

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département Génie Civil
Laboratoire L.G.S.D.S

*En vu de l'obtention du diplôme
D'Ingénieur d'Etat en Génie Civil*

Thème



*Etude d'un pont bipoutre
à MILA*

Proposé par :

S.A.E.T.I

Réalisé par :

BOUHOUCHE Fares
DJERIOU Mohammed

Encadré par :

Mme. CHERID
Mme. MOHABEDDINE

Promotion Juin 2007

Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu Clément et Miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté d'achever ce travail.

Nos remerciements vont à Mesdames CHERID et MOHABEDDINE pour l'aide qu'elles nous ont apportés, pour leurs conseils durant l'élaboration de ce travail.

Nos remerciements vont également Monsieur MAKHLOUFI et Monsieur OUALI de la S.A.E.T.I. ainsi que Messieurs. BOULAKAKEZ et BOUMLIT de la SAPTA pour leurs conseils et leurs encouragements.

Nos remerciements vont également aux membres du jury qui ont accepté d'examiner notre travail.

Nous adressons aussi nos remerciements à nos familles ainsi que tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin.

ملخص:

الهدف من هذا العمل تصميم و حساب جسر مختلط, و هو من نوع المفرد السكون ذو ثلاث اتجاهات يبلغ طوله 665م أما عرضه 14م منها رصيفين للمارة, كما يمكننا تمرير من خلالهما الأتابيب و أسلاك الكهرباء. يرتكز هذا الجسر على 10مساند 8 وسطية و إثنان جانبيين. يتكون من 9مقاطع ذات 80م للوسطية و 60و 45م للجانبين. بلاطه من الخرسانة المسلحة و مرتكز على عارضتين حديديتين. حيث نهتم في هذه الدراسة بالطريقة التي يتم بها تركيب العارضتين الحديديتين و المتمثلة في إرسال الرأس المتقدم . كما نهتم بمعاينة قدرته على مقاومة مختلف القوى الخارجية المؤثرة عليه, و ذلك بحسابنا الاجهادات و مقارنتها بالاجهادات التي بإمكانه تحملها. و التأكد من عدم تعرضه للالتواء, و دراسة الارتباط الجيد بين عناصره, مع أخذ بعين الاعتبار توصيات (BAEL91) و (CM).

كلمات مفتاحية : جسر. مقدم راس. عارضة حديدية. مساند. لجافة. رابط

Résumé:

Le but de ce travail est l'étude et la conception d'un pont bipoutre hyperstatique trois voies de circulation, sa longueur est de 665m. Sa largeur est de 14m bordé de deux trottoirs.

Le tablier repose sur dix appuis : huit piles et deux culées. La dalle en béton armé est appuyée sur deux poutres en acier.

On s'intéresse dans cette étude à la méthode de la mise en place de l'ossature métallique avec le système de lancement : avant bec.

Par ailleurs, les sollicitations obtenues par le logiciel Robot Bat Millenium, ensuite on a procédé aux différentes vérifications : cisaillement, voilement et déversement, conformément aux règlements en vigueur. Ensuite, on est passé à l'étude des assemblages

Mots clef: pont, avant bec, poutres métalliques, appuis, entretoise, connecteur.

Summary:

The goal of this work is the study and the design of a hyper static twin-boom bridge has tree lane, its length is 665m and of width 14m 2 pavements for the passenger has.

The bridge with 10 support (8) intermediaries (crushed) and (2) of bank (abutments), the slab concrete armed rests on two steel beams.

One interests in this study in the method of the installation of the metal framework with the system of launching (before nozzle)

Also the checking of the resistance of beams to shearing, warping and variously with taking into account of the recommendation of (the BAEL 91) and (CM).

Key words: bridge, before metal nozzle, beams, supports, spacer, connector.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

1. Introduction	1
2. Présentation descriptive de l'ouvrage	1

CHAPITRE I: GENERALITES

I.1. Introduction	3
I.2. Eléments constituant du pont bipoutre	4
I.3. Les différents étapes de réalisation d'un pont bipoutre	9
I.3.1. Construction des piles	9
I.3.2. L'assemblage de l'ossature métallique	9
I.3.3. La pose des armatures de béton	11
I.3.4. Le coffrage de la dalle	12
I.3.5. Les appareils d'appuis	12

CHAPITRE II: CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX DE LA CONSTRUCTION

II.1 Introduction	13
II.2. Béton.....	13
II.2.1. Résistance à la compression	13
II.2.2. Résistance à la traction	13
II.2.3. Module de déformation longitudinal du béton « E »	13
II.2.4. Coefficient de poisson	14
II.3. Les Aciers	14
II.3.1. Les aciers passifs	14
II.3.2. Les caractéristiques de calcul	14

CHAPITRE III: EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

III.1. Introduction	16
III.2. Charges permanentes	16
III.3. CALCULS DES SURCHARGES	18

CHAPITRE IV: PRE DIMENSIONNEMENT ET VERIFICATION AU LANÇAGE

IV.1. Introduction	22
IV.2. Principe de lancement des structures métalliques	22
IV.2.1 La méthode de l'avant bec:	22
IV.2.2 Dimensionnement de l'avant bec	23
IV.3. Les différentes phases de lancement	24
IV.3.1 Phase de passage N1	24
IV.3.2 Phase N2	24
IV.3.3. Poussage N3	25
IV.4 Calcul des moments maximum et effort tranchant sur appui et en travée	28
IV.5 Pré dimensionnement de la poutre	28

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT EN PHASE DE SERVICE

V.1. Introduction	37
V.2. Dimensionnement de la dalle en béton armé	37
V.2.1 Fonctionnement	37
V.2.2 Calcul des moments	38
V.2.2.1 Dimensionnement transversal de la dalle	38
V.2.2.2 Calcul des armatures longitudinales	46
V.2.3. Schéma de ferrailage de la dalle	47
V.3 Etude de la section mixte	48
V.3.1. Détermination des caractéristiques géométrique des sections d'acier et béton	48
V.3.2. Calcul des caractéristiques géométrique de la section mixte (acier + béton)	50
V.3.3. Calcul de chaque nature des charges	52
V.3.4. Calcul des moments et efforts tranchants	56
V.3.5. Vérification des contraintes à L'ELS	57
V.3.5.1 Vérification de la section dimensionnée au lancement	57
V.3.5.2 Redimensionner la section de la poutre	60
V.4. Vérification à L'ELU (Justification des poutres mixtes)	69
V.4.1. Vérification pour un moment positif	69
V.4.2. Vérification pour le moment négatif	71
V.5. Détermination de raidissage vertical des poutres principales	74
VI.6. Calcul des déformations (flèche)	75
V.7. Calcul des entretoises	76
V.7.1. Entretoise d'about sur culée	77
V.7.1.1. Culée gauche	77

V.7.1.2. Culée droite	82
V.7.2. Les entretoises sur pile	85
V.8. Etude d'assemblage	88
V.8.1. Calcul des assemblages poutres principales et l'entretoise sur pile	88
V.8.2 Assemblage de l'âme de l'entretoise à la culée gauche et les poutres principales	90
V.8.3 Assemblage de l'âme de l'entretoise d'about a gauche aux poutres.....	91
V.8. Calcul des connecteurs à L'ELU	93

Conclusion	94
-------------------------	----

Bibliographie

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.1 : Calcul des moments à L'ELU aux section S1 et S2.....	42
Tableau V.2 : Calcul des efforts tranchant L'ELU aux section S1 et S2 :.....	43
Tableau V.3 : caractéristiques géométrique de la section de l'acier :.....	48
Tableau V.4 : caractéristiques géométrique de la section de béton :	50
Tableau V.5 : caractéristique de la section mixte :	52
Tableau V.6 : moment fléchissant positif à L'ELS :.....	56
Tableau V.7 : moment fléchissant négatif à L'ELS :.....	56
Tableau V.8 : Effort tranchant maximum :	57
Tableau V.9 : vérification des contraintes de moment positif à L'ELS :.....	59
Tableau V.10 : vérification des contraintes du au moment négatif à L'ELS :.....	59
Tableau V.11 : Dimensionnement des semelles :	60
Tableau.V.12 : les caractéristiques de la nouvelle section d'acier :	61
Tableau.V.13 : caractéristique géométrique de la nouvelle section mixte.....	61
Tableau V.14 : vérification des contraintes due au moment positif pour la nouvelle section à L'ELS :	62
Tableau V.15 : vérification des contraintes due au moment négatif pour la nouvelle section à L'ELS :	63
Tableau V.16 : caractéristique de la section d'acier on ajoutant une tôle (25*800) :.....	64
Tableau V.17 : vérification des contraintes due au moment négatif lorsque on ajoutant la tôle :	65
Tableau V.18 : Moment fléchissant à L'ELU (positif):.....	71
TableauV.19 : moment fléchissant à L'ELU (moment négatif) :	72
Tableau V.20 : vérification des contraintes pour le moment négatif à L'ELU :.....	72
Tableau V.21 : Caractéristique de la section d'acier on ajoutant une nouvelle tôle :.....	72
Tableau V.22 : vérification des contraintes à L'ELU avec la nouvelle section :.....	73
Tableau V.23 : moment d'inertie	75
TableauV.24 : les valeurs de la flèche :	76
Tableau:V.25 : Réaction sur les appuis :.....	77

LISTE DES FIGURES

Fig.1 : Vue en élévation du pont	1
Fig.2 Vue transversal de la pile	2
Fig.I.1 : les contraintes à la section mixte (béton + acier)	4
Fig.I.2 : assemblage d'un montant sur une poutre	5
Fig.I.3 : assemblage des pièces de pont et montant.	6
Fig.I.4 : Assemblage entretoise montant	7
Fig.I.5 Assemblage diaphragme - montant	8
Fig.I.6 : Assemblage avec connecteur (poutre – dalle)	9
Fig.I.7 : Chaise a câble	10
Fig.I.8 : l'opération de lançage.....	11
Fig.I.9 : La pose des armatures en place	11
Fig.II-1 : Diagramme contrainte – déformation	14
Fig.III.1 : Décomposition de l'aire totale	15
Fig.IV.1 Détail de l'avant bec	22
Fig.IV.2 Vérin de poussage	23
Fig.IV.3 : l'avant bec seul en porte à faux	24
Fig.IV.4 : l'ossature métallique et l'avant bec en porte à faux	24
Fig.IV.5 : l'ossature métallique après l'accostage	25
Fig.IV.6 : Dimension de section de la poutre.....	29
Fig.IV.7 : Les contraintes à l'âme de la poutre	32
Fig.V.1 : Les sollicitations sur la dalle.....	37
Fig.V.2 : Section transversal de la dalle	38
Fig.V.3 : La répartition des charges permanentes sur la dalle	39
Fig.V.4 : diagramme de moment du poids propre.....	39
Fig.V.5 : diagramme de moment de la surcharge A.....	40
Fig.V.6 : diagramme de moment de surcharge de trottoirs	40
Fig.V.7 : diagramme de l'effort tranchant du poids propre.....	41
Fig.V.8 : diagramme de l'effort tranchant de la surcharge A.....	41
Fig.V.9 : diagramme de l'effort tranchant de surcharge de trottoirs	42
Fig.V.10 : Schéma de ferrailage de la dalle :	47
Fig.V.11 : Section d'acier	48
Fig.V.12 : Section de béton.....	49
Fig.V.13 : Section mixte (acier + béton).....	51
Fig.V.14 : diagramme de moment de charge CP	53
Fig.V.15 : diagramme de moment de la surcharge D240.....	54
Fig.V.16 : diagramme de moment de charge CCP.....	54
Fig.V.17 : diagramme de l'effort tranchant de la charge CP	55
Fig.V.18 : diagramme de l'effort tranchant de la surcharge D240	55

Fig.V.19 : diagramme de l'effort tranchant de la charge CCP.....	56
Fig.V.20 : les contraintes à la section mixte (poutre+armature passive)	58
Fig.V.21 : Section mixte (poutre+armature)	63
Fig.V.22 : Nouvelle section mixte	64
Fig.V.23 : Diagramme des contraintes à la section mixte.....	71
Fig.V.24 : La section mixte.....	73
Fig.V.25 : raidisseur de l'âme principal.....	74
Fig.V.26 : les différentes réactions sur l'entretoise.....	76
Fig.V.27 : Représentation des appuis	77
Fig.V.28 : Moment crée par le retrait.....	78
Fig.V.29 Entretoise sur la culée gauche	79
Fig.V.30 : Entretoise d'about à gauche.....	81
Fig.V.31 : Entretoise d'about à droite.....	83
Fig.V.32 : Raidisseur d'entretoise sur culée droite.....	84
Fig.V.33 : Entretoise d'about à droite.....	86
Fig.V.34 : raidisseur d'entretoise d'about à droite	87
Fig.V.35 : Assemblage entretoise - poutre principale	89
Fig.V.36 : Vue transversal d'assemblage poutre principale – entretoise	90
Fig.V.37 : Assemblage de l'entretoise à la culée gauche avec les poutres principales	91
Fig.V.38 : Assemblage de l'entretoise à la culée gauche avec les poutres principales	92
Fig.V.39 : Goujons à tête ronde.	93

INTRODUCTION

Introduction

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de plusieurs des matières, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, la charpente métallique, mécaniques du sol...etc.

L'évolution des techniques informatiques basées sur le calcul des structures en éléments finis permet de concevoir et d'étudier des ouvrages aussi complexes que possible.

Notre modeste travail, consiste à l'étude et à la conception d'un pont bipoutre en utilisant le logiciel ROBOT Millenium.

Présentation descriptive de l'ouvrage:

L'objet de notre travail est de calculer un pont **bipoutre**. Les poutres principales sont assemblées par soudages in situ, puis lancées par le système de **l'avant bec**.

Ce travail a été proposé par la Société Algérienne d'Etude d'Infrastructures (**SAETI**.)

Cet ouvrage permet de franchir **OUED MENAR** sur RN77 entre la wilaya de **JIJEL** et **SETIF**.

- Le pont a une largeur de 14mètres, avec deux trottoirs de 1.75mètres chacun.
- Sa longueur totale est de 665mètres ; il est composé de 9 travées avec des portées de 45mètres et 60mètres pour les travées de rives, des portées de 80mètres pour les travées intermédiaires.
- Le tablier repose sur huit piles de hauteurs différentes et deux culées.
- Les piles en béton armé sont encastrées à la base de la semelle de fondation.
- Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé encastrée sur les poutres principales à l'aide de connecteurs.
- Les poutres principales sont assemblées par soudage aux entretoises.

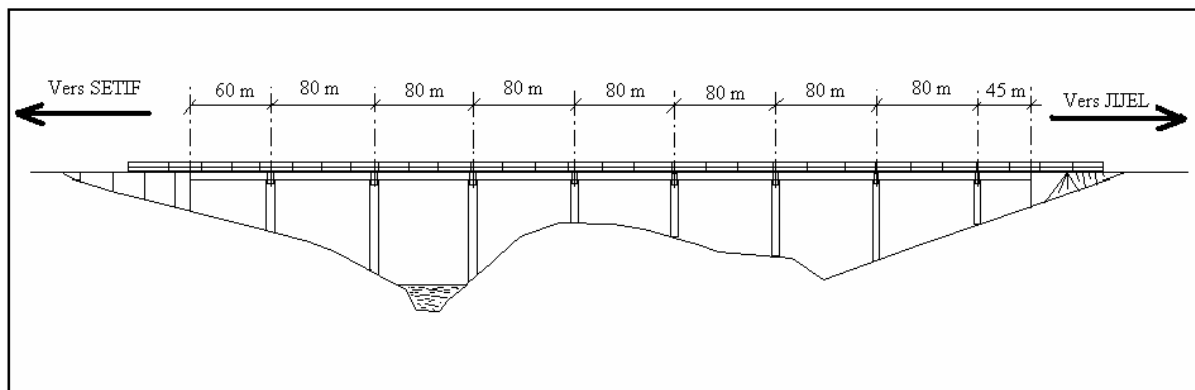


Fig.1 : Vue en élévation du pont

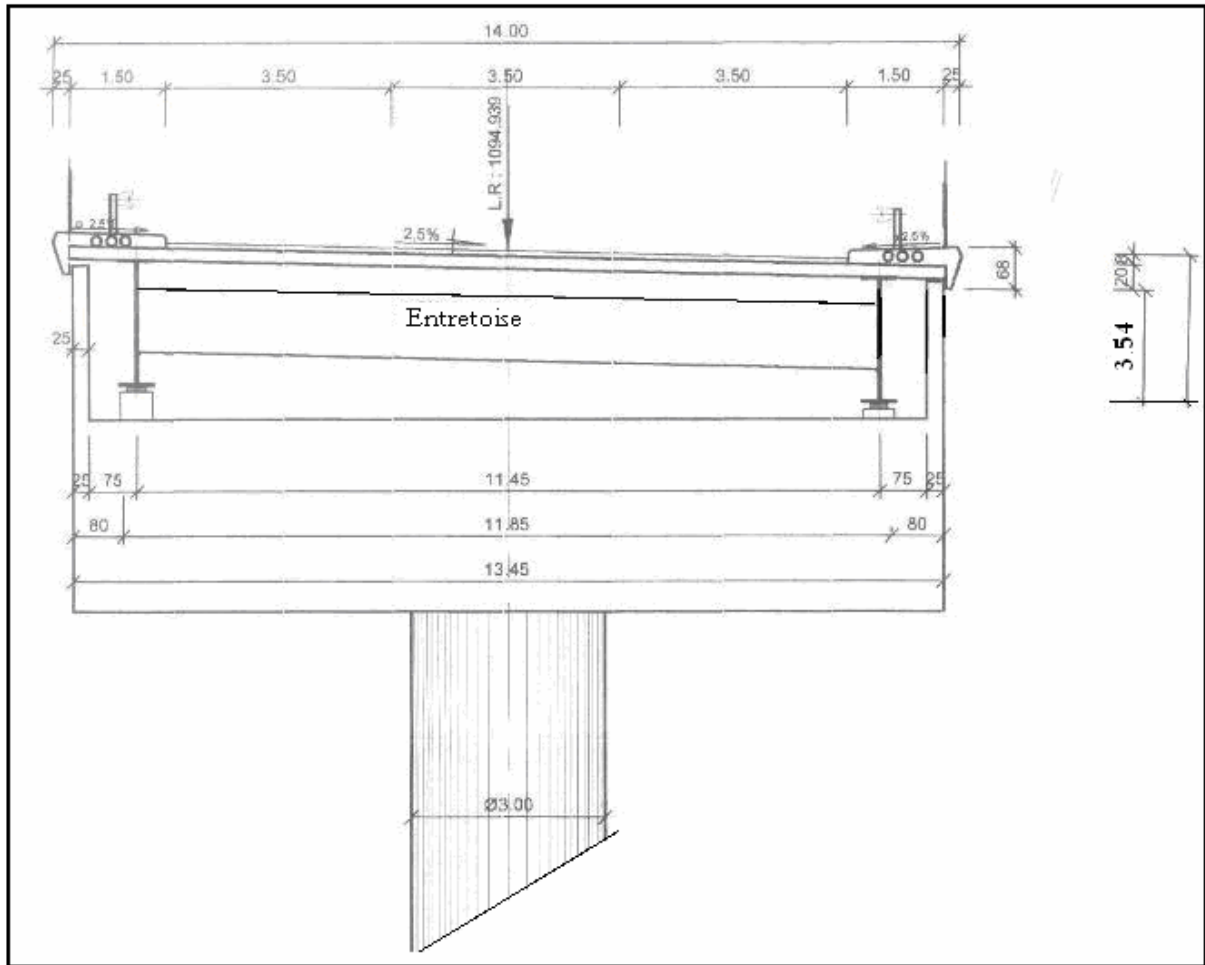


Fig.2 Vue transversale de la pile

Notre travail comporte cinq chapitres. Dans le premier chapitre, on donne la définition d'un pont mixte et un bref rappel, sur les éléments longitudinaux et transversaux constituant un pont bipoutre ainsi que les différentes étapes de réalisation.

