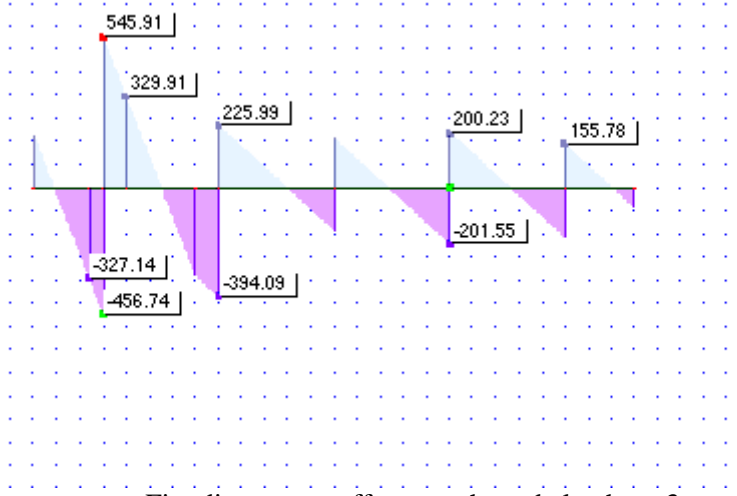
Annexe I

Phase de construction	moment fléchissant (t.m)
<p style="text-align: center;">Phase 1</p> <p style="text-align: center;">Mise en œuvre de la charpente métallique</p> <p>$M_{max} = 898.7 \text{ t.m}$ $M_{min} = -1669.0 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant de la phase 1.</p>
<p style="text-align: center;">Phase 2</p> <p style="text-align: center;">Le coulage de la dalle De la travée C1-P1, P1-P2</p> <p>$M_{max} = 2810.7 \text{ t.m}$ $M_{min} = -3574.69 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant de la phase 2.</p>
<p style="text-align: center;">phase 3</p> <p style="text-align: center;">Le coulage de la dalle en zone d'appui P1</p> <p>$M_{max} = 2916.33 \text{ t.m}$ $M_{min} = -3982.3 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant de la phase 3.</p>

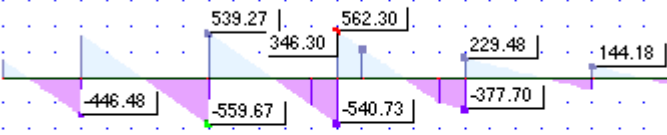
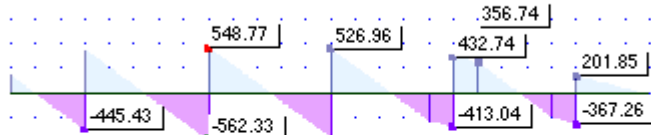
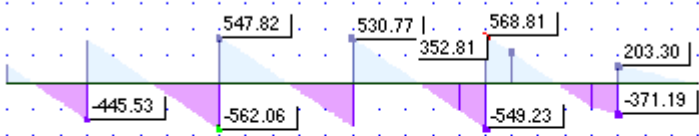
Phase de construction	Moment fléchissant (t. m)
<p style="text-align: center;">Phase 4</p> <p>Le coulage de la dalle de la travée P2-P3</p> <p>$M_{max} = 2761.87t.m$ $M_{min} = -3750.86t.m$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant de la phase 4.</p>
<p style="text-align: center;">Phase 5</p> <p>Le coulage de la dalle en zone d'appui P2</p> <p>$M_{max} = 2823.47t.m$ $M_{min} = -4278.96t.m$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant de la phase 5.</p>
<p style="text-align: center;">Phase 6</p> <p>Le coulage de la dalle de la travée P3-P4</p> <p>$M_{max} = 2556.14 t.m$ $M_{min} = -4620.5t.m$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant de la phase 6.</p>