Au second chapitre traite des caractéristiques des matériaux de construction utilisés.

Le troisième chapitre porte sur l'évaluation des charges et des surcharges agissant sur le pont. Le chapitre quatre concerne le principe de lançage des poutres principales (ossature métallique), du pré dimensionnement des poutres principales et des vérifications sur ces dernières.

Par ailleurs, le chapitre cinq comprend le calcul du dimensionnement en phase de service, tels que le ferrailage de la dalle, les vérifications des sollicitations dans les poutres, à l'état limite de service et à l'état limite ultime. On clôture ce chapitre par une étude d'assemblage des poutres.

Nous finissons notre étude par une conclusion générale.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS

I.1. Introduction :

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

Ces ouvrages sont composés d'une ossature métallique de poutres et d'une dalle de tablier. Cependant, il y a des inconvénients propres à la construction métallique qui restent à supprimer : le bruit, la corrosion, les problèmes d'entretiens, les vibrations et la durée de vie des assemblages.

A cet effet, les différents partenaires de la profession de la construction métallique ont réussi à se restructurer et à apporter des progrès importants dans les produits élaborés, tels que:

- La mise au point d'acier à haute limite d'élasticité facilement soudable (E355, E420, E460)
- La généralisation d'assemblages soudés, aussi bien sur le site qu'en atelier.
- La fabrication de tôles de fortes épaisseurs,
- L'amélioration de la protection anticorrosion,
- L'introduction de méthodes de calcul informatique fiables permettant d'étudier les comportements statiques ainsi que dynamique des structures,
- Et l'amélioration des connaissances tant en ce qui concerne le comportement à la fatigue des structures que les instabilités élastiques.

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.

La construction mixte associe la dalle en béton à la résistance de la structure globale. Elle est bien connue aujourd'hui. La mixité acier béton utilise ces deux matériaux de la manière la plus satisfaisante. Le béton procure la raideur à la structure et une grande part de son poids propre, (**fig.1**).

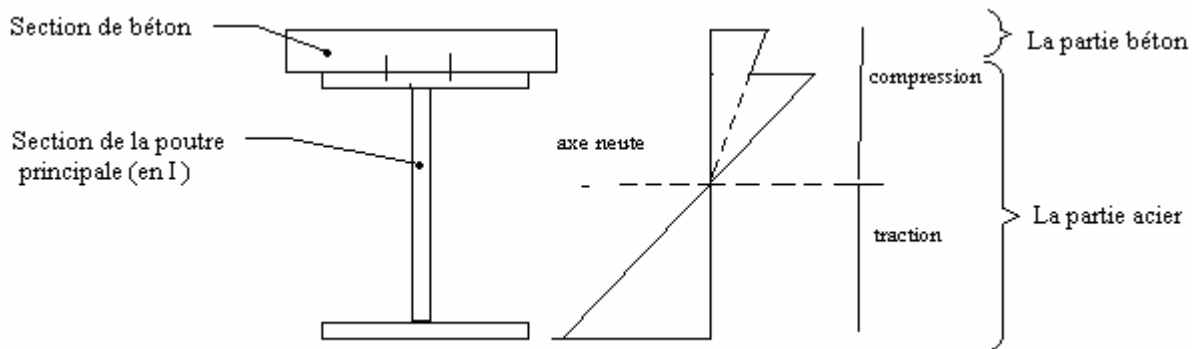


Fig.I.1 : Les contraintes dans la section mixte (béton + acier)

Notre ouvrage est un pont bipoutre à âme pleine. Avec la dalle c'est un ouvrage "raide" car on a utilisé une âme pleine assez haute, des semelles de 1000mm et on a introduit des raidisseurs verticaux et des entretoises (pièces du pont) pour le contreventement des poutres principales : ce qui augmentent la rigidité de l'ensemble.

I.2. Eléments constitutants du pont bipoutre

1) Les poutres principales :

Deux poutres métalliques principales sont placées dans la direction de la portée de l'ouvrage. Se sont les éléments porteurs du pont, elles participent à la résistance en flexion générale de l'ouvrage sous son poids propre et sous les charges d'exploitation. 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.

2) La dalle :

Elle est constituée d'une couche de béton armé (ou précontrainte transversalement) d'environ 25cm à 40cm d'épaisseur (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.

Afin de diminuer son poids, la dalle de couverture peut être précontrainte transversalement. La précontrainte n'est intéressante que lorsque le tablier à une grande largeur. Les dalles étant relativement minces, il convient d'adopter un tracé des

câbles aussi simple que possible et de tenir compte, au niveau des calculs, d'un défaut de positionnement du conduit. Il s'agit souvent des mono torons T 15 ou T 15 S. Leur ordre de grandeur de la tension utile est de 150KN à 160KN, ils sont espacés d'un pas de 20 à 60cm, selon le type d'armature et selon l'intensité des efforts de flexion transversale. Leurs enclaves actifs sont placés alternativement d'un coté ou de l'autre de la dalle. L'emploi judicieux de la précontrainte permet d'espacer les poutres de plus de 14m. La connexion entre la dalle et les poutres se fait avec les connecteurs soudés sur les poutres principales.

3) Les montants en zone courante:

Les montants sont le plus souvent des simples plats ou des poutres en Té (**fig.2**). Ces dernières peuvent être composées de tôle soudées ou réalisées à partir de demi-profilés laminés, suivant la hauteur des poutres. Les montants sont soudés sur les poutres principales de l'ouvrage suivant la direction verticale. Ils peuvent être utilisés seuls comme de simples raidisseurs transversaux des poutres ou être associés avec les éléments d'entretoisement. Les montants permettent de simplifier les assemblages sur le chantier, car ils sont soudés directement sur les poutres principales dans l'atelier de fabrication. Ainsi équipées, les poutres sont transportées jusqu'au chantier et seule la liaison avec les pièces d'entretoisement nécessite une intervention de soudure sur le chantier. Ils permettent aussi de raidir les poutres pendant les manipulations de transport et ainsi de réduire les risques de voilement de l'âme.

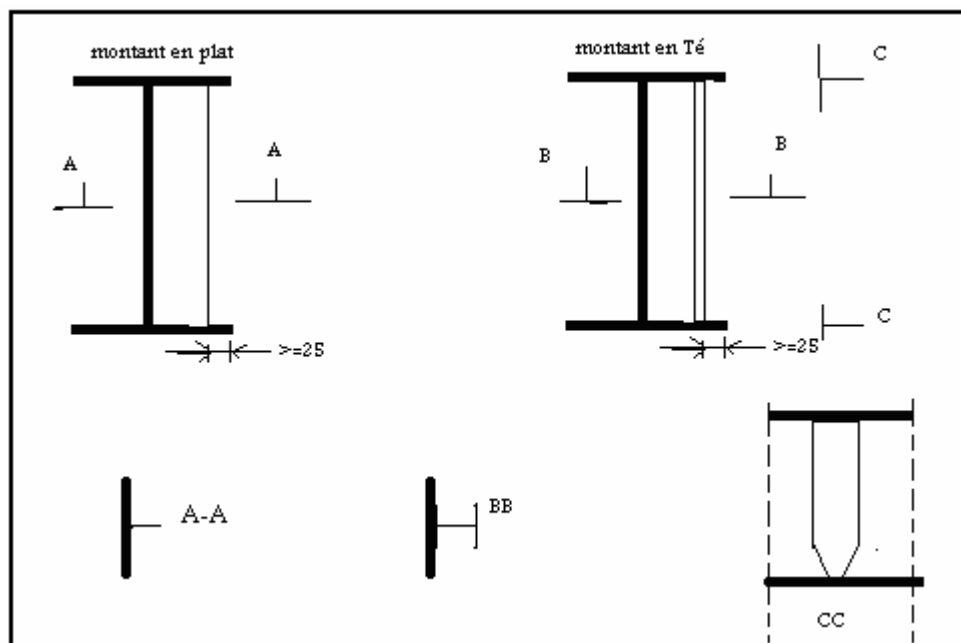


Fig.I.2 : assemblage d'un montant sur une poutres

4) Les pièces de pont:

Elles sont utilisées 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.

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 de 22 ou 23cm d'épaisseur 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.

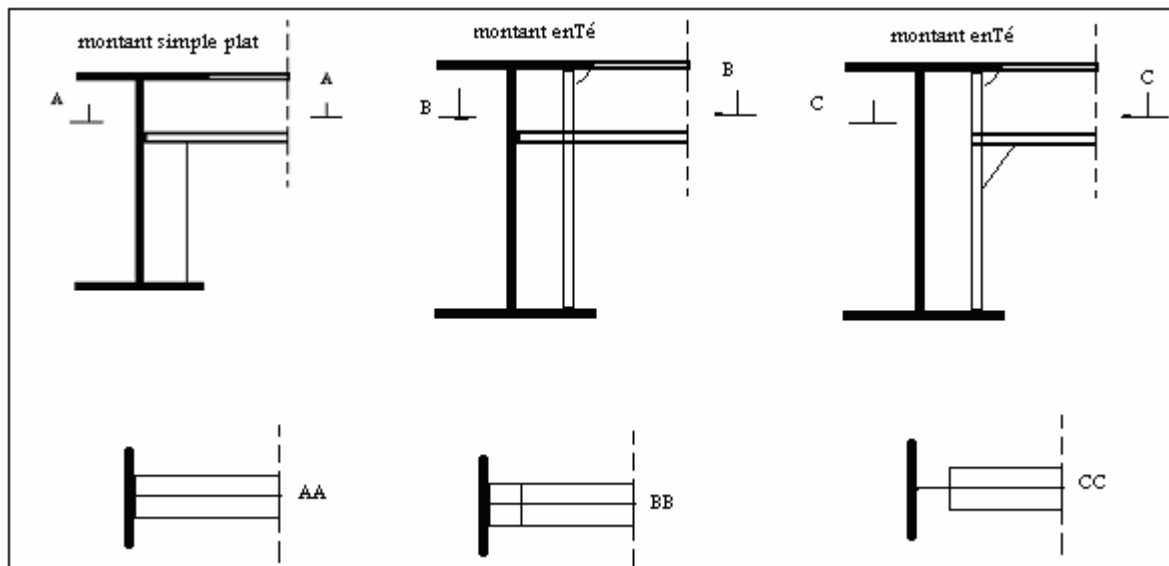


Fig.I.3 : Assemblage des pièces de pont et des montants.

5) Les entretoises:

Les entretoises sont 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.4**). 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. Pour 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.

Lorsque la largeur du tablier assez faible (**inférieure à 14m**) le raidissage transversal de la dalle ne nécessite pas l'usage de pièces de pont.

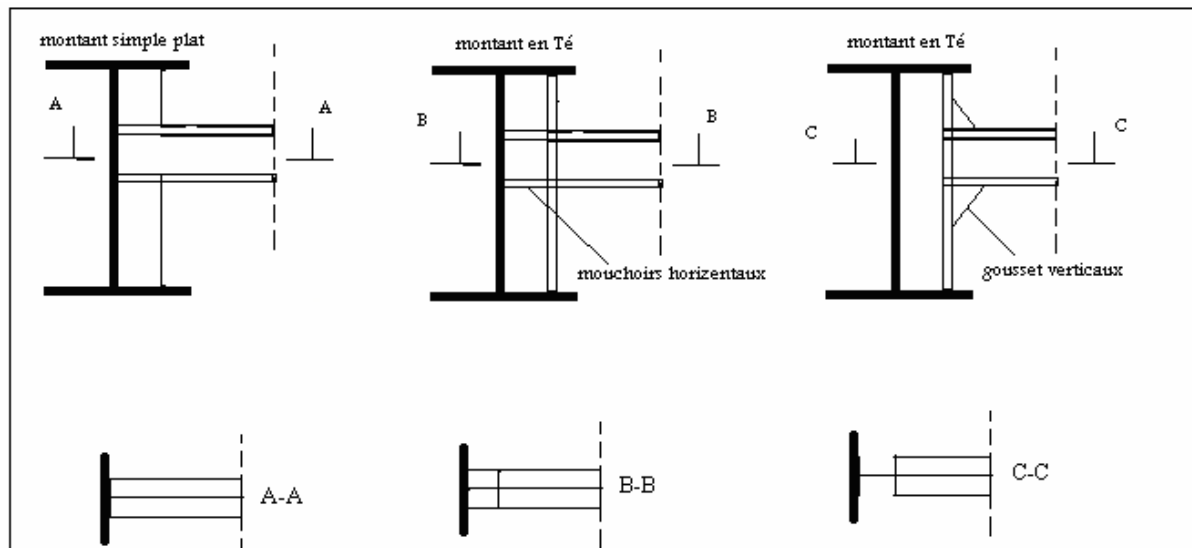


Fig.I.4 : Assemblage entretoise - montant

6) Les diaphragmes :

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.

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.

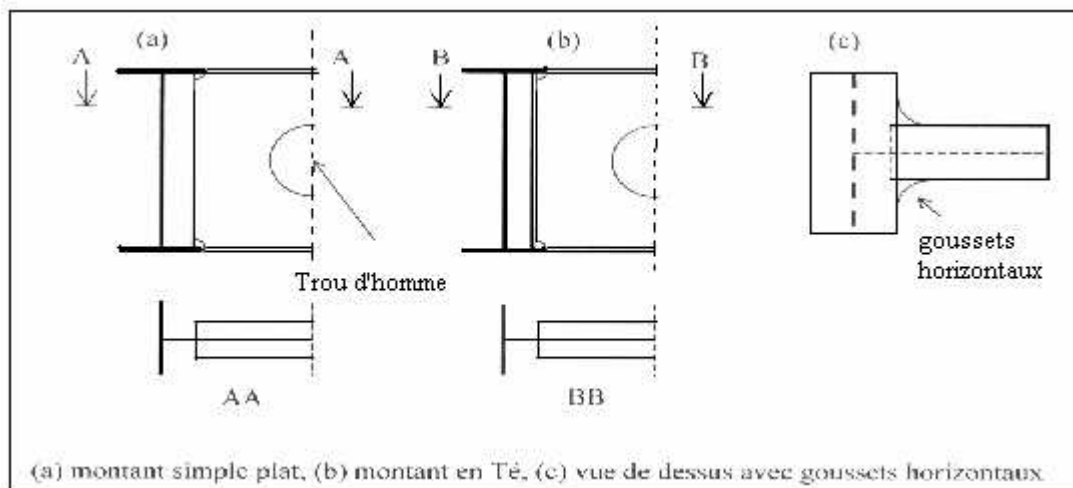


Fig.I.5 Assemblage diaphragme – montant

7) 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 l'ossature. Les connecteurs sont soudés sur les poutres principales et les pièces du pont, ils ont une forme de tige.

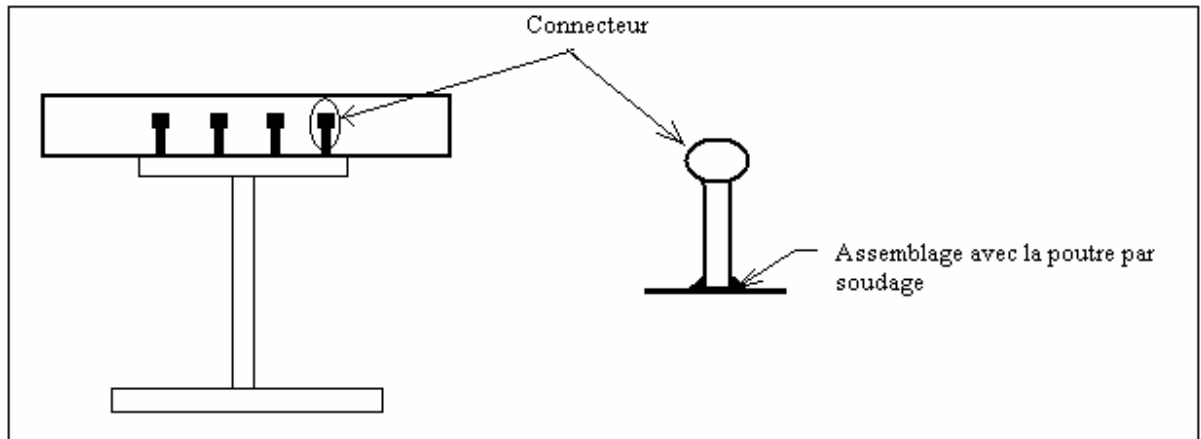


Fig.I.6 : Assemblage avec connecteur poutre – dalle

I.3. Les différents étapes de réalisation d'un pont bipoutre :

I.3.1. Construction des piles :

La réalisation des piles est nécessaire avant d'effectuer le poussage parce que, l'ossature métallique est appuyée sur les piles le temps du lançage. La réalisation des piles s'effectue, en deux étapes complémentaires :

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

I.3.2. L'assemblage de l'ossature métallique:

L'assemblage de l'ossature métallique comporte en fait en deux opérations élémentaires :

- 1- L'assemblage des tronçons par soudage ou boulonnage.
- 2- La manutention des tronçons de la structure complète dans sa position définitive.

Pour cela, on a deux techniques de mise en place de la structure métallique.

- La pose à la grue (mise en place par levage) utilisée pour les ponts de petites travées.
- Le lançage ou le poussage.

Pour les autres ponts nous allons donner certaines techniques de lançage (poussage) :

On a :

- Chaises à galets montés sur câbles :

Chaque galet est susceptible de recevoir une charge de 30 à 45t et le nombre de galets est de 6 au maximum. En montant deux chaises sur un balancier, lui-même fixé

sur un plateau comportant une suspension orientable, on peut réaliser des lancements de pièces courbes entraînant des charges de l'ordre de 400t.

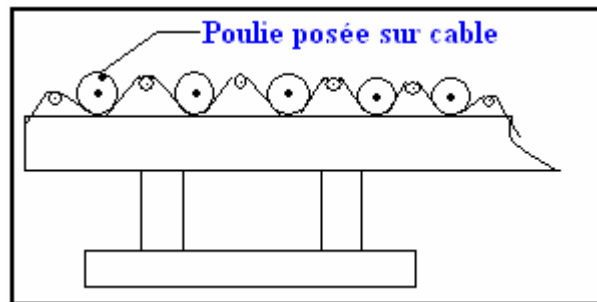


Fig.I.7 : Chaise a câble

- Patins téflon:

Cette technique est basée sur l'utilisation d'appuis néoprène téflon en guise de galets. La poutre repose sur le patin de néoprène téflon par un sabot permettant de transmettre des charges dont l'intensité est limitée par la capacité portante de l'âme de poutre.

Deux vérins de reprise permettent de déplacer l'appareil par course de 1m. La cadence de lancement est assez faible, il faut vingt jours au minimum pour franchir 250m.

L'avantage de ce système réside dans l'extrême souplesse du point de vue guidage, l'absence de rail de guidage et le faible risque de glissement dans une rampe.



Fig.I.8 : l'opération de lançage

I.3.3. La pose des armatures de béton :

Après la mise en place de l'ossature métallique, les armatures du béton sont assemblées au sol par cage couvrant toute la largeur du tablier. Les armatures sont montées et posées à leur place. Il y a une autre technique qui utilise des dalles préfabriquées simplifiant leur mise en place.



Fig.I.9 : La pose des armatures en place

I.3.4. Le coffrage de la dalle :

La dalle a une épaisseur entre 15cm en minimum, jusqu' à 40cm, prend appui sur l'ossature métallique du tablier, sur quatre cotés ou deux cotés suivant la présence ou non de pièces de pont. Cette dalle est coulée sur place c'est dire après la pose des armatures sur l'ossature métallique ou des dalles préfabriquées. Pour la dalle coulée sur place la surface inférieure du plateau coffrant est appuyée sur les entretoises.

I.3.5. Les appareils d'appuis :

L'appareil d'appui est un élément vital qui assure une bonne transmission des efforts supportés par l'ossature aux fondations, son rôle est de donner un schéma de descente de charges dans les corps de pile qui soit compatible avec les calculs.

Parmi les types d'appareil d'appui, on distingue donc:

- Les appuis fixes ne permettant que des déplacements angulaires. unidirectionnels ou multidirectionnels.
- Les appuis mobiles dans une direction permettant des déplacements linéaires et angulaires.

CHAPITRE II

CARACTÉRISTIQUE DES

MATÉRIAUX DE LA

CONSTRUCTION

Matériaux de construction

II.1 Introduction :

Le choix des matériaux conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.
On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers passifs.

II.2. Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28j notée « $f_c 28$ », avec un contrôle strict, et une masse volumique normale ($\rho \cong 2500 \text{ kg/m}^3$).

On va utiliser

Les résistances à la compression:

- Pour la dalle : $f_{c28} = 40\text{Mpa}$
- Pour les appuis: $f_{c28}=27\text{Mpa}$

II.2.1. Résistance à la compression :

Pour un béton âgé de 28 jours on a :

- pour la dalle

$$f_{cj} = \begin{cases} 40\text{Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- pour les appuis

$$f_{cj} = \begin{cases} 27\text{Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

II.2.2. Résistance à la traction :

Pour un béton âgé de J jours on a : $f_{tj}=0,6+0,06 \times f_{cj}$

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Pour la dalle: } 3\text{Mpa} \\ \text{Pour les appuis : } 2,22\text{Mpa} \end{cases}$$

II.2.3. Module de déformation longitudinal du béton « E » :

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

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa}$$

On prend 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

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

On prend donc:

$$E_v = \begin{cases} 12653,80 \text{MPa} & \text{pour la dalle} \\ 11000 \text{Mpa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

II.2.4. Coefficient de Poisson :

$$v = \begin{cases} 0,3 & \text{zone non fissurée.} \\ 0 & \text{zone fissurée} \end{cases}$$

II.3. Les Aciers :

Les aciers utilisés dans notre ouvrage sont les aciers passifs.

II.3.1. Les aciers passifs :

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE40 type I** avec une limite d'élasticité $f_e = 400 \text{Mpa}$, et une contrainte de rupture $f_r = 480 \text{Mpa}$

$$\text{pour } \phi \leq 20 \text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4200 \text{kg} / \text{cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{kg} / \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{pour } \phi > 20 \text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4000 \text{kg} / \text{cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2670 \text{kg} / \text{cm}^2 \end{cases}$$

Le module d'élasticité $E_s = 200 \text{Mpa}$.

II.3.2. Les caractéristiques de calcul :

➤ La limite élastique :

Dans le calcul à l'état limite ultime (ELU) on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

➤ **B) Contrainte limite de traction :**

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right]$

➤ **C) Diagramme contrainte - déformation :**

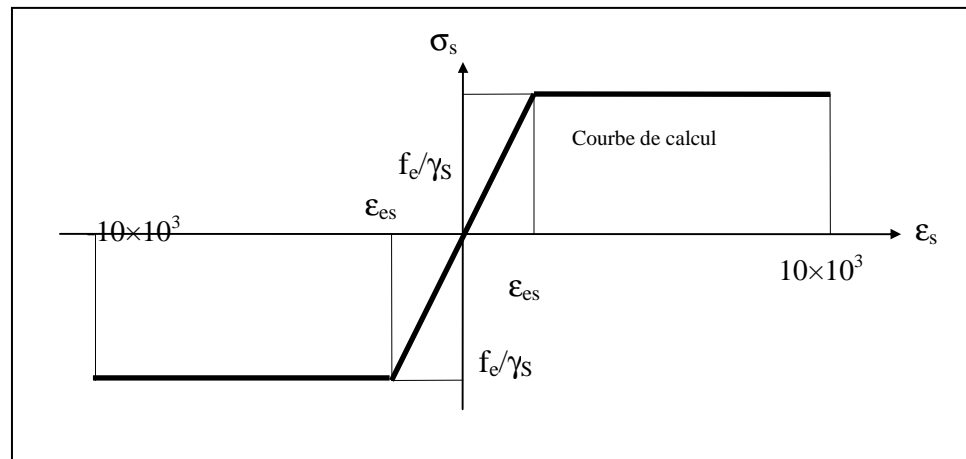


Fig.II-1 : Diagramme contrainte – déformation

σ_s = contrainte de l'acier.

γ_s = coefficient de sécurité des aciers.

f_e = contrainte élastique de l'acier.

ϵ_s = déformation élastique de l'acier.

CHAPITRE III
EVALUATION DES
CHARGES ET
DES SURCHARGES

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va évaluer les différents types et cas de charges et de surcharges. Telles que les charges permanentes e charges d'exploitations (surcharges de trafic et surcharges des trottoirs piétons).

III.2. Charges permanentes :

a) Poids propre de dalle:

$$G_{\text{tablier}} = \gamma_b \times A_{\text{tablier}} = 2.5 \times 0.35 \times 13.5 = 11.81t / ml$$

A : L'aire de la dalle.

γ_b : Poids volumique tel que $\gamma_b = 2.5t / m^3$

b) poids de gousset:

$$G_{\text{gousset}} = A_{\text{gousset}} \times \gamma_b$$

$$G_{\text{gousset}} = \left(\frac{0.7+0.8}{2} \right) \times 0.05 \times 2.5 = 0.093t / ml$$

Alors:

Poids propre de dalle 11.81t/ml

Poids propre de gousset 0.093t/ml

Poids total11.9t/ml

c) charge complémentaire permanente:

$$G_{\text{revetement}} = \gamma_{\text{bitume}} \times A_{\text{revetement}} = 2.2 \times 0.08 \times 10.5 = 1.848t / ml$$

Avec $\gamma_{\text{bitume}} = 2.2t / m^3$

d) poids de la charpente:

On calcule le poids de la charpente à partir de la formule statique [1] suivante :

$$p = (0.105 \times (L)^{1.6} + 100) \times \frac{L_t}{2} \times 10^{-2} .$$

$$p = (0.105 \times (80)^{1.6} + 100) \times \frac{14}{2} \times 10^{-2} = 15,2Kn / m$$

Poids de la charpente15.2t/ml

e) Poids propre du trottoir :

On décompose l'aire en surfaces partielles, et on calcule l'aire totale (Fig.1):

$$(1) \rightarrow \frac{0.11+0.19}{2} \times 0.53 = 0.0795m^2$$

$$(2) \rightarrow \frac{0.19+0.14}{2} \times 0.15 = 0.0248m^2$$

$$(3) \rightarrow \frac{(1.55 \times 0.025) \times 1.55}{2} = 0.03m^2$$

$$(4) \rightarrow 1.55 \times 0.2 = 0.31m^2$$

$$S = (0.31 + 0.03 + 0.0248 + 0.0795) = 0.444 m^2$$

$$\text{Poids du (trottoir + corniche)} = P_t = \boxed{2(0,444 \cdot 2,5) = 2.22t/ml}$$

Alors:

Poids du revêtement:1.848t/ml

Poids propre du (trottoir + corniche)2.22t/ml

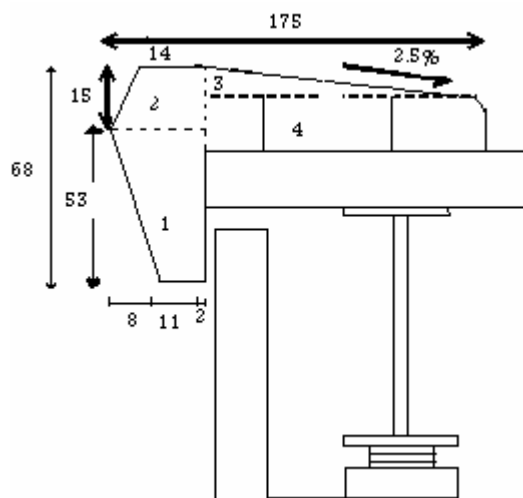


Fig.III.1 : Décomposition de l'aire totale

f) Poids des dispositifs de sécurité :

Un trottoir supporte à la fois la charge de la glissière et celle du garde corps.

Donc la charge qui revient au dispositif de sécurité est :

$$G_{ds} = G_b + G_{gc}$$

tel que: $G_b = 0.06 t/ml$ et $G_{gc} = 0.1 t/ml$

$$\text{D'où: } G_{ds} = 0.06 + 0.1 = 0.16 t / ml$$

Charge totale :

Poids propre de la dalle: $G_{tablie} = 11.81 t/ml$

Poids propre du gousset..... $G_{gousset} = 0.093 t/ml$

Poids propre du (trottoir + corniche)..... $G_{trottoir} = 2.22 t/ml$

Poids propre du revêtement..... $G_{revetement} = 1.84 t/ml$

Poids propre du dispositif de sécurité... $G_{ds} = 0.16 \text{ t/ml}$

D'où le poids total: $G_{total} = G_{tablier} + G_{trottoir} + G_{ds} + G_{revêtement} + G_{gousset}$

$$G_{total} = 11.81 + 2.22 + 1.84 + 0.16 + 0.093 = \boxed{16.12 \text{ t.m}}$$

III.3. Calcul des surcharges [9]:

Classe de pont route :

En fonction de la largeur roulable, notre pont est un pont de première classe.

Sa largeur roulable est égale à la largeur chargeable :

$$l_r = l_s = 14 - 2 * (1.75) = 10.5 \text{ m}$$

Nombre de voies :

Le nombre de voies est :

$$N = E \left(\frac{l_r}{3} \right) = 3 \text{ voies}$$

On a trois voies

Largeur d'une voie :

$$l_v = \left(\frac{l_s}{3} \right) = 3.5 \text{ m}$$

Les différentes charges routières sous les quelles notre ouvrage sera calculé sont :

- **Surcharge de type A (L)**
- **Système Bc** : Camion types (30t)
- **Système Bt** : Tandem (2x 16t)
- **Surcharge Militaire MC 120**
- **Surcharge sur trottoirs**
- **Convoi exceptionnel**

a) Système de charge A:

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

L : la portée du pont

$$A(L) = 230 + \left(\frac{36000}{80+12} \right) = 621.3 \text{ Kg/m}^2 = 0.6213 \text{ t/m}^2$$

- a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées

$$\bullet a_2 = \frac{l_0}{l_v} \begin{cases} l_0 = 3.5 \text{ m} \\ l_v = 3.5 \text{ m} \text{ (largeur de voie)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow a_2 = 1$$

Une voie chargée :

$$A_1(L) = A(l) \times a_1 \times a_2 \times N$$

$$A_1(L) = 0.6213 \times 1 \times 1 \times 3.5 = 2.175t / ml$$

Deux voies chargées:

$$A_1(L) = 0.6213 \times 1 \times 1 \times 3.5 \times 2 = 4.35t / ml$$

Trois voies chargées:

Pont de 1^{ère} classe nombre de voies chargées égal 3

$$\begin{cases} a_1 = 0.9 \\ a_2 = 1 \end{cases}$$

$$A_1(L) = 0.6213 \times 0.9 \times 1 \times 3.5 \times 3 = 5.87t / ml$$

b) Systèmes de surcharges B :

Système B_c :

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

Pour une voie :

$$B_{c1} = 2 \times 30 \times 1 \times 1 = 60t \quad \text{avec } b_c = 1$$

Pour deux voies:

$$B_{c2} = 2 \times 30 \times 2 \times 1.1 = 132t \quad \text{avec } b_c = 1.1$$

Pour trois voies:

$$B_{c3} = 2 \times 30 \times 3 \times 0.95 = 171t \quad \text{avec } b_c = 0.95$$

Coefficient de majoration dynamique δ pour la surcharge B_c :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 8L} + \frac{0.6}{1 + (4 \times G / S)}$$

Avec:

G: poids de tablier considéré.

L: longueur de tablier chargée.

S: surcharge due au convoi.

$$S = B_{c3} \times b_c = 171 \times 0.95 = 162.45t$$

Et L=80m

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 80} + \frac{0.6}{1 + (4 \times 1289.84 / 162.45)} = 1.05$$

Système B_t :

Pour un pont de première classe on a: $b_t = 1$

N : Nombre des voies chargées.

Pour une voie chargée:

$$B_t = 2 \times 16 \times N \times b_t = 2 \times 16 \times 1 \times 1 = 32t$$

Pour deux voies chargées :

$$B_t = 2 \times 16 \times N \times b_t = 2 \times 16 \times 2 \times 1 = 64t$$

Coefficient de majoration dynamique:

$$S = B_{C3} \times b_c = 64 \times 1 = 64t$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot L} + \frac{0.6}{1 + 4(G/S)}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 80} + \frac{0.6}{1 + (4 \times 1289.84 / 64)} = 1.033$$

c) Surcharges militaires M_{C120} :**Disposition:**

Dans le sens longitudinal : le nombre du véhicule de convoi n'est pas limité.

La distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre le point de contact avec la chaussée devant être égale au moins à 30.5m.

Dans le sens transversal : un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée donc on disposera d'un seul véhicule M_{C120} .

$$\Rightarrow S = 55 + 55 = 110t$$

Coefficient de majoration dynamique:

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot L} + \frac{0.6}{1 + 4(G/S)}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 80} + \frac{0.6}{1 + (4 \times 1289.84 / 110)} = 1.04$$

d) Convoi exceptionnel (D):

Cette surcharge est supposée répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et de 18.60m de long.

Pour le chargement, un seul cas est considéré : $D = 240t$.

$$S = \frac{240}{18.6} = 12.903t / ml$$

e) Surcharges sur trottoir:

On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de $150\text{Kg}/\text{Cm}^2$ de façon à produire l'effort maximal

$$1 \text{ trottoir chargé } p=0.15 \times 1.75=0.263t$$

$$2 \text{ trottoirs chargés } p=2(0.15 \times 1.75)=0.525t$$

g) 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.

g.1) Calcul de l'effort de freinage sous le système de charge A:

L'effort de freinage qui correspond aux surcharges (A) est donné par:

$$F = \frac{A \times \Omega}{20 + 0.0035 \times \Omega}$$

$$\text{Avec } A = A(L_t) \times a_1 \times a_2 \quad (a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 1)$$

$$A(L_t) = 230 + \frac{36000}{L_t + 12} = 230 + \frac{36000}{665 + 12} = 283.175 \text{ Kg} / m^2$$

$$A = 0.283 \times 1 \times 1 = 0.283t / m^2$$

Ω : en m^2 désigne la surface chargée.

$$A = 0.283 \times 1 \times 1 = 0.283t / m^2$$

$$\Omega = L_t \times l_s = 665 \times 3 \times 3.5 = 6982.5 m^2$$

$$F = \frac{0.283 \times 6982.5}{20 + 0.0035 \times 6982.5} = 44.46t$$

g.2) 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, de même pour le coefficient b_c . 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 $F_{B_c}=30t$.

CHAPITRE IV
PRÉ DIMENSIONNEMENT
ET VÉRIFICATION AU
LANÇAGE

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va définir la méthode de poussage à l'aide du système de l'avant bec et d'évaluer les sollicitations (moment de flexion et effort tranchant), en utilisant la Résistance des Matériaux (RDM). Nous passerons ensuite, aux vérifications au déversement, au voilement et au cisaillement des sections de la poutre principale sous le moment et l'effort tranchant maximum.

IV.2. Principe de lançage des structures métalliques:

IV.2.1 La méthode de l'avant bec:

L'avant bec a un poids inférieur à celui de l'ossature métallique. Il a pour fonction la réduction des efforts dans l'ouvrage et de rattraper la flèche prise par les poutres lors du franchissement des travées.

L'ossature peut également être munie d'un arrière bec pour l'équilibre de l'ossature. L'effort global nécessaire au lançage d'une ossature métallique est de l'ordre de 10% de la charge déplacée. Le lançage des poutres se fait à une vitesse de l'ordre de 0.5m à 1m à la minute.

L'étude de ce type de montage comporte en particulier la vérification au voilement des âmes des poutres lors du passage sur les appareils de lançage. Ainsi que le réglage des dispositifs permettant une parfaite répartition des charges sur les différents appuis.

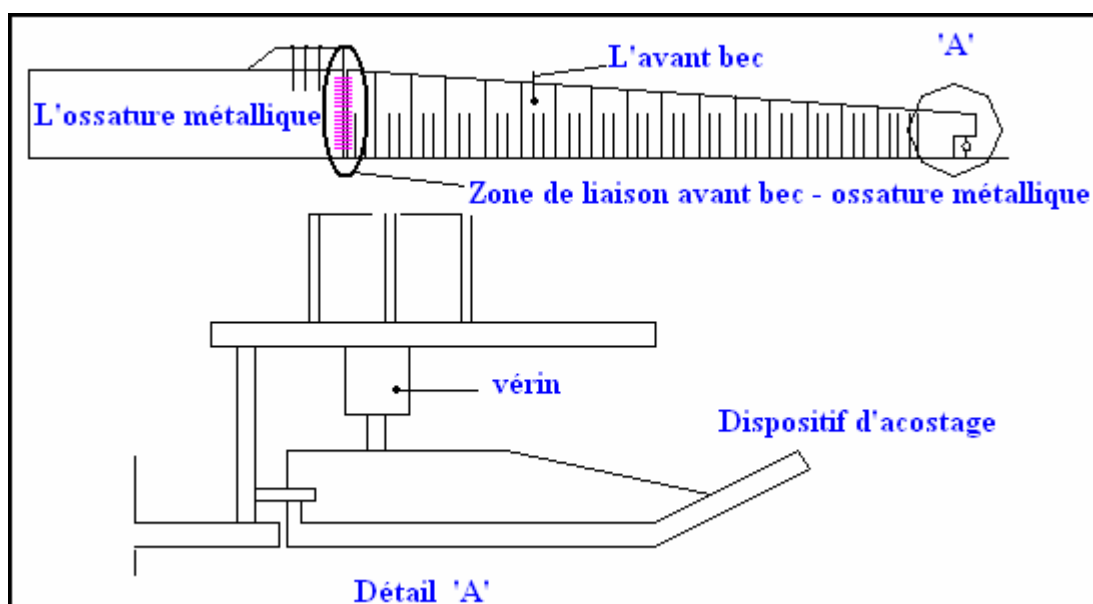


Fig.IV.1 Détail de l'avant bec

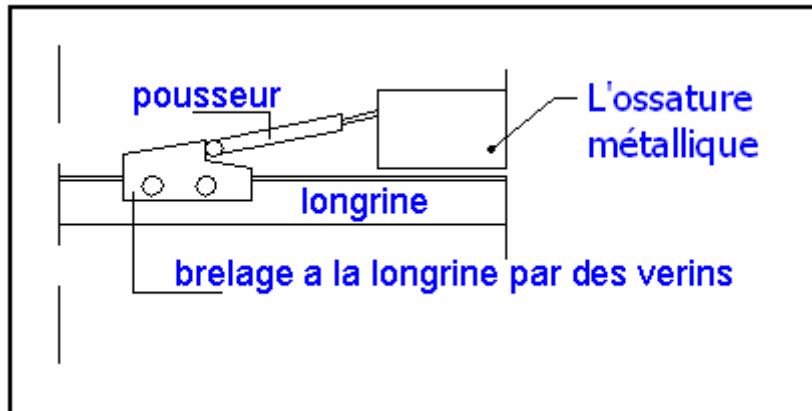


Fig.IV.2 Vérin de poussage

Remarque :

Dans cette étape les calculs des moments et des efforts tranchants maximums lors du poussage, sont déterminés habituellement à l'aide d'un logiciel de calcul. On introduit les données, avec les conditions sur les appuis, et l'avant bec ...etc. d'où obtention des résultats. Mais dans notre cas, ne disposant pas de logiciel, nous avons effectué un calcul analytique qui consiste en la décomposition de la partie en porte à faux en trois phases:

- ✓ la phase une: l'avant bec tout seul en porte faux,
- ✓ la deuxième phase: l'ossature métallique plus l'avant bec en porte à faux,
- ✓ troisième phase: l'accostage de l'avant bec

Après on détermine les moments dans chaque phase.