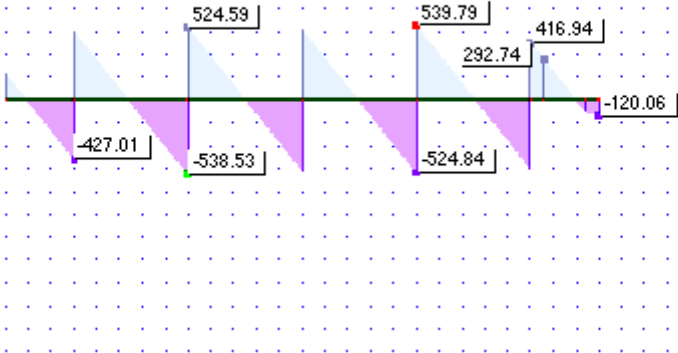
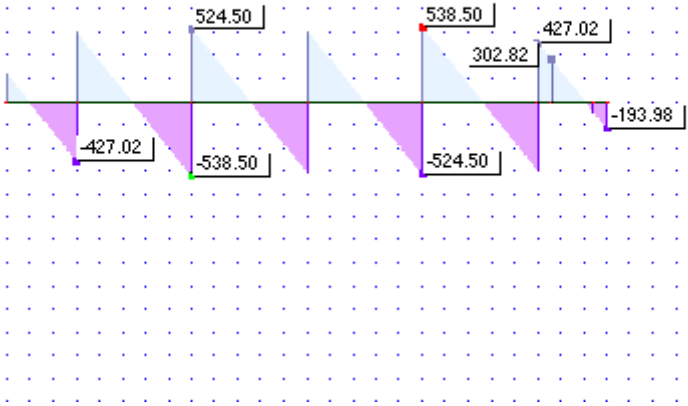
Phase de construction	Moment fléchissant (t.m)
<p style="text-align: center;">Phase 7</p> <p>Le coulage de la dalle en zone d'appui P3</p> <p>$M_{max} = 2624.64 \text{ t.m}$ $M_{min} = -4694.86 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant de la phase 7.</p>
<p style="text-align: center;">Phase 8</p> <p>Le coulage de la dalle en zone d'appui P3</p> <p>$M_{max} = 2620.83 \text{ t.m}$ $M_{min} = -4759.16 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant de la phase 7.</p>
<p style="text-align: center;">Phase 9</p> <p>Le coulage de la dalle en zone d'appui P4</p> <p>$M_{max} = 2669.89 \text{ t.m}$ $M_{min} = -4819.28 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant de la phase 9.</p>

Phase de construction	Moment fléchissant (t. m)
<p>Phase 10</p> <p>Le coulage de la dalle de la travée P5-C2</p> <p>$M_{max} = 2551.11 \text{ t.m}$ $M_{min} = -4581.82 \text{ t.m}$</p>	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 10.</p>
<p>phase 11</p> <p>Le coulage de la dalle en zone d'appui P5</p> <p>$M_{max} = 2549.30 \text{ t.m}$ $M_{min} = -4549.0 \text{ t.m}$</p>	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 11.</p>

phase de construction	effort tranchant (t)
<p>phase 1</p> <p>mise en œuvre de la charpente métallique</p> <p>$T_{max} = 197.7 \text{ t.m}$</p>	 <p>Fig. diagramme effort tranchant de la phase 1.</p>
<p>phase 2</p> <p>le coulage de la dalle en travée C1P1-PIP2</p> <p>$T_{max} = 413.25 \text{ t.m}$</p>	 <p>Fig. diagramme effort tranchant de la phase 2.</p>
<p>phase 3</p> <p>le coulage de la dalle en zone d'appuie P1</p> <p>$T_{max} = 545.91 \text{ t.m}$</p>	 <p>Fig. diagramme effort tranchant de la phase 3.</p>