IV.2.2 Dimensionnement de l'avant bec :

L'étude d'un pont bipoutre à l'aide d'un système de poussage d'avant bec métallique.

Ne peut être fait que lorsque le matériel de l'entreprise adjudicataire est connu.

Il est plus économique d'utiliser un avant bec déjà confectionné.

➤ Poids de la charpente:

Pour le poids de la charpente (p) on utilise une formule statique [1] pondérée par le coefficient de sécurité:

$$p = (0.105 \times (L)^{1.6} + 100) \times \frac{L_t}{2} \times 10^{-2}$$

$$p = (0.105 \times (80)^{1.6} + 100) \times \frac{14}{2} \times 10^{-2} = 15,2 \text{ Kn / m}$$

L'avant bec de longueur ($\beta \times l$) tel que ($0 < \beta < 1$) a un poids constant par unité de longueur ($\gamma \times p$) avec ($0 < \gamma < 1$) et une rigidité de flexionnelle de l'avant bec EI_0 .

La rigidité de la poutre est EI telle que: $\rho = \frac{EI_0}{EI}$

IV.3. Les différentes phases de lançage :

IV.3.1 Phase de poussage N1 (Fig.IV.3) :

Le moment M transmis par l'avant bec à l'appui A_0 :

$$M_0 = -\frac{1}{2}q\gamma L^2\beta^2 \dots\dots\dots 1$$

Le moment sur appui A_1 :

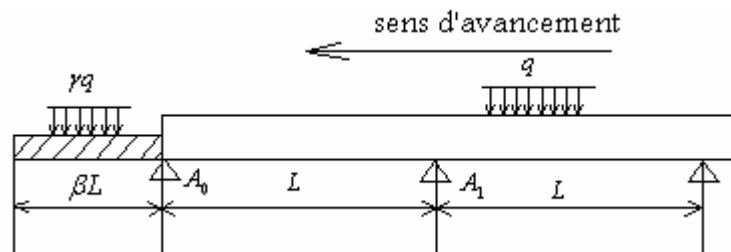


Fig.IV.3 : l'avant bec seul en porte à faux

Pour un charge répartie sur toute la poutre

$$M_k = M(\Phi) = -\frac{qL^2}{12}(1-\Phi) + qL^2\beta^2\gamma(\Phi)$$

Pour l'appui A_1 :

$$M_1 = -\frac{qL^2}{12}(3-\sqrt{3}) + qL^2\beta^2\gamma(2-\sqrt{3})$$

IV.3.2 Phase N2:

Cette phase représentée sur la figure (Fig.VI.4) Correspond à une avancée de la charpente vers l'appui B. Mais l'avant bec n'est pas encore accosté.

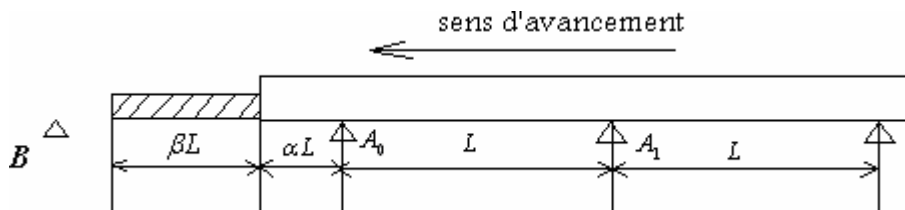


Fig.IV.4 : l'ossature métallique et l'avant bec en porte à faux

Le moment max en chaque section est égal au moment dû au porte à faux

$$M_0 = -\frac{1}{2}qL^2\alpha^2 - ql^2\beta\gamma(\alpha + \frac{\beta}{2})$$

Pour ce moment extrême avant accostage sur l'appui B c à d :

$$\alpha L = L - \beta L \rightarrow \alpha = 1 - \beta$$

On remplace la valeur de (α) on obtient:

$$M_0 = -\frac{1}{2}qL^2(1-\beta)^2 - ql^2\beta\gamma(1-\frac{\beta}{2}) \dots\dots\dots 2$$

L'avant bec est léger par rapport à la charpente alors pour assurer la stabilité et limiter la différence en sollicitation à l'avant de la charpente et dans la zone courante on doit vérifier :

$$M_0 \leq M_1 \rightarrow -\frac{1}{2}qL^2(1-\beta)^2 - qL^2\gamma\beta(1-\frac{\beta}{2}) \leq -\frac{qL^2}{12}(3-\sqrt{3}) + \frac{1}{2}ql^2\gamma\beta(2-\sqrt{3})$$

Après une simplification on a :

$$\gamma\beta(1+\frac{\beta}{2}-\frac{\sqrt{3}}{2}\beta) \leq \frac{3-\sqrt{3}-6(1-\beta)^2}{12}$$

Cette inégalité est vérifiée lorsque:

$$\frac{3-\sqrt{3}-6(1-\beta)^2}{12} \geq 0$$

$$6(1-\beta)^2 < 3-\sqrt{3}$$

La solution de cette inégalité donne :

$$\beta \geq 0.54 . \beta \text{ est généralement comprise entre } 0,6 \text{ et } 0,7 \text{ on adopte } \beta=2/3=0,66$$

Pour la suite du calcul, on prend $\beta=0.66$ et on le remplace dans l'inégalité, on trouve la valeur de $\gamma=0.09942$ on prend $\gamma=0.1$

On obtient les caractéristiques de l'avant bec

$L=48\text{m}$ et le poids $g=0.1 \times 48=4.8\text{kn/m}$:

On remplacera les valeurs de (β) et (γ) dans l'équation (2) on obtiendra le moment

Max correspondant au porte à faux : $M_0 = -0.1qL^2$

IV.3.3. Phase de poussage N3:

Cette phase se situe après l'accostage de l'avant bec sur la pile B, jusqu'à ce que la structure se retrouve dans la même situation qu'en phase de poussage N1.

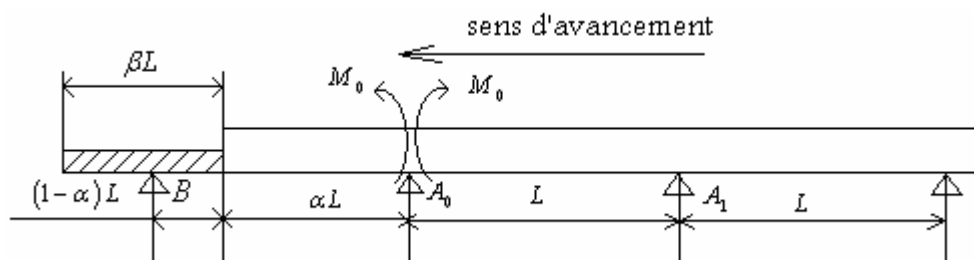
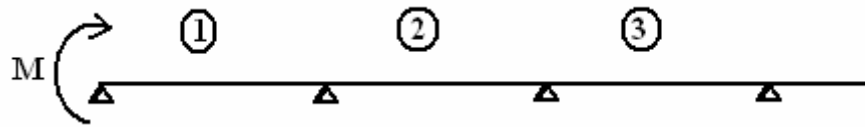


Fig.IV.5 : l'ossature métallique après l'accostage

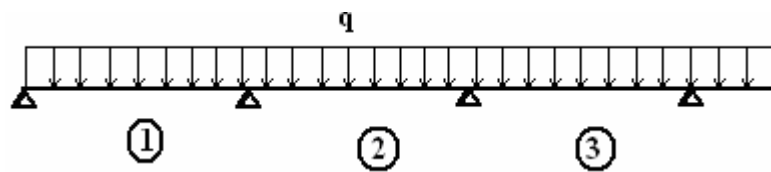
❖ **Rappel des formules pour le calcul des poutres continues :**

➤ Effet d'un moment appliqué à l'origine :



La rotation à l'origine [2] de la travée n°1 est: $W_0' = -\frac{L}{2\sqrt{3}EI}M$

➤ Charge répartie de densité q sur toute la poutre :



La rotation à l'origine [2] de la travée n°1 est : $W_0' = -\frac{qL^3}{24\sqrt{3}EI}$

Pour calculer les efforts dans la structure, pratiquons, par la pensée une coupure au droit de l'appui A₀, libérant le moment de continuité M₀.

Soit M_{iso}(x) le moment isostatique dû au poids propre dans la travée (B, A₀). La rotation à l'extrémité de cette travée (supposée isostatique) est égale à :

$$W' = \int_0^L M_{iso}(X) \frac{X}{L} \cdot \frac{dx}{R(X)} + M_0 \int_0^L \left(\frac{X}{L}\right)^2 \frac{dx}{R(X)} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

Ou R(X) la rigidité de flexion de cette travée

R(X) = (EI)₀ Dans la partie correspondant à l'avant bec.

R(X) = (EI) Dans la partie correspondant au tablier.

On pose : (EI)₀ = ρ(EI).

Par ailleurs, la rotation de la poutre à l'origine de la travée (A₀, A1) à l'expression suivante :

$$W' = -\frac{qL^3}{24\sqrt{3}R} - \frac{L}{2\sqrt{3}R}M_0 \dots\dots\dots (2)$$

On fait l'égalité entre (1) et (2) donc M₀ est :

$$M_0 \left(\int_0^L \left(\frac{X}{L}\right)^2 \frac{dx}{EI} + \frac{L}{2\sqrt{3}R} \right) = -\frac{qL^3}{24\sqrt{3}R} - \int_0^L M_{iso}(X) \frac{X}{L} \frac{dx}{EI_0}$$

$$\Rightarrow M_0 = -\frac{qL^3}{8} \frac{G(\alpha) + 1/\sqrt{3}}{F(\alpha) + \sqrt{3}/2}$$

$$\text{Avec : } F(\alpha) = 1 - (1-\alpha)^3 + \frac{(1-\alpha)^3}{\rho}$$

Et :

$$G(\alpha) = \alpha^3(4\alpha^2 - 11\alpha + 8) + 2\beta\gamma\alpha^2(2 - 2\alpha - \beta)(3 - 2\alpha) + \dots \\ \dots + \frac{(1-\alpha)^2}{\rho} \left\{ 4\alpha^2(1-\alpha) + \gamma(1-\alpha)^2(1+4\alpha) - 2\gamma(1+2\alpha)(\alpha + \beta - 1)^2 \right\}$$

Et, dans cette dernière formule $\beta=2/3$ et $\gamma=1/10$.

Lorsque $\alpha=1$, on admet que le tablier prend appui en B. le passage à la limite pour de faible valeur de ρ perd toute signification. Dans ce cas :

$$F(1) = 1 \quad \text{Et} \quad G(1) = 0,9111$$

$$\text{D'où : } M_0 = -0,9111qL^2$$

Une fois le moment de continuité M_0 calculé, on peut déterminer le moment total en travée (B, A_0), pour cela on calcul la réaction de l'appui A_0 :

$$R_{A_0} = qL \left[\alpha - \frac{\alpha^2}{2} + \gamma \cdot \beta \left(1 - \alpha - \frac{\beta}{2} \right) \right]$$

D'où le moment en travée (B, A_0) est :

$$M(X) = R_{A_0}(\alpha L - X) - \frac{1}{2}q(\alpha L - X)^2 + M_0 \left(\frac{X}{L} + 1 - \alpha \right)$$

Le moment, en travée (B, A_0), est maximum pour :

$$\frac{dM}{dx} = -R_{A_0} + q(\alpha L - X) + \frac{1}{L} \cdot M_0 = 0$$

$$\Rightarrow X = \alpha L + \frac{1}{q} \left(\frac{1}{L} M_0 - R_{A_0} \right) \quad \text{si } X \geq 0.$$

Au total, on peut écrire que:

$$M_{\max} = \sup(M_1, M_2)$$

Avec M_1 est le moment dans la section $X=0$.

$$M_1 = M(0) = R_{A_0}\alpha L - \frac{1}{2}q(\alpha L)^2 + M_0(1-\alpha)$$

$$\text{Et } M_2 \text{ est : } M_2 = M_0 + \frac{1}{2q} \left(R_{A_0} - \frac{1}{L} M_0 \right)^2 \quad \text{si } X \neq 0.$$

IV.4 Calcul des moments et des efforts tranchants

maximums sur appui et en travée :

✓ Le moment dans la première phase est :

$$M_0 = -\frac{1}{2}q\gamma L^2\beta^2 = -0,5 \times 15,2 \times 0,1 \cdot (80)^2 \cdot (0,66)^2 = -2118,8 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_1 = -\frac{qL^2}{12}(3-\sqrt{3}) + qL^2\beta^2\gamma(2-\sqrt{3}) = -8106,67 \cdot (3-\sqrt{3}) + 1135,4 = -9143,4 \text{ KN}$$

✓ Le moment maximum en deuxième phase de lançage est : $M_0 = -0,1q \cdot L^2$

✓ Le moment maximum en troisième phase est :

$$M_{\max} = \sup(M_1, M_2) \quad \text{Tel que :}$$

$$M_1 = M(0) = R_{A_0}\alpha L - \frac{1}{2}q(\alpha L)^2 + M_0(1-\alpha)$$

$$M_2 = 0,06784 \cdot q \cdot L^2$$

Calcul du moment max en phase n° 2 :

$$M_0 = -0,1q \cdot L^2 = -0,1 \cdot 15,2 \cdot (80)^2 = -9728 \text{ KN} \cdot m$$

Calcul du moment et de l'effort tranchant max en phase n° 3 :

Calcul du moment M_2 :

$$M_2 = 0,06784 \cdot q \cdot L^2 = 0,06784 \times 19,86 \times (80)^2 = 8623 \text{ KN} \cdot m$$

Calcul du moment et de l'effort tranchant maximaux pour les valeurs de α suivantes: 0,33 0,5 0,7 0,9 (voir à l'annexe).

Conclusion :

A la lumière des résultats obtenus se trouvant dans **l'annexe 1**, on trouve le

moment maximum est : $M = 10760,7 \text{ KN} \cdot m$

Et l'effort tranchant maximum est : $T = 689 \text{ KN}$

Avec ce moment et cet effort tranchant, on procède aux différentes vérifications sur la poutre métallique : voilement, déversement et cisaillement.

IV.5 Pré dimensionnement de la poutre:

L'élançement de la poutre [1] est de :

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

On a la longueur de la travée: $L=80m \Rightarrow \frac{80}{28} \leq h \leq \frac{80}{22} \Rightarrow 2.85 \leq h \leq 3.63$

On prend la valeur de : $h = 3 m$

L'épaisseur min de l'âme t_w : $t_w \geq 0.005h \Rightarrow t_w \geq 15mm$

Alors les caractéristiques de l'âme sont:

Hauteur: $h_w = 2950mm$

Epaisseur: $t_w = 15mm$

Dimension des semelles selon la réglementation de pré dimensionnement :

On a : $400 \leq b \leq 1300$

$$\frac{b}{t} \leq 30$$

Selon le tableau de pré dimensionnement on trouve:

La semelle inférieure : ($b=1000mm$ et $t_i = 30 mm$)

La semelle supérieure : ($b=700mm$ et $t_s = 20 mm$)

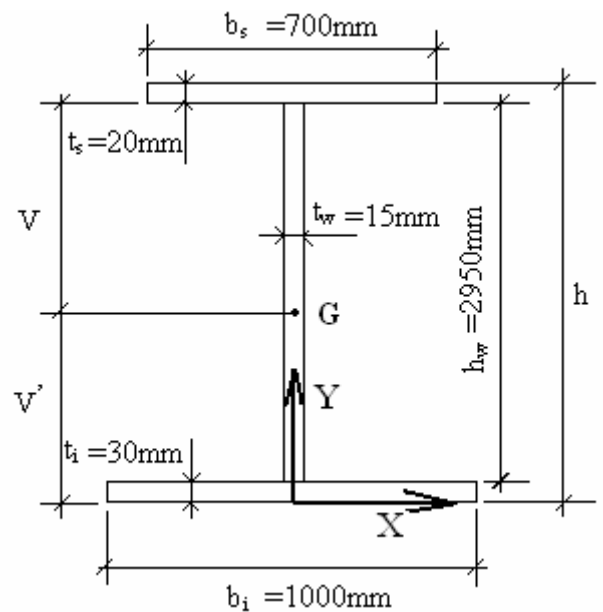


Fig.IV.6 : Dimension de section de la poutre

Caractéristiques de la poutre:

Eléments	S_i	Y_i	$S_i \times Y_i$	d_i	$I_{xx iG}$	$I_{xx i}$
700*20	14000	2990	4.186×10^7	1713	4.66×10^5	4.1×10^{10}
15*2950	44250	1505	6.66×10^7	228	3.21×10^{10}	3.44×10^{10}
900*30	27000	15	4.05×10^5	1262	2.025×10^6	4.3×10^{10}
Σ	85250	-	1.088×10^8	-	-	11.84×10^{10}

Calcul le centre gravité de la section Y_G est :

$$Y_g = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{1.088 \times 10^8}{8.525 \times 10^4} = 1277 \text{ mm}$$

Avec :

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

$I_{xx iG}$: Moment d'inertie de l'élément i par rapport à leur centre de gravité.

S_i : Surface d'élément i.