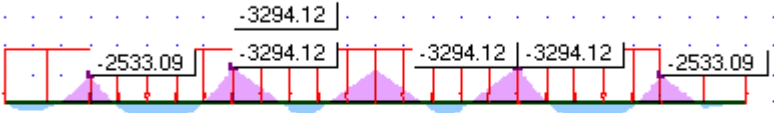
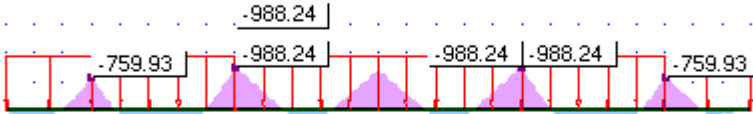
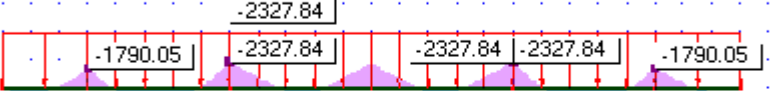
phase de construction	effort tranchant (t)
<p>phase 4</p> <p>le coulage de la dalle en travée P2-P3</p> <p>$T_{max} = 418.2 \text{ t.m}$</p>	
<p>phase 5</p> <p>le coulage de la dalle en zone d'appui P2</p> <p>$T_{max} = 553.92 \text{ t.m}$</p>	<p style="text-align: center;">Fig. diagramme effort tranchant de la phase 5.</p>
<p>Phase 6</p> <p>le coulage de la dalle en travée P3-P4</p> <p>$T_{max} = 558.69 \text{ t.m}$</p>	<p style="text-align: center;">fig. diagramme effort tranchant de la phase 6.</p>
<p>phase de construction</p>	<p>effort tranchant (t)</p>

<p>phase 7</p> <p>le coulage de la dalle en zone d'appui P₃</p> <p>$T_{max} = 559.67t.m$</p>	 <p>Fig. : diagramme de l'effort tranchant de la phase 7.</p>
<p>phase 8</p> <p>le coulage de la dalle en travée P₄- P₅</p> <p>$T_{max} = 562.33t.m$</p>	 <p>Fig. : diagramme de l'effort tranchant de la phase 8.</p>
<p>Phase 9</p> <p>le coulage de la dalle en zone d'appui P₄</p> <p>$T_{max} = 568.81 t.m$</p>	 <p>Fig. : diagramme de l'effort tranchant de la phase 9.</p>

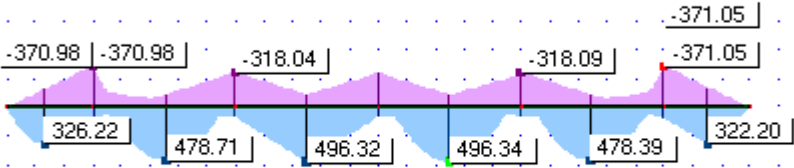
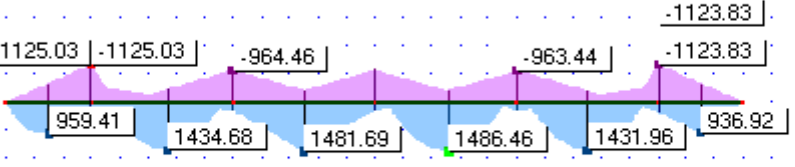
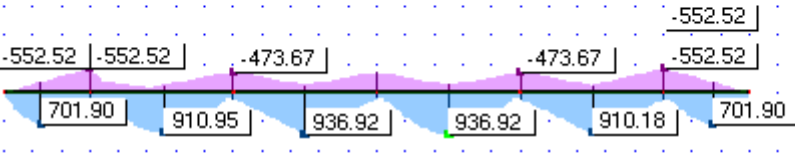
Phase de construction	Effort tranchant (t)
<p>Phase 10</p> <p>le coulage de la dalle en travée P5-C2</p> <p>$T_{max} = 541.9 \text{ t.m}$</p>	 <p>Fig. : diagramme de l'effort tranchant de la phase 10.</p>
<p>Phase 11</p> <p>le coulage de la dalle en zone d'appui P5</p> <p>$T_{max} = 539.79 \text{ t.m}$</p>	 <p>Fig. : diagramme de l'effort tranchant de la phase 11.</p>

Annexe II

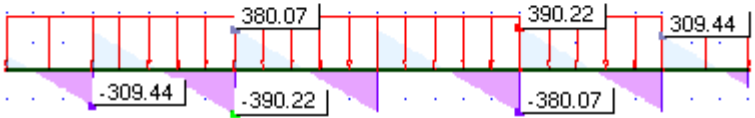
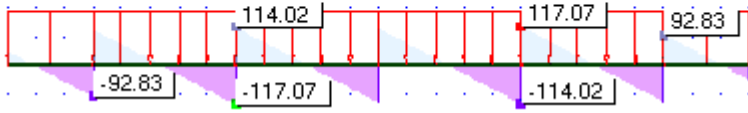
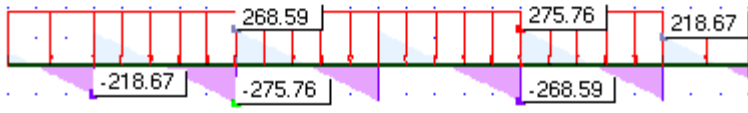
Annexe II : Analyse en phase de service - sollicitation du moment fléchissant

Cas de charge	Moment fléchissant (t. m)
<p>Charge permanente</p> <p>$M_{max} = 1781.62 \text{ t.m}$</p> <p>$M_{min} = -3294.10 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant du CP.</p>
<p>Compliment des charges permanentes</p> <p>$M_{max} = 534.49 \text{ t.m}$</p> <p>$M_{min} = -988.24 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant du CCP.</p>
<p>Charge A</p> <p>$M_{min} = -2327.84 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant du au surcharge A.</p>

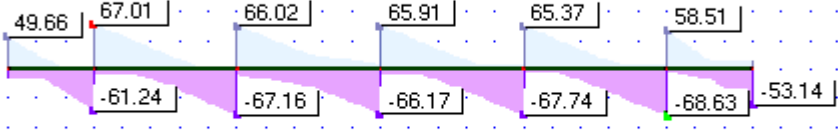
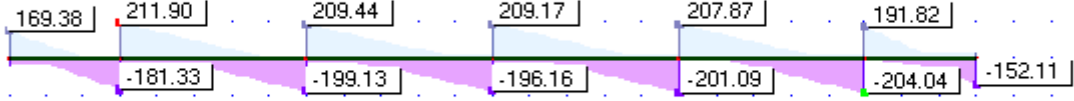
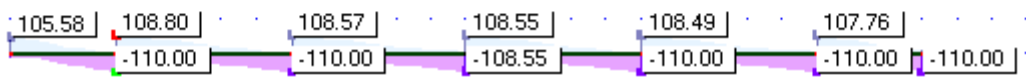
Annexe II : Analyse en phase de service - sollicitation du moment fléchissant

Cas de charge	Moment fléchissant (t.m)
<p style="text-align: center;">D240</p> <p>$M_{max} = 496.32 \text{ t.m}$ $M_{min} = -371.05 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant du au D240.</p>
<p style="text-align: center;">BC</p> <p>$M_{max} = 1486.46 \text{ t.m}$ $M_{min} = -1125.03 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant du au BC.</p>
<p style="text-align: center;">MC120</p> <p>$M_{max} = 936.92 \text{ t.m}$ $M_{min} = 552.5 \text{ t.m}$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme du moment fléchissant du au MC120.</p>

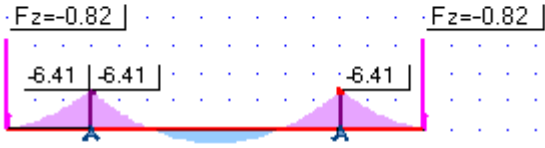
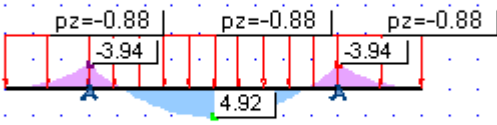
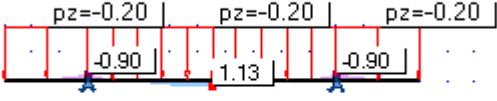
Annexe II : Analyse en phase de service -solicitation de l'effort tranchant