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

$$v' = Y_G = 1277 \text{ mm}$$

$$v = h - v' = 1723 \text{ mm}$$

Application numérique.

$$d_1 = v - 10 = 1713 \text{ mm}$$

$$d_2 = Y_2 - v' = 1505 - 1277 = 228 \text{ mm}$$

$$d_3 = v' - 15 = 1262 \text{ mm}$$

Calcul les moments d'inertie:

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

$$I_{xx1} = I_{xxG1} + d_1^2 \times S_1 = \frac{700 \times (20)^3}{12} + (1713)^2 \times 1.4 \times 10^4 = 4.1 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{xx2} = I_{xxG2} + d_2^2 \times S_2 = \frac{15 \times (2950)^3}{12} + (228)^2 \times 4.425 \times 10^4 = 3.44 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{xx3} = I_{xxG3} + d_3^2 \times S_3 = \frac{900 \times (30)^3}{12} + (1262)^2 \times 2.7 \times 10^4 = 4.3 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Calcul : w et w':

$$W = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{11.84 \times 10^{10}}{1723} = 6.87 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$W' = \frac{I_{xx}}{v'} = \frac{11.84 \times 10^{10}}{1277} = 9.27 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

Après le pré dimensionnement nous passons aux vérifications

Pour un lancement de trois travées:

On a le moment max égal :

$$M_{\max} = 10800 \text{ kn.m}$$

a) Vérification des contraintes normales :

Les contraintes normales à la semelle supérieure et inférieure sont:

Contraintes de compression:

La contrainte de l'acier dans la poutre (E36) est : $\sigma_e = 36 \text{ kg} / \text{mm}^2$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{w} = \frac{1.08 \times 10^9}{6.87 \times 10^7} = 15.72 \text{ kg} / \text{mm}^2 < \frac{\sigma_e}{1.15} = 31.3 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

Contraintes de traction:

$$\sigma_i = \frac{M_{\max}}{w'} = \frac{1.08 \times 10^9}{9.27 \times 10^7} = 11.65 \text{ kg} / \text{mm}^2 < \frac{\sigma_e}{1.15} = 31.3 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

b) 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} : L'effort tranchant max

A : L'aire de l'âme

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} = \frac{689 \times 10^2}{1.5 \times 295} = 155.7 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Il faut vérifier la condition:

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

Avec

$$\sigma_e = 3600 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \tau = \frac{2}{3} \sigma_e \Rightarrow \tau = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

On remarque que :

$$\tau_{\max} \leq \frac{2}{3} \sigma_e \rightarrow 155.7 \leq 2400 \text{ kg} / \text{cm}^2 \text{ Alors les contraintes de cisaillement sont vérifiées.}$$

c) Vérification du voilement de l'âme:

On ne vérifie que le panneau intermédiaire avec les sollicitations maximales de la figure (fig.IV.7).

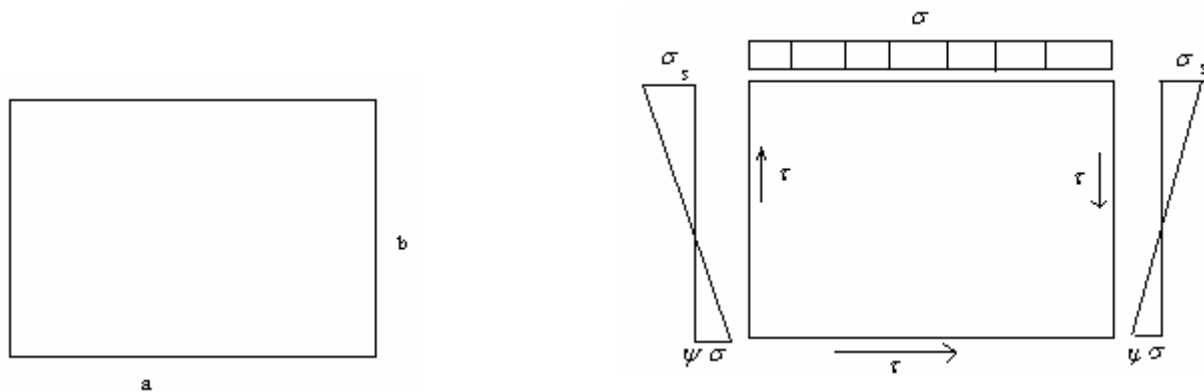


Fig.IV.7 : Les contraintes dans l'âme de la poutre

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: $a=6\text{m}$
 $b=2.95\text{m}$
 $e=0.015\text{m}$

La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre [3]

Alors on doit vérifier la condition de stabilité :

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

σ : La contrainte normale. τ : La contrainte de cisaillement.

σ_{cr} : La contrainte normale critique. τ_{cr} : La contrainte critique de cisaillement.

$$S_{\sigma} = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4 \cdot \psi & \text{Si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{Si } \psi < -1 \end{cases} \quad [\text{Réf.3}]$$

Avec :

La contrainte de la fibre la plus comprimée est : $\sigma_s = 15.72\text{kg} / \text{mm}^2$

La contrainte de la fibre la plus tendue est : $\sigma_i = 11.65\text{kg} / \text{mm}^2$

La contrainte de cisaillement est: $\tau = 155.7\text{kg} / \text{cm}^2$

Calcul des coefficients :

$$\alpha = \frac{a}{b} \quad \text{Et} \quad \psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s}$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{6}{2.95} = 2.033 \geq 1$$

$$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = \frac{-11.65}{15.72} = -0.744 \quad \psi \leq -1 \rightarrow S_\sigma = 1$$

Calcul les contraintes critiques:

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

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

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

$\nu = 0.30$ (coefficient de poisson)

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

$$\tau^* = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \times K_\tau$$

$$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} \quad \dots \dots \dots \rightarrow \quad \text{Pour } \alpha \geq 1$$

$$K_{cr} = 5.34 + \frac{4}{(2.03)^2} = 6.3$$

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{295} \right)^2 \times 23.9 = 1172.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau^* = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{295} \right)^2 \times 6.3 = 309.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(1 \times \frac{15.72}{1172.82} \right)^2 + \left(\frac{155.7}{309.15} \right)^2 = 0.253 \leq 1$$

\Rightarrow La relation étant vérifiée alors il n'y pas de voilement de l'âme.

d) Vérification au déversement [3] :

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

Déversement des poutres:

Si σ_{cr} est la contrainte critique de déversement, on admet que la sécurité est obtenue si la contrainte σ_f due à la flexion satisfait à:

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

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

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

Calcul du moment de déversement:

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante

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

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 ($E=21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)

G : module de déformation transversale ; G est donné par la relation suivante

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot E \quad \nu = 0.3 \quad (\text{coefficient de poisson})$$

$$G = \frac{1}{2(1+0.3)} \cdot 21 \times 10^5 = 8.077 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_1 = 20 \times 700 = 14000 \text{ mm}^2$$

$$S_2 = 15 \times 2950 = 44250 \text{ mm}^2$$

$$S_3 = 30 \times 900 = 27000 \text{ mm}^2$$

Calcul de l'inertie par rapport à l'axe yy :

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

$$I_{yy} = \frac{(700)^3 \times 20}{12} + \frac{(15)^3 \times 2950}{12} + \frac{(900)^3 \times 30}{12} = 2.4 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Alors :

$$I_{yy} = 2.4 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Calcul du moment de torsion K :

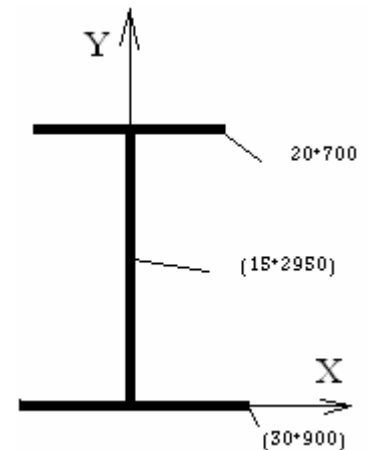
$$K = \frac{1}{3} S_2 \cdot \left(n t_w^2 + \frac{S_1}{S_2} t_s^2 \right)$$

$$K = \frac{1}{3} \cdot 44250 \cdot \left(2 \times (15)^2 + \frac{14000}{44250} \times 20^2 \right) = 0.85 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Calcul des coefficients m_1 et m_2 :

Le coefficient m_1 dépend :

- des conditions d'appui de la poutre aux extrémités.



Section de la poutre

➤ 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:

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

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

$$\text{Avec : } a^2 = \frac{4.G.K}{E.I_{yy}} \left(\frac{l}{b} \right)^2$$

$$\alpha = \frac{4 \times 8.077 \times 10^3 \times 0.85 \times 10^7}{21 \times 10^3 \times 2.4 \times 10^9} \left(\frac{10000}{2950} \right)^2 = 0.063$$

Calcul m_1 :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right] = m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{0.063^2}} - \frac{1.45}{0.25} \right] = 5.1$$

Calcul m_2 :

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}} = m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}} = \sqrt{1 + \frac{(3.14)^2}{0.063^2}} = 7.13$$

Calcul du moment critique:

$$M_{cr} = \frac{m_1 \times m_2}{l} \sqrt{E.I_y . gK}$$

$$\rightarrow M_{cr} = \frac{7.13 \times 5.1}{10000} \sqrt{8.077 \times 10^3 \times 0.85 \times 10^7 \times 21 \times 10^3 \times 2.4 \times 10^9} = 9.416 \times 10^9 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{9.416 \times 10^9}{6.87 \times 10^7} = 137.06 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

$$0.75 \times \sigma_e = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_{cr} \geq 0.75 \sigma_e \Rightarrow f(\sigma_{cr}) = 0.66 \sigma_{cr}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66 \sigma_{cr} = 90.46 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

Calcul σ :

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{w} = \frac{1.08 \times 10^9}{6.87 \times 10^7} = 15.72 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

On remarque que :

$$\sigma = 15.72 \text{ kg} / \text{mm}^2 \leq f(\sigma_{cr}) = 90.46 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

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

\Rightarrow Alors le déversement est vérifié.

Conclusion :

La section choisie est vérifiée pour les sollicitations durant le lancement, maintenant on passe à la vérification des sollicitations en état de service.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT EN PHASE DE SERVICE

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre on calcule le ferrailage de la dalle ; ensuite on passe à l'étude de la section mixte (acier plus béton) avec les vérifications à l'état limite ultime (L'ELU) et à l'état limite de service (L'ELS) des contraintes, du voilement, du déversement et du cisaillement. De plus, on détermine la flèche et on la compare à la flèche admissible. Enfin, on dimensionne les entretoises et on termine par l'étude des assemblages.

V.2. Dimensionnement de la dalle en béton armé :

V.2.1 Fonctionnement :

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres, il s'agit de la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis.

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales. On a représenté ci-dessous une vue de dessus de la dalle de couverture :

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

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

On prendra comme convention que le moment est négatif lorsque la fibre supérieure est tendue et le moment positif lorsque la fibre inférieure est tendue.

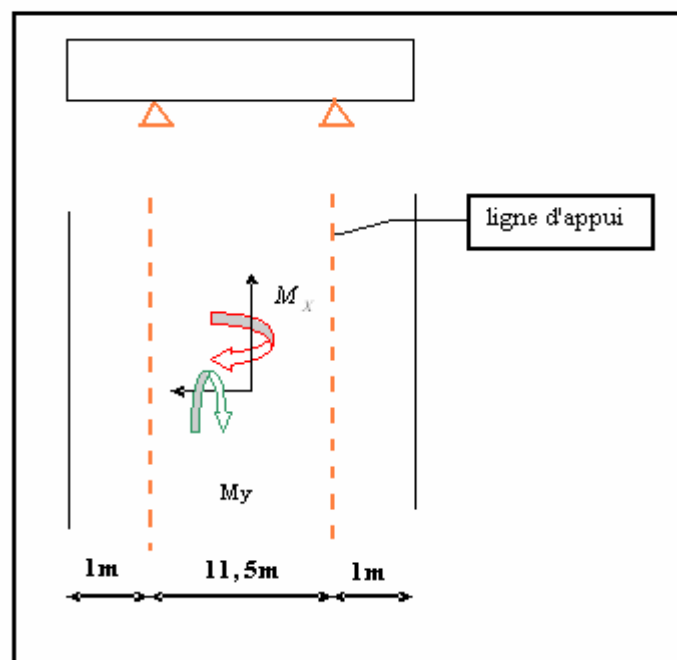


Fig.V.1 : Les sollicitations sur la dalle

V.2.2 Calcul des moments :

On considèrera deux sections pour les calculs des moments :

- Section S1, encorbellement, au droit de l'appui où les effets de l'effort tranchant sont les plus importants: ATS (supérieur).
- Section S2, en travée, les moments fléchissant y sont les plus élevés en valeur absolue : ATI (inférieur).

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 précédents comptes tenus du fait que les moments transversaux sont supérieurs aux moments longitudinaux.

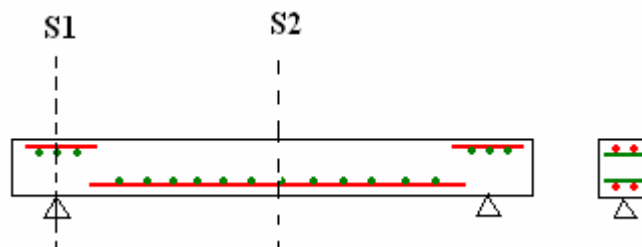


Fig.V.2 : Section transversale de la dalle

V.2.2.1 Dimensionnement transversal de la dalle :

V.2.2.1.1 Charges permanentes :

On établira les efforts pour une tranche de dalle de 1mètre dans le sens de la longueur et de 0,35m 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.

Bilan des charges qui s'appliquent à la dalle en béton armé de section $1 \times 0,35$:

- Poids propre de la dalle 8,714kN/ml
- Poids du revêtement 1,76kN/ml
- Poids du gousset 0,98kN/ml
- Poids de la corniche + trottoir 7,4kN/ml
- Poids du garde corps..... 1,6kN/ml

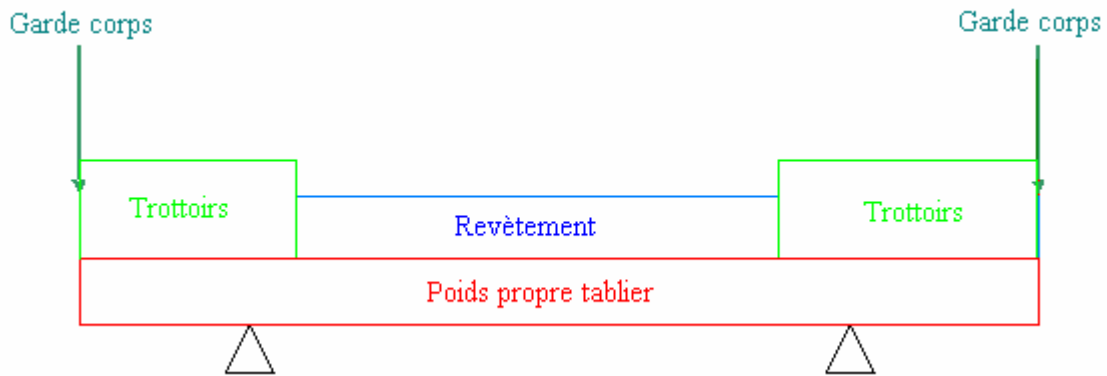





Fig.V.3 : La répartition des charges permanentes sur la dalle

V.2.2.1.2 Surcharges variables :

On utilise les règlements en vigueur concernant les positionnements et les gabarits des surcharges.

Dans notre cas, il y a trois types des surcharges pour les quelles le pont sera calculé :

-  Système de surcharge B.
-  Convoi militaire D240.
-  Les surcharges A.

Après le calcul au logiciel ROBOT Millenium on trouve le cas la plus défavorable c'est la surcharge A.

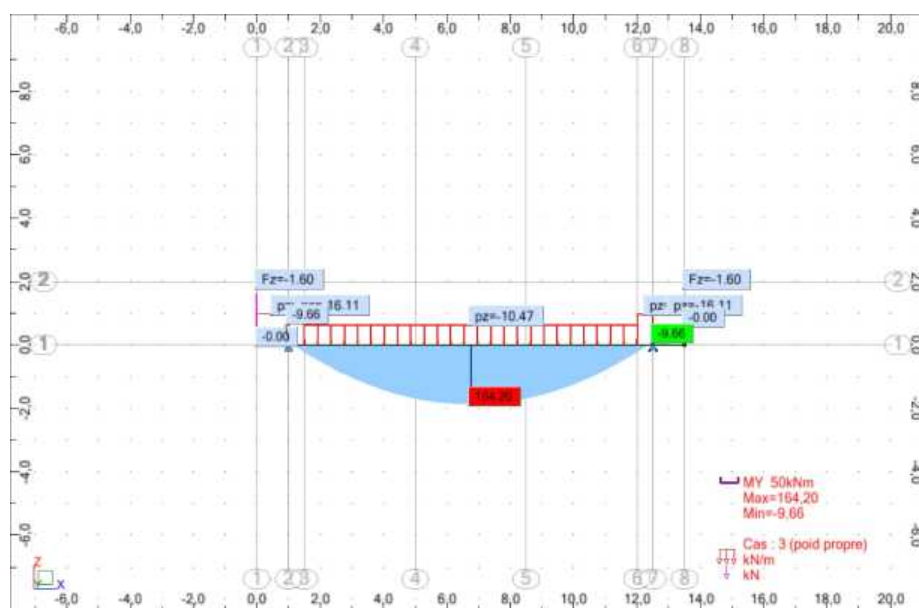


Fig.V.4 : diagramme de moment du poids propre

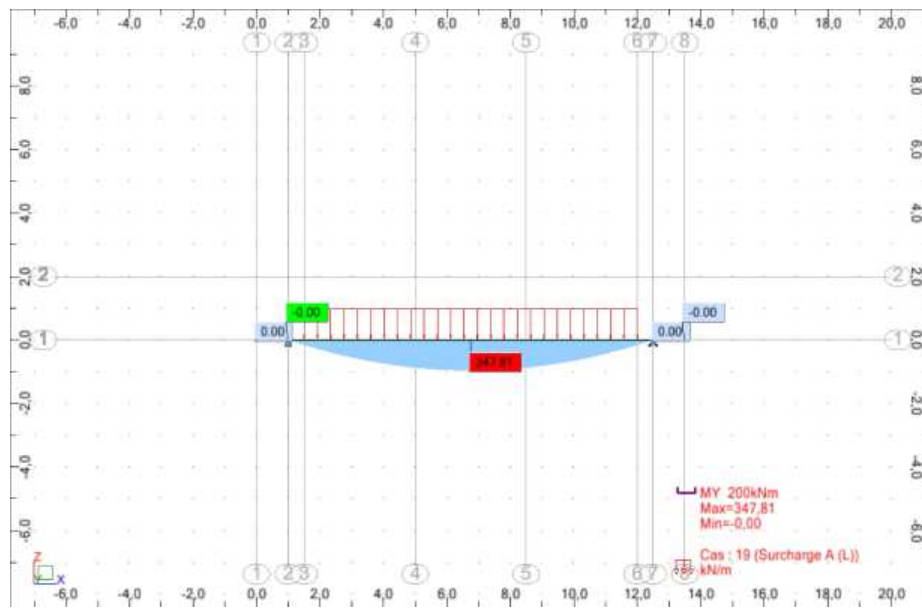


Fig.V.5 : diagramme de moment de la surcharge A

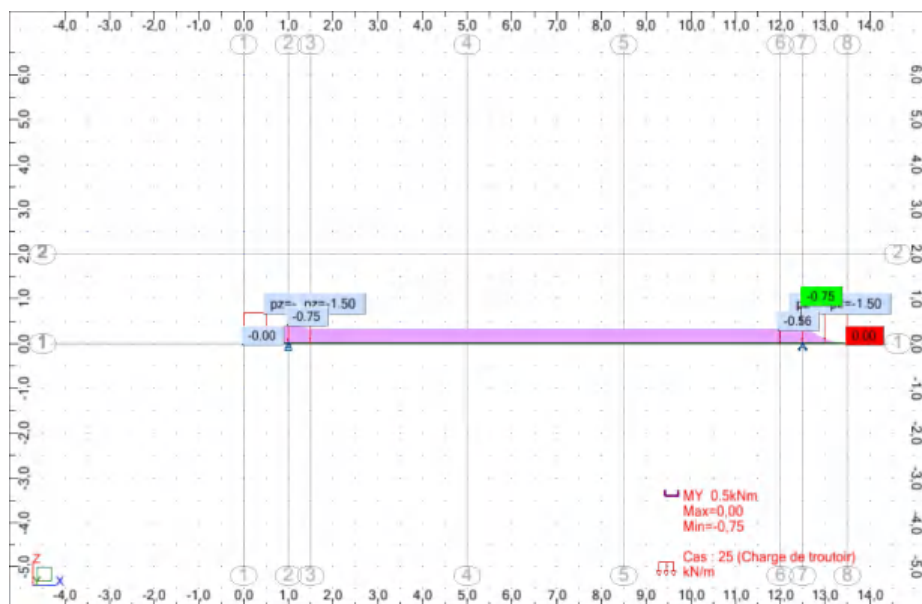


Fig.V.6 : diagramme de moment de la surcharge de trottoirs

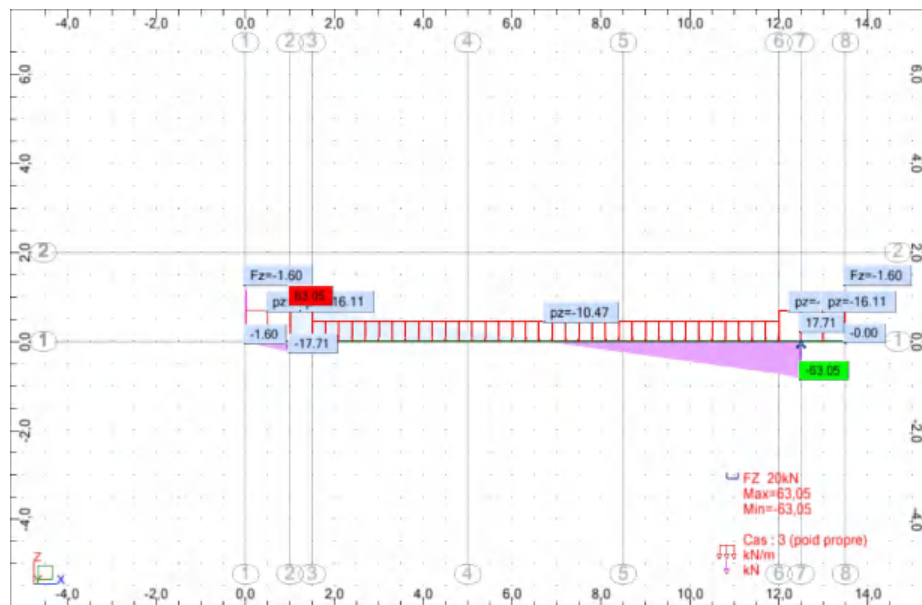


Fig.V.7 : diagramme de l'effort tranchant du poids propre

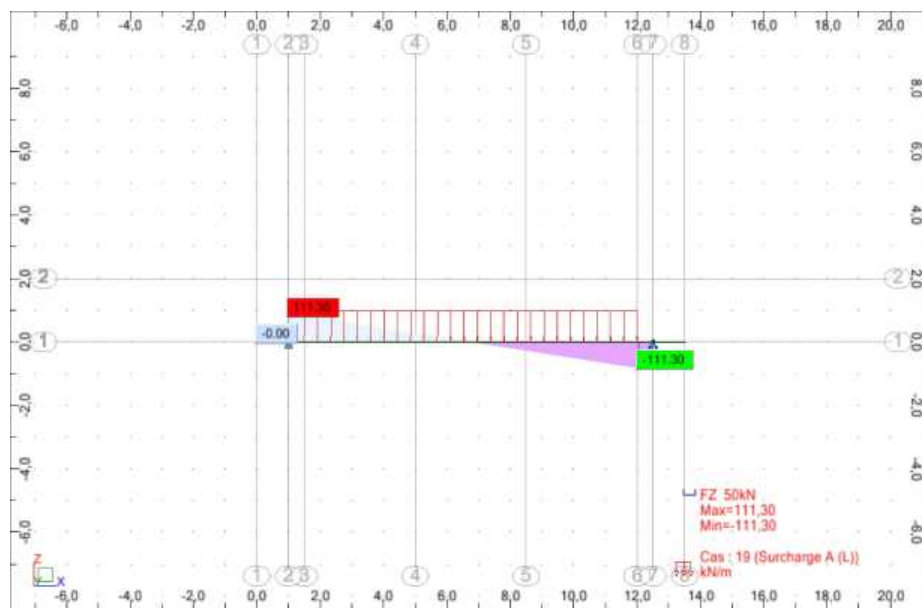


Fig.V.8 : diagramme de l'effort tranchant de la surcharge A

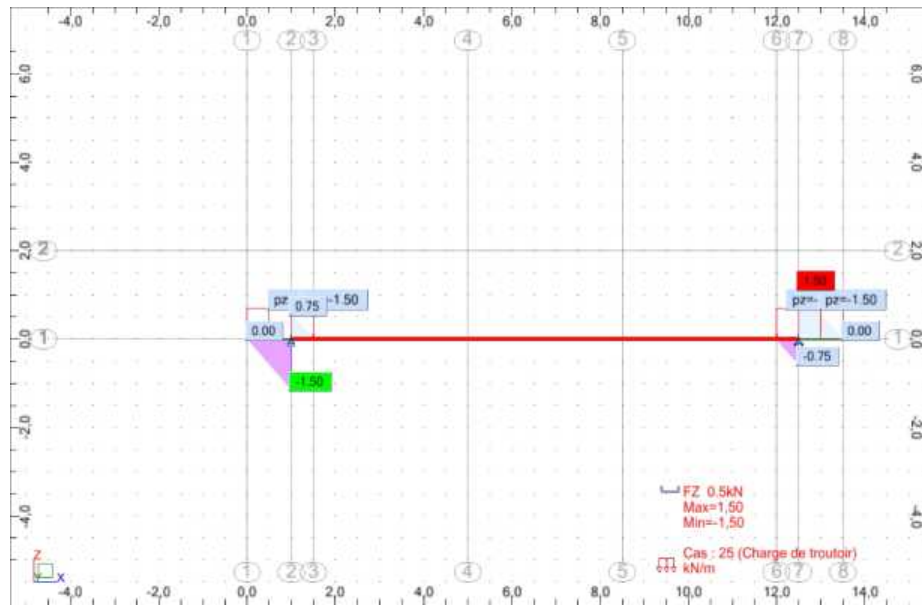


Fig.V.9 : diagramme de l'effort tranchant de surcharge de trottoirs

Remarque : Les diagrammes pour les autres types des surcharges sont en annexe 3).

Dans cette étape de calcul on utilise la combinaison à l'état limite ultime (ELU)

$$(1,35 M_G + 1,5 M_Q)$$

M_G : Moment dû aux charges permanentes.

M_Q : Moment dû aux surcharges de trafic.

On résume les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Calcul des moments à L'ELU aux section S1 et S2.

Cas de charge	M_{S1} (KN.m)		M_{S2} (KN.m)	
	Coefficient de pondération	M_{S1} pondéré A L'ELU	Coefficient de pondération	M_{S2} pondéré A L'ELU
Poids propre	1,35	-13	1,35	221,6
Surcharge de trafic A	1,5	0	1,5	520,5
Trottoir (exploitation)	1,5	-1,2	1,5	0
Le bilan de force ($1,35 M_G + 1,5 M_Q$)	—	-14,2	—	742,1

Tableau V.2 : Calcul des efforts tranchant L'ELU aux section 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	89,3	1,35	0
Surcharge de trafic A	1,5	167	1,5	0
Trottoir (exploitation)	1,5	-2,25	1,5	0
Le bilan de force ($1,35 M_G + 1,5 M_Q$)	–	259	–	0

Calcul des sollicitations à l'état limite de service (ELS) :

Section S1:

$$M_{S1} = -9,92 - 0,75 = -10,67 \text{ KN.m}$$

Section S2:

$$M_{S2} = 173 + 347 = 520 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage dans la section transversale [8]:

A la section S2 :

Calcul les armatures à L'ELU :

Le moment dans la section S1 est : $M_{S2} = 771,85 \text{ KN.m}$.

$$f_{bu} = \frac{0,85f_b}{1,5} = 22,7 \text{ Mpa} \quad \text{avec la résistance limite du béton est } f_b = 40 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,742}{1 \cdot 0,3^2 \cdot 22,7} = 0,364 < \mu_1 = 0,48$$

Avec :

M_u : Le moment à L'ELU b : La largeur de la section étudiée.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,6$$

$$\varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \times 3,5 \times 10^{-3} = 2,33 \cdot 10^{-3}$$

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

$$f_{su} = \frac{f_s}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{avec la résistance limite d'acier est } f_s = 400 \text{ MPa}.$$

La section des armatures dans la nappe inférieure est :

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \cdot 0,6 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 22,7}{348} = \boxed{93,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11 \text{ HA } 32}$$

Calcul des armatures à L'ELS :

Nous nous placerons dans le cas de fissuration préjudiciable. Nous allons faire les calculs des armatures à L'ELS puis à L'ELU. Nous retiendrons l'aire des aciers maximaux dans chacune des sections.

La contrainte admissible des aciers est exprimée :

$$\sigma_s = \min \begin{cases} 2/3 \times f_e = 267 \text{ MPa} & f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 3 \text{ MPa} \\ \max \begin{cases} 0,5 \cdot f_e = 200 \text{ MPa} \\ 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} = 229 \text{ MPa} \end{cases} & \text{Avec : } \eta = 1,6 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_{c28} = 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 229 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6n \cdot M_{ELS} \cdot (\alpha - 1)}{b \cdot d^2} = 0$$

$$229\alpha^3 - 687\alpha^2 - 511\alpha + 511 = 0$$

$$\alpha = 3,46 \quad \text{ou} \quad \alpha = -1,06 \quad \text{ou} \quad \alpha = 0,61 \quad \text{soit} \quad \alpha = 0,61.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{n(1-\alpha)} = \frac{0,61 \cdot 229}{15(1-0,61)} = 23,87 \text{ MPa}.$$

On vérifie la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = 23,87 \text{ MPa} < 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Calcul des aciers à L'ELS :

$$A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{0,61 \times 1 \times 0,3 \times 23,87}{2 \times 229} = \boxed{95,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \text{ HA } 32}.$$

L'aire des aciers calculer à L'ELU est le plus défavorable. Donc les armatures dans la section S2 sont : $\boxed{95,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \text{ HA } 32}$

Calcul d'espacement entre les barres transversales (sur 1mètre):

$$E_{ATS2} = \frac{100 - 12 \cdot 3,2}{12} = 5,4 \text{ cm}$$

. A la section S1 :

Même procédure de calcul que la section S2 :

Calcul des armatures à L'ELU :

Le moment dans cette section vaut : $M_{S1} = -13,95 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,014}{1 \cdot 0,3^2 \cdot 22,7} = 6,85 \cdot 10^{-3} < \mu_l = 0,48$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 8,6 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \times 3,5 \times 10^{-3} = 115 \cdot 10^{-3}$$

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

$$f_{su} = \frac{f_s}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{avec } (f_s = 400 \text{ Mpa})$$

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \cdot 8,6 \cdot 10^{-3} \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 22,7}{348} = \boxed{1,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\text{HA}14}$$

- Calcul des armatures à L'ELS :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6n \cdot M_{ELS} \cdot (\alpha - 1)}{b \cdot d^2} = 0$$

$$229\alpha^3 - 687\alpha^2 - 10,4\alpha + 10,4 = 0$$

$$\alpha = 3,01 \text{ ou } \alpha = -0,13 \text{ ou } \alpha = 0,12 \text{ soit } \alpha = 0,12.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha \cdot \sigma_s}{n(1 - \alpha)} = \frac{0,12 \cdot 229}{15(1 - 0,12)} = 2,082 \text{ MPa}.$$

On vérifie la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = 2,082 \text{ MPa} < 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa} \text{ Est vérifié.}$$

Calcul des aciers à L'ELS :

$$A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{0,61 \times 1 \times 0,3 \times 2,082}{2 \times 229} = \boxed{8,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}24}.$$

L'aire des aciers à L'ELS est plus importante donc on ferraille avec ce dernier :

$$A_s = \boxed{8,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}24}$$

- Calcul des espacements entre les barres (sur 1mètre) :

$$E_{ATS1} = \frac{100 - 3 \cdot 2,4}{4} = 23,2 \text{ cm}$$

Vérification des armatures minimales :

$$\rho_{s \min} = \frac{A_s}{A_b} = 0.5\% \quad [10]$$

A_s : Section minimal d'armature passive.

A_b : La section de béton.

$\Rightarrow A_s = 0.005 \times 35 \times 100 = 17.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Section minimale par un mètre linéaire est vérifiée.

V.2.2.2 Calcul des armatures longitudinales :

Les dispositions constructives sont les suivantes :

- Diamètre maximal des armatures :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \quad [8] \text{ la section maximale d'une armature vaut } \phi_{\max} = 35 \text{ mm}$$

- Règle du tiers [8]

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

Dans la section S1 :

Calcul des armatures longitudinales dans la section S1 :

$$ALS_{S1} = \frac{ATS_{S1}}{3} = \frac{8,32}{3} = \boxed{2,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1HA 20}$$

L'espaceur (sur 1 mètre) : 50 cm

Dans la section S2 :

Calcul des armatures longitudinales dans la section S2 :

$$ALS_{S2} = \frac{ATS_{S2}}{3} = \frac{95,4}{3} = \boxed{32 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA 30}$$

L'espaceur (sur 1 mètre) :

$$E_{ALS2} = \frac{100 - 5 \cdot 3}{6} = 14,2 \text{ cm}$$

V.2.3. Schéma de ferrailage de la dalle :

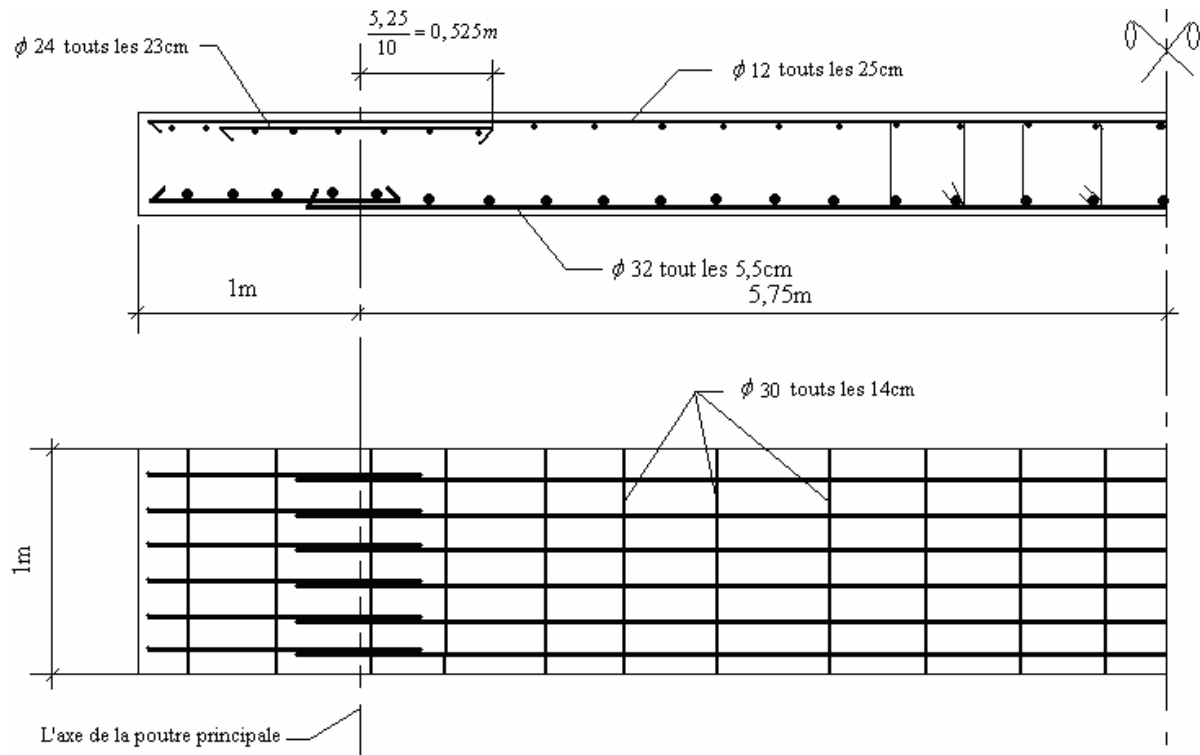


Fig.V.10 : Schéma de ferrailage

V.3 Etude de la section mixte:

V.3.1. Détermination des caractéristiques géométriques des sections d'acier et de béton :

On prend la section d'acier ci-dessous (Fig.V.11), qu'on a pré dimensionné au lançage:

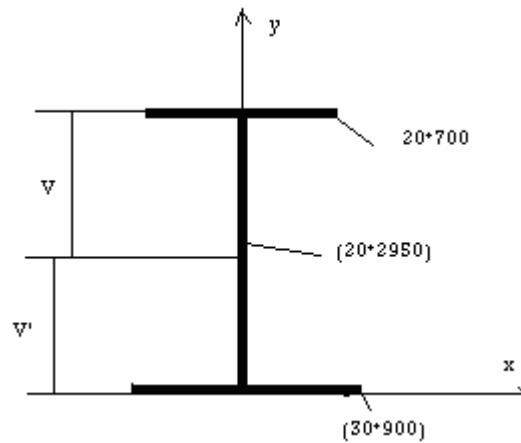


Fig.V.11 : Section d'acier

Calcul des caractéristiques géométriques de la section de l'acier :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : caractéristiques géométrique de la section de l'acier :

Eléments	S_i	Y_i	$S_i \times Y_i$	d_i	I_{iyy}	I_{iG}
700*20	14000	2990	4.186×10^7	1902	5.1×10^{10}	4.66×10^5
20*2950	59000	1505	8.88×10^7	417	5.3×10^{10}	4.28×10^{10}
900*30	27000	15	4.05×10^5	1073	3.1×10^{10}	2.025×10^6
Σ	100000		1.088×10^8		13.5×10^{10}	4.28×10^{10}

Calcul du Y_G le centre de gravité de la section:

$$Y_g = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{1.088 \times 10^8}{100000} = 1088 \text{ mm}$$

$$v' = Y_G = 1088 \text{ mm}$$

$$v = h - v' = 1912 \text{ mm}$$

$$d_1 = v - 10 = 1902 \text{ mm}$$

$$d_2 = Y_2 - v' = 1505 - 1088 = 417 \text{ mm}$$

$$d_3 = v' - 15 = 1073 \text{ mm}$$

Calcul des moments d'inertie:

$$I_{xy} = I_G + d_i^2 \times S_i$$

$$I_{xy1} = I_{G1} + d_1^2 \times S_1 = \frac{700 \times (20)^3}{12} + (1902)^2 \times 1.4 \times 10^4 = 5.1 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{xy2} = I_{G2} + d_2^2 \times S_2 = \frac{20 \times (2950)^3}{12} + (417)^2 \times 59000 = 5.3 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{xy3} = I_{G3} + d_3^2 \times S_3 = \frac{900 \times (30)^3}{12} + (1073)^2 \times 2.7 \times 10^4 = 3.1 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Calcul : w et w' :

$$w = \frac{I_{xy}}{v} = \frac{13.5 \times 10^{10}}{1912} = 7.1 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$w' = \frac{I_{xy}}{v'} = \frac{13.5 \times 10^{10}}{1088} = 1.24 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