Cas de charge	Effort tranchant (tonne)
<p>Charge permanente</p> <p>$T_{\max} = 390.22 \text{ t}$</p>	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au CP.</p>
<p>Compliment des charges permanentes</p> <p>$T_{\max} = 117.07 \text{ t}$</p>	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au CCP.</p>
<p>Surcharge A</p> <p>$T_{\max} = 275.76 \text{ t}$</p>	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au surcharge A.</p>

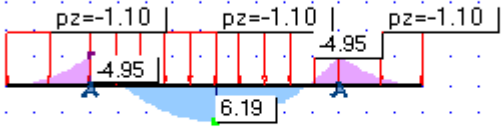
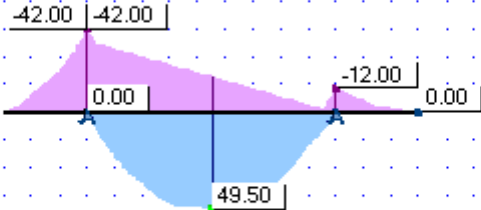
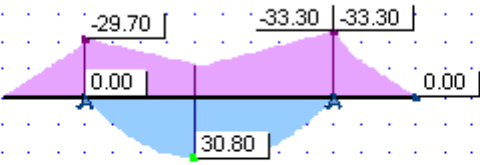
Annexe II : Analyse en phase de service -solicitation de l'effort tranchant

Cas de charge	Effort tranchant (tonne)
<p>D240</p> <p>$T_{max} = 68.63 t$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme de l'effort tranchant du au D240.</p>
<p>BC</p> <p>$T_{max} = 211.9 t$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme de l'effort tranchant du au BC.</p>
<p>MC120</p> <p>$T_{max} = 110 t$</p>	 <p style="text-align: center;">Diagramme de l'effort tranchant du au MC120.</p>

Annexe II: analyse en phase de service, étude transversale

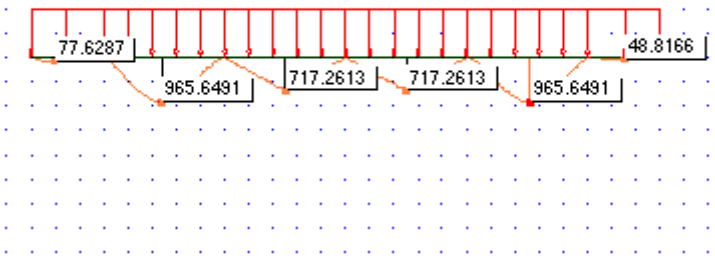
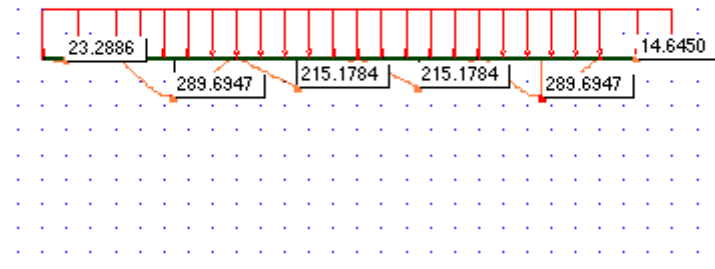
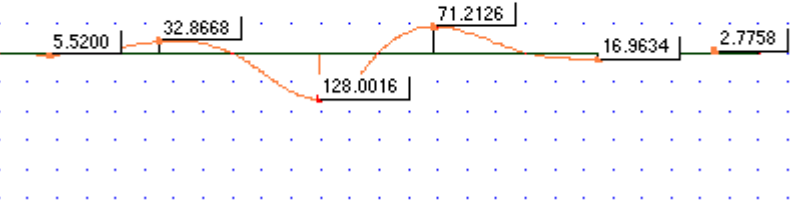
Cas de charge	Moment fléchissant (t. m)
<p>Charge permanente</p>	 <p>Diagramme du moment fléchissant du au CP.</p>
<p>charge complémentaire permanente</p>	 <p>Diagramme du moment fléchissant du au CCP (corniche+glissière de sécurité).</p>
<p>Charge complémentaire Permanente</p>	 <p>Diagramme du moment fléchissant du au CCP (béton bitumineux).</p>

Annexe II: analyse en phase de service, étude transversale

Cas de charge	Moment fléchissant (t. m)
Charge A	 <p>diagramme du moment fléchissant du au surcharge A.</p>
charge BC	 <p>diagramme du moment fléchissant du au charge BC.</p>
D240	 <p>diagramme du moment fléchissant du au charge D240.</p>

Annexe III

Annexe III : Analyse des flèches

Cas de charge	La flèche (mm)														
<p>Poids propre</p>	 <p>Diagramme de la flèche due au poids propre.</p> <table border="1"> <caption>Valeurs de flèche (mm) pour le poids propre</caption> <tr><th>Position</th><th>Flèche (mm)</th></tr> <tr><td>Extrémité gauche</td><td>77.6287</td></tr> <tr><td>Appui 1</td><td>965.6491</td></tr> <tr><td>Appui 2</td><td>717.2613</td></tr> <tr><td>Appui 3</td><td>717.2613</td></tr> <tr><td>Appui 4</td><td>965.6491</td></tr> <tr><td>Extrémité droite</td><td>48.8166</td></tr> </table>	Position	Flèche (mm)	Extrémité gauche	77.6287	Appui 1	965.6491	Appui 2	717.2613	Appui 3	717.2613	Appui 4	965.6491	Extrémité droite	48.8166
Position	Flèche (mm)														
Extrémité gauche	77.6287														
Appui 1	965.6491														
Appui 2	717.2613														
Appui 3	717.2613														
Appui 4	965.6491														
Extrémité droite	48.8166														
<p>Charge complémentaire permanente</p>	 <p>Diagramme de la flèche due au CCP.</p> <table border="1"> <caption>Valeurs de flèche (mm) pour la charge complémentaire permanente</caption> <tr><th>Position</th><th>Flèche (mm)</th></tr> <tr><td>Extrémité gauche</td><td>23.2886</td></tr> <tr><td>Appui 1</td><td>289.6347</td></tr> <tr><td>Appui 2</td><td>215.1784</td></tr> <tr><td>Appui 3</td><td>215.1784</td></tr> <tr><td>Appui 4</td><td>289.6347</td></tr> <tr><td>Extrémité droite</td><td>14.6450</td></tr> </table>	Position	Flèche (mm)	Extrémité gauche	23.2886	Appui 1	289.6347	Appui 2	215.1784	Appui 3	215.1784	Appui 4	289.6347	Extrémité droite	14.6450
Position	Flèche (mm)														
Extrémité gauche	23.2886														
Appui 1	289.6347														
Appui 2	215.1784														
Appui 3	215.1784														
Appui 4	289.6347														
Extrémité droite	14.6450														
<p>D240</p>	 <p>Diagramme de la flèche due à la charge mobile D240.</p> <table border="1"> <caption>Valeurs de flèche (mm) pour la charge mobile D240</caption> <tr><th>Position</th><th>Flèche (mm)</th></tr> <tr><td>Extrémité gauche</td><td>5.5200</td></tr> <tr><td>Appui 1</td><td>32.8668</td></tr> <tr><td>Appui 2</td><td>128.0016</td></tr> <tr><td>Appui 3</td><td>71.2126</td></tr> <tr><td>Appui 4</td><td>16.9634</td></tr> <tr><td>Extrémité droite</td><td>2.7758</td></tr> </table>	Position	Flèche (mm)	Extrémité gauche	5.5200	Appui 1	32.8668	Appui 2	128.0016	Appui 3	71.2126	Appui 4	16.9634	Extrémité droite	2.7758
Position	Flèche (mm)														
Extrémité gauche	5.5200														
Appui 1	32.8668														
Appui 2	128.0016														
Appui 3	71.2126														
Appui 4	16.9634														
Extrémité droite	2.7758														

Annexe III : Analyse des flèches