Caractéristiques géométriques de la section du béton:

La largeur de la dalle participante à la compression à prendre en compte est définie dans les règlements [4] :

$$\text{Largeur1} = \frac{\text{longueur de la travée}}{10} = \frac{80}{10} = 8 \text{ m}$$

$$\text{Largeur2} = \frac{l' \text{ entre axe des poutres}}{2} = \frac{11,5}{2} = 5,75 \text{ m}$$

Largeur de la dalle = $2 \times \min(\text{largeur1}, \text{largeur2}) = 11,5 \text{ m}$.

$$B = 11500 \times 350 + \left(\frac{700 + 800}{2} \right) \times 50 = 4062500 \text{ mm}^2$$

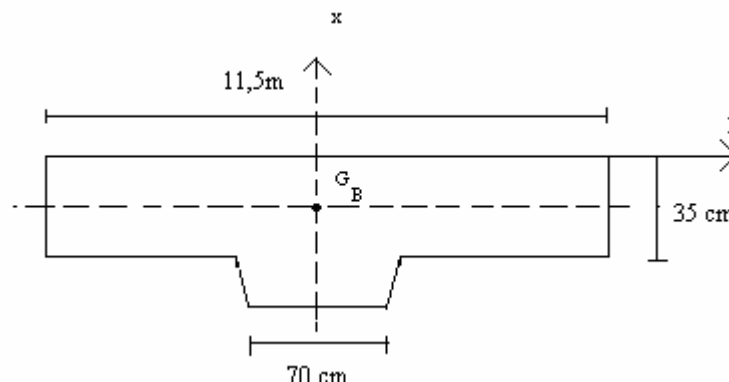


Fig.V.12 : Section de béton

On résume les résultats des caractéristiques de la section du béton au tableau suivant :

Tableau V.4 : caractéristiques géométrique de la section de béton :

Eléments	S_i (mm ²)	Y_i (mm)	$S_i \times Y_i$	d_i (mm)	I_{Gi} (mm ⁴)	I_{xx} (mm ⁴)
la dalle	4025000	175	7.04×10^8	3	4.11×10^{10}	4.11×10^{10}
gousset	37500	375	1.4×10^7	197	8.33×10^5	1.46×10^9
Σ	4062500	–	7.18×10^8	–	–	4.26×10^{10}

Avec:

$$\text{Centre de gravité de la dalle est : } Y_g = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{5.07 \times 10^8}{4062500} = 178 \text{ mm}$$

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

Et l'inertie de la dalle : $I_{xx} = 4.26 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

V.3.2. Calcul des caractéristiques géométriques de la section mixte (acier plus béton)

(Fig.3) :

Avant de définir l'inertie d'une section mixte, il est nécessaire de prendre la section homogène, pour cela nous homogénéiserons la section mixte par rapport à l'acier de

sorte que la section homogénéisée s'écrit : $S = S_a + \frac{S_b}{\eta}$

On note :

S_a : section d'acier.

η : Coefficient d'équivalence.

S_b : section du béton.

I_m : moment d'inertie de la section mixte.

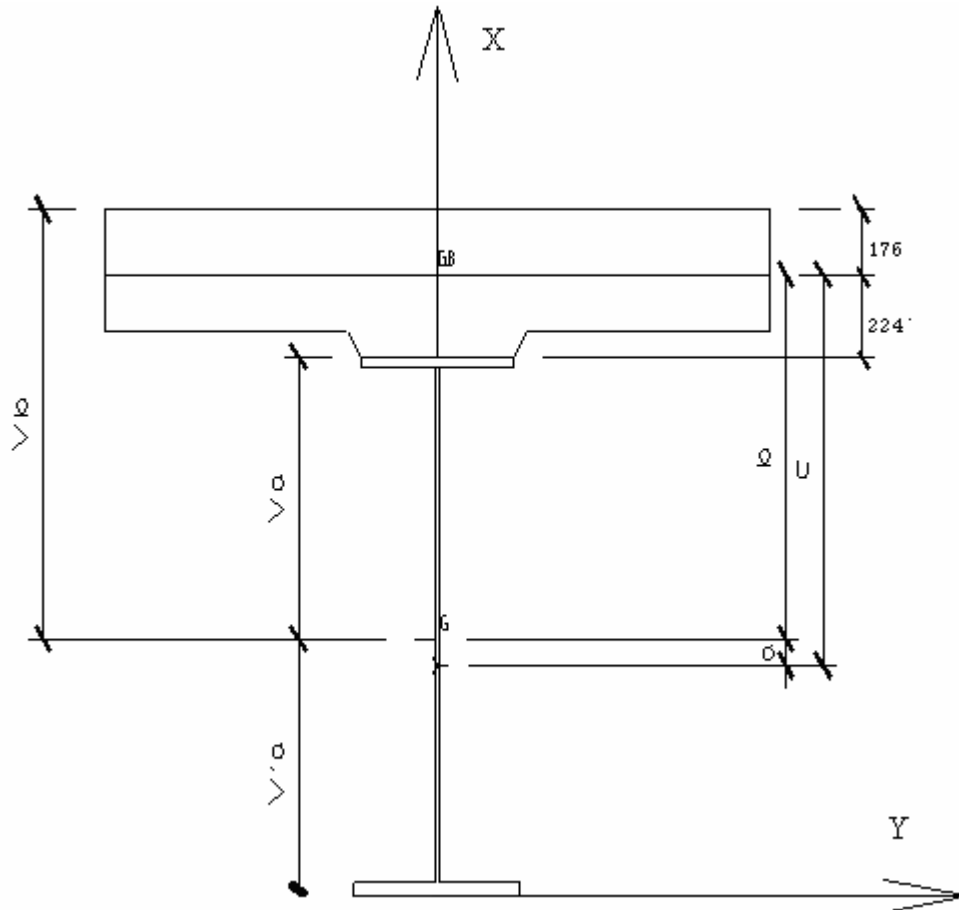


Fig.V.13 : Section mixte (acier + béton)

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{\eta} + \frac{S_a \cdot S_b \cdot C^2}{\eta \cdot S} = I_a + \frac{I_b}{\eta} + a b \cdot s .$$

I_a : Moment d'inertie de l'acier.

I_b : Moment d'inertie du béton.

Les paramètres **a** et **b** sont 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 $\frac{S_b}{\eta}$ de même centre de gravité G_b .

L'aire totale de la section est : $S = S_a + \frac{S_b}{\eta}$

Avec : $a = \frac{S_b \cdot C}{\eta \cdot S}$ Et $b = \frac{S_a \cdot C}{S}$.

Les sections d'acier et béton respectivement sont : $S_a = 100000 \text{ mm}^2$, $S_b = 4062500 \text{ mm}^2$.

On définit le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier pour les valeurs suivantes :

La valeur n=15 le coefficient d'équivalence instantané pour le calcul des dalles en béton traditionnel ou léger.

Pour n=6 coefficient d'équivalence à long terme –fluage du béton traditionnel.

Pour n=18 coefficient d'équivalence à long terme –fluage du béton.

On résume les résultats au (Tableau.V.5) suivant :

Tableau V.5 : caractéristique de la section mixte :

N	C (mm)	S (mm ²)	a (mm)	b (mm)	I _m (mm ⁴)	V _a (mm)	V _a ' (mm)	V _b (mm)	W _a (mm ³)	W _a ' (mm ³)	W _b (mm ³)
∞	2134	100000	000	2136	13.5*10 ¹⁰	1912	1088	-	7.1*10 ⁷	1.25*10 ⁸	-
18	2134	2.58*10 ⁵	1307	827.1	4.16*10 ¹¹	605	2395	1005	6.88*10 ⁸	1.74*10 ⁸	4.14*10 ⁸
15	2134	2.9*10 ⁵	1398	736	4.35*10 ¹¹	514	2486	914	8.46*10 ⁸	1.75*10 ⁸	4.76*10 ⁸
6	2134	5.73*10 ⁵	1762	372	5.16*10 ¹¹	150	2850	550	3.4*10 ⁹	1.8*10 ⁸	9.38*10 ⁸

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

$$V_a = b-222 \quad V_b = b+178 \quad C=a+b \quad v'_a = 1088 + a .$$

$$C = 224+1912=2136\text{mm}.$$

V.3.3. Calcul des charges :

a) Calcul des charges permanentes CP :

Dalle en béton armé	: -----	59,06 t/ml
Poids de l'ossature métallique	: -----	7,6KN/ml
Poids goussets	: -----	0,94 t/ml
Coffrage	: -----	7KN/ml
Total	: -----	74,6 KN/ml

b) Charge complémentaire permanente CCP :

Poids du garde corps	: -----	1,6KN/ml
Poids de revêtement	: -----	9,24KN/ml
Décoffrage	: -----	-7KN/ml
Trottoirs	: -----	12,4KN/ml
Total	: -----	16,24KN/ml

c) Surcharges de trafic :

Les charges roulantes prises dans notre calcul (modélisation au ROBOT Millénium), sont les surcharges A, B, M120, et D240. Mais après le calcul, on a obtenu les diagrammes des moments et efforts suivants :

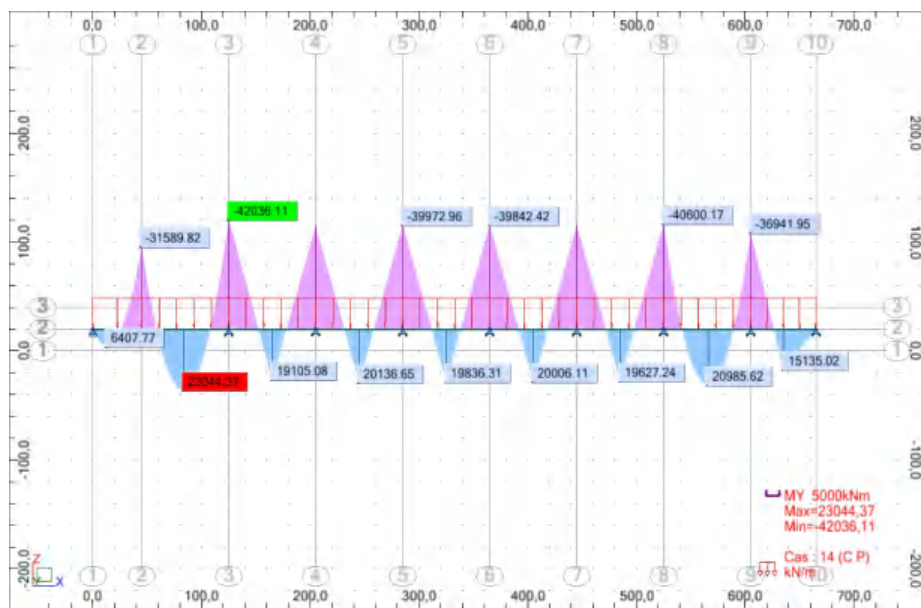


Fig.V.14 : diagramme de moment de charge CP

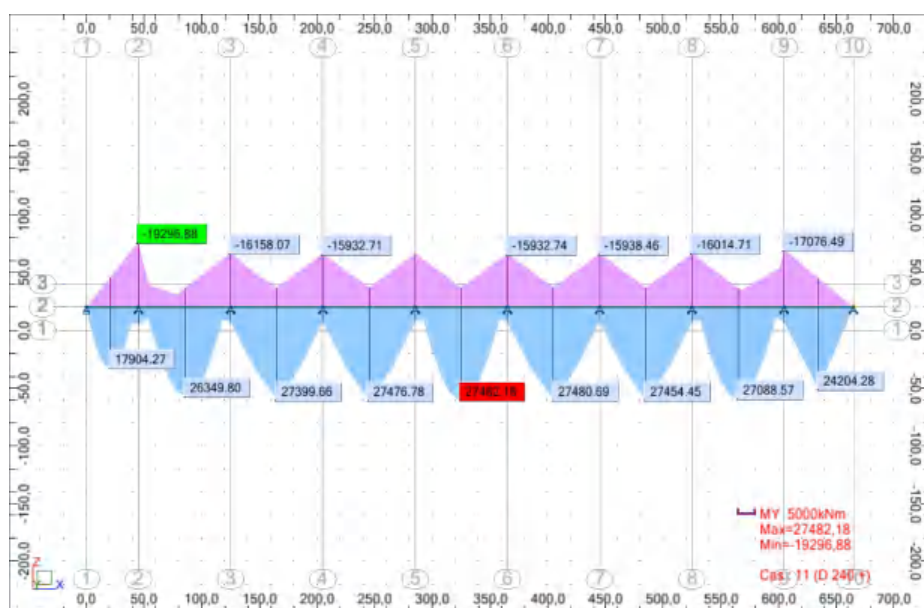


Fig.V.15 : diagramme de moment de la surcharge D240

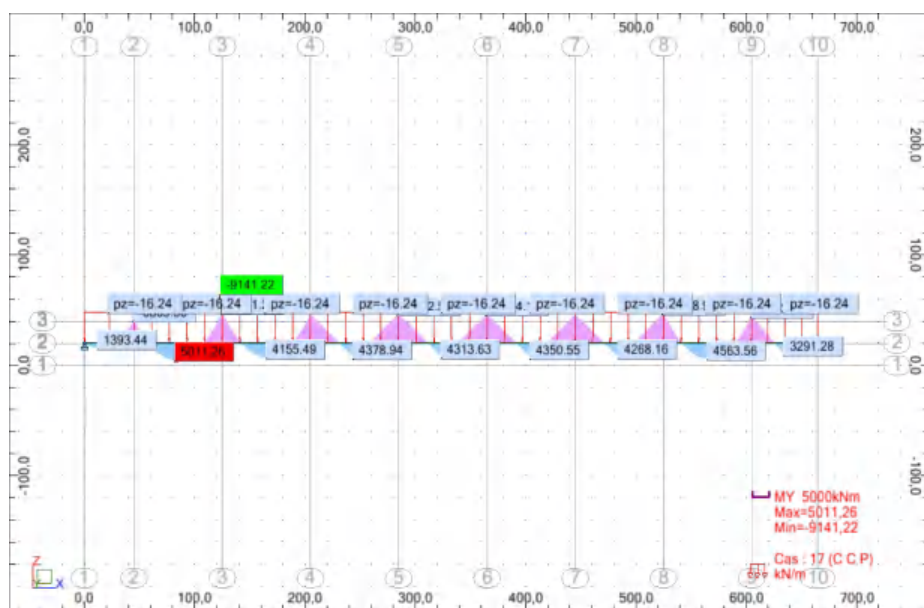


Fig.V.16 : diagramme de moment de charge CCP

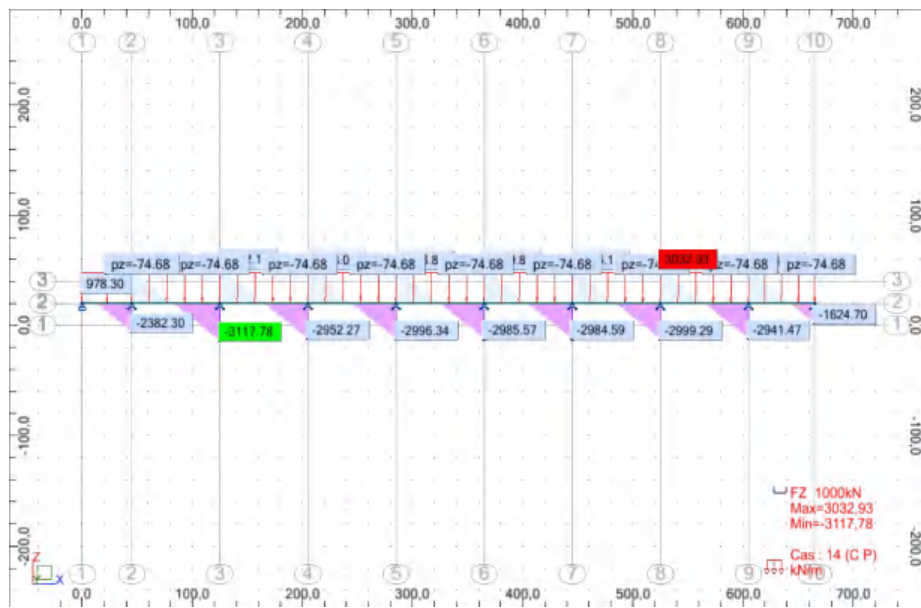


Fig.V.17 : diagramme de l'effort tranchant de la charge CP

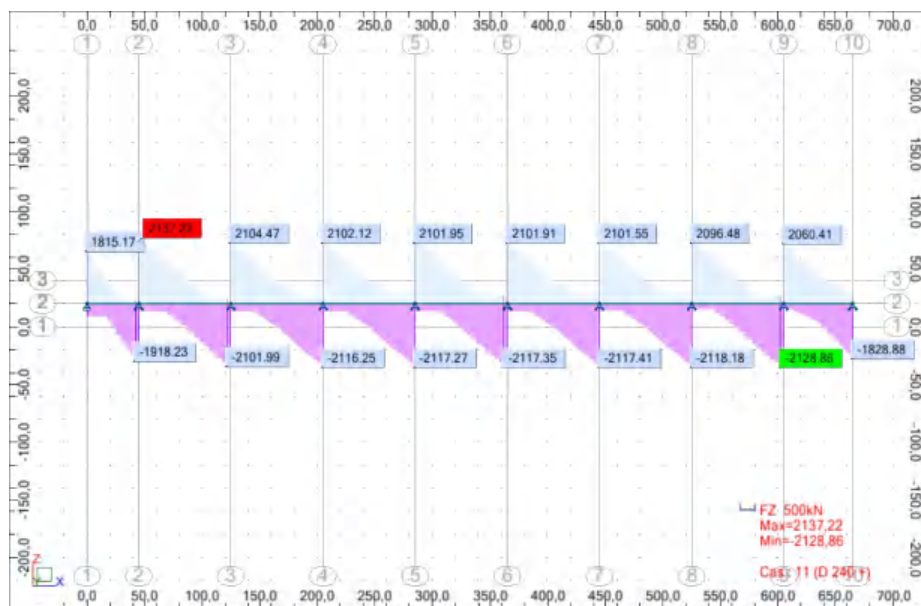


Fig.V.18 : diagramme de l'effort tranchant de la surcharge D240

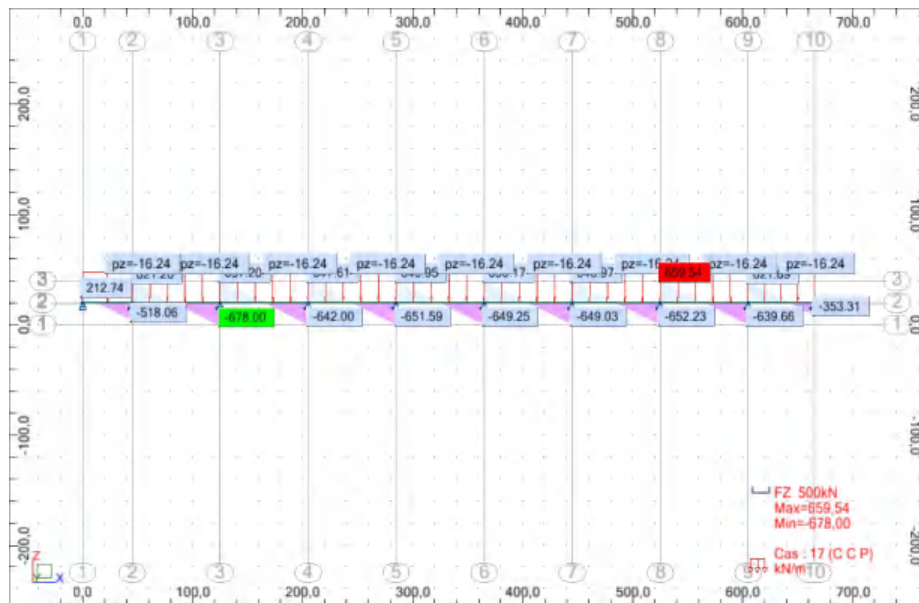


Fig.V.19 : diagramme de l'effort tranchant de la charge CCP

V.3.4. Calcul des moments et efforts tranchants :

Les valeurs des moments et efforts sont :

Tableaux récapitulatifs :

Le moment fléchissant maximum :

A x = 85m (Le moment positif):

Tableau V.6 : moment fléchissant positif à L'ELS :

Charge	Moment (kg*mm)
CP	23044*10 ⁵
CCP	5011*10 ⁵
D 240	26349*10 ⁵

A x = 125m (Le moment négatif) :

Tableau V.7 : moment fléchissant négatif à L'ELS :

Charge	Moment (kg*mm)
CP	-42000*10 ⁵
CCP	-9141*10 ⁵
D 240	-16180*10 ⁵

L'effort tranchant maximum:

A x = 125m :

Tableau V.8 : Effort tranchant maximum :

Charge	Efforts tranchants (Kg)
C P	-3118*10 ²
CCP	-678*10 ²
D 240	-2102*10 ²
Total	-5898*10 ²

V.3.5. Vérification des contraintes à L'ELS :

V.3.5.1 Vérification de la section dimensionnée au lançage :

a) Calcul des contraintes dues au retrait :

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 :

$$\sigma_b = -\varepsilon_r \times E_b \times \frac{A}{S} \times \frac{I_a}{I_m} \quad \text{avec :} \quad E_b = \frac{E_a}{\eta}$$

- contrainte de compression sur la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_S = \varepsilon_r \times E_b \times \frac{B}{S} \times \left(\frac{I_a + b.S.d}{I_m} \right)$$

- contrainte de traction sur la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_i = -\varepsilon_r \times E_b \times \frac{B}{S} \times \left(\frac{b.S.d' - I_a}{I_m} \right)$$

Avec :

- d et d' : distances du centre de gravité G_a de l'acier respectivement aux fibres supérieure et inférieures 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.

b) Contraintes dues à la température T :

- $\sigma_b' = \frac{1}{3}(\sigma_b)$ \longrightarrow contrainte dans le béton.

- $\sigma_s' = \frac{1}{3}(\sigma_s)$ \longrightarrow contrainte dans la fibre supérieure de l'acier
- $\sigma_i' = \frac{1}{3}(\sigma_i)$ \longrightarrow contrainte dans la fibre inférieure de l'acier

c) Vérification des contraintes :

Dans cette étape nous nous intéressons à la vérification des contraintes dans les cas qui donnent le moment maximum [5].

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

- Pour le béton : $\sigma_b = \frac{0.85f_{c28}}{1.5}$
- Pour l'acier : $\sigma_s = \frac{\sigma_e}{1.15}$

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

- Pour l'acier : $\sum \sigma_s < \sigma_s = \frac{\sigma_e}{1.15}$
- Pour le béton $\sum \sigma_b$ pas de limitation au béton [Réf.5].

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.

$$\sum \sigma_{am} < \min \left\{ \frac{2}{3}f_e, 150 \cdot \eta \right\} = 24 \text{Kg} / \text{mm}^2 \quad \text{avec } \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 40 \text{Kg} / \text{mm}^2$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

η : Coefficient de fissuration.

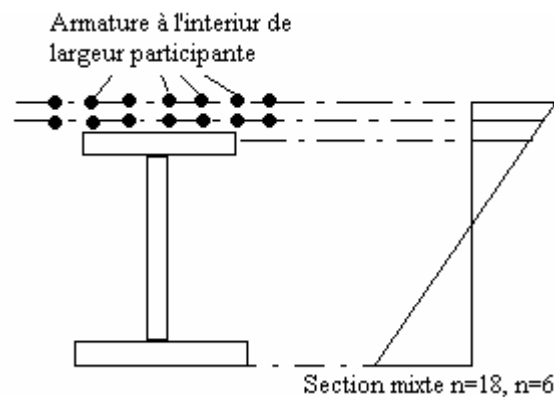


Fig.V.20 : les contraintes dans la section mixte (poutre plus armature passive)

On résume les vérifications des contraintes dans les tableaux suivants :

A x = 85m (Moment positif) :**Tableau V.9 : vérification des contraintes du moment positif à L'ELS :**

N	Sollicitation	M (kg.mm)	$\sigma_b = \frac{M}{\eta.W_b}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_I = \frac{-M}{W'}$
n = ∞	CP	23*10 ⁸	0	32.4	-18.4
n = 18	CCP	5*10 ⁸	0.067	0.72	-2,87
n = 15	Retrait	–	-0.06	6.84	-1.22
	Température	–	-0.02	2.28	-0.41
σ_1	–	–	-0.013	42.24	-22.9
n = 6	D 240	26.35*10 ⁸	0.47	0.78	-14.6
σ_2	–	–	0.457	43	-37.5

Les contraintes ne sont pas vérifiées car : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_I = -37.5 \text{ Kg} / \text{mm}^2 > \sigma_e = -31,30 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_s = 43 \text{ Kg} / \text{mm}^2 > \sigma_e = 31,30 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \end{array} \right.$

A x = 125m (Moment négatif):**Tableau V.10 : vérification des contraintes dues au moment négatif à L'ELS :**

N	Sollicitation	M (kg.mm)	$\sigma_b = \frac{M}{\eta.W_b}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_I = \frac{-M}{W'}$
n = ∞	CP	-42*10 ⁸	0	-59.15	33.6
σ_1	–	–	0	-59.15	33.6
n = 18	CCP	-9,141*10 ⁸	-0.12	-1.33	
n = 15	Retrait	–	-0.047	7	-1.62
	Température	–	-0.0156	2.33	-0.81
σ_2	–	–	-0.183	-51.15	31.17
n = 6	D 240	-16.18*10 ⁸	-0.287	-0.47	8.99
σ_3	–	–	-0.47	-51.62	40.16

$\left. \begin{array}{l} \sigma_I = 40,16 \text{ Kg} / \text{mm}^2 > \sigma_e = 31,30 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_s = -51,62 \text{ Kg} / \text{mm}^2 > \sigma_e = -31,30 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les contraintes ne sont pas vérifiées.

\Rightarrow Donc avec les paramètres de cette section, les contraintes ne sont pas vérifiées, on doit redimensionner en augmentant la section.

V.3.5.2 Redimensionnement de la section de la poutre :

On prend la section suivante :

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

$$\frac{80}{28} \leq h \leq \frac{80}{22} \rightarrow 3.63 \leq h \leq 2.85$$

On choisit la hauteur de l'âme:

$$H=3.484\text{m}$$

Epaisseur de l'âme $t_w = 2.8\text{mm}$

Dimension des membrures :

D'après le tableau de dimensionnement (**Tableau V.11**) on prend :

$$b_s = 900\text{mm} \quad \text{et} \quad b_i = 1000\text{mm}$$

Tableau V.11 : Dimensionnement des semelles :

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

Épaisseur des membrures:

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

Les conditions s'écrivent :

$$t_s = \frac{b_s - t_w}{28\varepsilon} = 40\text{mm} .$$

$$t_i = \frac{b_i - t_w}{28\varepsilon} = 44\text{mm} .$$

$$\text{Où} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_e}} = \sqrt{\frac{235}{360}} = 0,80$$

Calcul des caractéristiques de la nouvelle section d'acier (Tableau.V.12):

Les caractéristiques de la section de béton reste les mêmes.

- Tableau.V.12 : les caractéristiques de la nouvelle section d'acier :

Eléments	S_i (mm ²)	Y_i (mm)	$S_i * Y_i$	d_i (mm)	I_{yg} (mm ⁴)	I_{xx} (mm ⁴)
40*900	36000	3464	124704000	1799	$4.8 * 10^6$	$1.17 * 10^{11}$
3400*28	95200	1744	166028800	119	$9.17 * 10^{10}$	$9.3 * 10^{10}$
1000*44	44000	22	968000	1643	$7.1 * 10^6$	$1.19 * 10^{11}$
Σ	175200		291700800			$3.29 * 10^{11}$

Caractéristiques de la section mixte (acier plus béton), (Tableau.V.13)

Tableau.V.13 : caractéristiques géométriques de la nouvelle section mixte

N	C (mm)	S (mm ²)	a (mm)	b (mm)	I_m (mm ⁴)	V_a (mm)	V'_a (mm)	V_b (mm)	W_a (mm ³)	W'_a (mm ³)	W_b (mm ³)
∞	2041	175200	-	-	$3.28 * 10^{11}$	1819	1665	-	$1.8 * 10^8$	$1.98 * 10^8$	-
18	2041	$4.01 * 10^5$	1149	892	$7.42 * 10^{11}$	670	2814	1070	$1.1 * 10^9$	$2.64 * 10^8$	$6.93 * 10^8$
15	2041	$4.46 * 10^5$	1239	802	$7.75 * 10^{11}$	582	2904	980	$1.33 * 10^9$	$2.67 * 10^8$	$7.91 * 10^8$
6	2041	$8.52 * 10^5$	1621	420	$9.16 * 10^{11}$	198	3286	598	$4.63 * 10^9$	$2.79 * 10^8$	$1.53 * 10^9$

- Vérification des contraintes pour le moment maximum positif, à la section x =85m (Tableau.V.14).

X = 85m :

Tableau V.14 : vérification des contraintes dues au moment positif pour la nouvelle section à L'ELS :

N	Sollicitations	M (kg.mm)	$\sigma_b = \frac{M}{\eta \cdot W_b}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_I = \frac{-M}{W'}$
n = ∞	CP	23*10 ⁸	0	12.77	-11.61
σ_1	–	–	0	12.77	-11.61
n = 18	CCP	5*10 ⁸	0.04	0.45	-1.89
n = 15	Retrait	–	-0.093	3.35	0.8
	Température	–	-0.031	1.18	0.26
σ_2	–	–	-0.084	17.75	-14.56
n = 6	D240	26.35*10 ⁸	0.28	0.57	-9.44
σ_3	–	–	0.196	18.32	-24

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_I = -24 \text{ Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{eadm} = -31,30 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_s = 18.32 \text{ Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{eadm} = 31,30 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_b = 0.196 \text{ Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{badm} = 24 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les contraintes sont vérifiées.}$$

- Vérification des contraintes pour le **moment maximum négatif** dans la section x = 125m :

On néglige le béton, on fait la vérification avec les armatures situées à la section du béton.

On a :

$$A_s = 272 \text{ cm}^2 \quad (40\phi 30)$$

$$I_{arm} = 1.6 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

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.

$$I_a = 3.29 \times 10^{11} \text{ mm}^2$$

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

$$y_{Gm} = \frac{175200 \times 1665 + 27200 \times 3534}{175200 + 27200} = \boxed{1916 \text{ mm}}$$

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

$$I_m = 3.29 \times 10^{11} + 175200 \times (251)^2 + 27200 \times (1618)^2 = \boxed{4.11 \times 10^{11} \text{ mm}^4}$$

$$\begin{cases} W_{arm} = \frac{I_m}{V_{arm}} = 2.54 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\ \Rightarrow W'_a = \frac{I_m}{V'_a} = 2.15 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\ W_a = \frac{I_m}{V_a} = 2.62 \times 10^8 \text{ mm}^3 \end{cases}$$

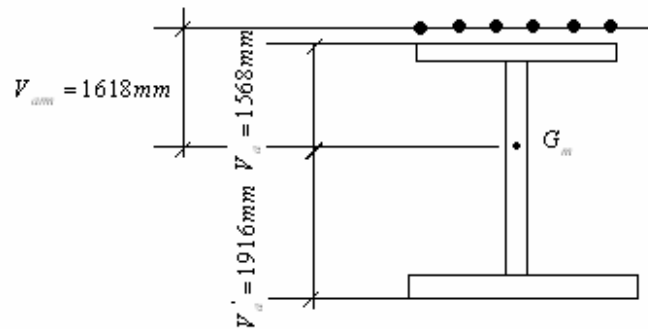


Fig.V.21 : Section mixte (poutre+armature)

X = 125m:

Tableau V.15 : vérification des contraintes dues au moment négatif pour la nouvelle section à L'ELS :

	Sollicitations	M (kg.mm)	$\sigma_{arm} = \frac{M}{W_{arm}}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_i = \frac{-M}{W'}$
n = ∞	CP	-42*10⁸	0	-23.33	21.21
σ₁			0	-23.33	21.21
n = 18	CCP	-9.141*10⁸	-3.6	-3.49	4.25
σ₂			-3.6	-26.82	25.46
n = 6	D 240	-16.18*10⁸	-6.37	-6.17	7.53
σ₃			-9.97	-33	33

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = -33 \text{ Kg/mm} > \sigma_{admi} = -31.30 \text{ Kg/mm} \\ \sigma_i = 33 \text{ Kg/mm} > \sigma_{admi} = 31.30 \text{ Kg/mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les contraintes ne sont pas vérifiées.}$$

Les contraintes dans la poutre ne sont pas vérifiées. Donc on ajoute une tôle métallique (25×800), à la semelle supérieure (Fig.V.22).

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

Tableau V.16 : caractéristique de la section d'acier en ajoutant une tôle (25*800) :

Eléments	S _i (mm ²)	Y _i (mm)	S _i *Y _i	d _i (mm)	I _{xxg} (mm ⁴)	I _{xx} (mm ⁴)
25*800	20000	3496.5	70000000	1642	1.04*10 ⁶	5.39*10 ¹⁰
40*900	36000	3464	124704000	1609	4.8*10 ⁶	9.32*10 ¹⁰
3400*28	95200	1744	166028800	111	9.17*10 ¹⁰	9.28*10 ¹⁰
1000*44	44000	22	968000	1833	7.1*10 ⁶	1.48*10 ¹¹
Σ	195200		362000000			3.9*10 ¹¹

$Y_{Ga}=1855\text{mm}$ $W'=2.1*10^8\text{mm}^3$ $W=2.36*10^8\text{mm}^3$ \longrightarrow (section de la poutre)

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

$$y_{Gm} = \frac{195200 \times 1855 + 27200 \times 3559}{195200 + 27200} = \boxed{2063.4\text{ mm}}$$

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

$$I_m = 3.9 \times 10^{11} + 195200 \times (251)^2 + 27200 \times (1496)^2 = \boxed{4.59 \times 10^{11}\text{ mm}^4}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} W_{am} = \frac{I_m}{V_{am}} = 3.06 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\ W'_a = \frac{I_m}{V'_a} = 2.23 \times 10^8 \text{ mm}^3 \\ W_a = \frac{I_m}{V_a} = 3.17 \times 10^8 \text{ mm}^3 \end{cases}$$

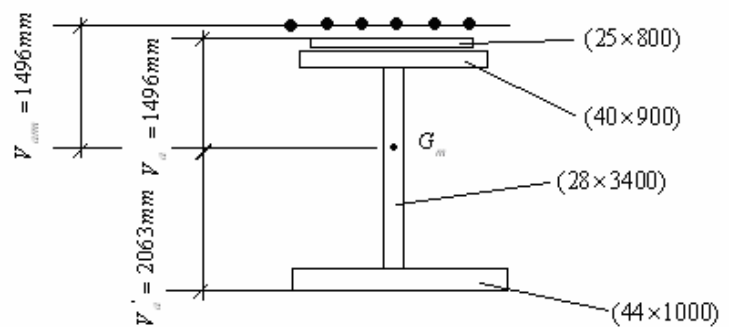


Fig.V.22 : Nouvelle section mixte

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

X = 125m:

Tableau V.17 : vérification des contraintes dues au moment négatif lorsque on ajoute la tôle :

	Sollicitations	M (kg.mm)	$\sigma_{arm} = \frac{M}{W_{arm}}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_I = \frac{-M}{W'}$
n = ∞	CP	-42*10⁸	0	-17.8	20
σ₁			0	-17.8	20
n = 18	CCP	-9.141*10⁸	-2.98	-2.88	4
σ₂			-2.98	-20.68	24
n = 6	D 240	-16.18*10⁸	-5.29	-5.1	7.25
σ₃			-8.27	-25.78	31.25

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = -31.25 \text{Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{admi} = -31.30 \text{Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_i = 25.78 \text{Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{admi} = 31.30 \text{Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_{arm} = -8.27 \text{Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{admi} = -24 \text{Kg} / \text{mm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les contraintes sont vérifiées.}$$

Vérification sur l'âme de la poutre :

a) Vérification au voilement:

Principe de vérification :

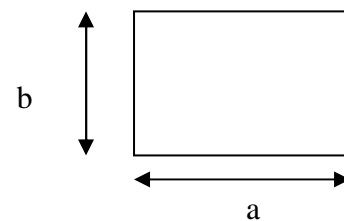
On délimitera les panneaux de sorte que, la bordure d'un panneau est supposée rigide et indéformable, et ce même si des raidisseurs verticaux ou horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité.

Vérification du panneau délimité par les semelles et les entretoises.

$$a = 4\text{m}$$

$$b = 3.4\text{m}$$

$$e = 2.8\text{cm}$$



L'âme de la poutre

On vérifie la condition suivante [3]

$$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1,8$$

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

$$K_{\tau} = \begin{cases} 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \geq 1 \\ 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \leq 1 \end{cases}$$

Avec :

$$\text{La contrainte dans la fibre inférieure : } \sigma_i = 3125 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{La contrainte dans la fibre supérieure : } \sigma_s = -2578 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{La contrainte de cisaillement: } \tau = \frac{T}{A} = \frac{5898 \times 10^2}{2.8 \times 340} = 619.5 \text{ kg / cm}^2$$

Calcul des coefficients :

La section comporte des raidisseurs :

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{4}{3.4} = 1.17 \quad (\alpha = 1.17 \rightarrow K_{\sigma} = 25.6)$$

$$\psi = \frac{\sigma_{\text{traction}}}{\sigma_{\text{compression}}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_i} = -\frac{2578}{3125} = -0.82$$

$$\psi \leq -1 \rightarrow S_{\sigma} = 1.12$$

Calcul des contraintes critiques:

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

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

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

$$\nu = 0.30 \text{ (coefficient de poisson)}$$

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

$$\tau^* = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \times K_{\tau}$$

$$K_{\tau} = 4.74 + \frac{5.5}{\alpha^2}$$

$$K_{cr} = 4.74 + \frac{5.5}{(0.4)^2} = 39$$

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{2.8}{340} \right)^2 \times 25.6 = 3295 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau^* = 1898000.85 \left(\frac{2.8}{340} \right)^2 \times 8.23 = 1060 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(1.07 \times \frac{3125}{3295} \right)^2 + \left(\frac{619.5}{1060} \right)^2 = 1.37 \leq 1.8 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition au voilement est vérifiée.}$$

b) Vérification au déversement :

$$S_1 = 40 \times 900 = 35100 \text{ mm}^2$$

$$S_2 = 28 \times 3400 = 95200 \text{ mm}^2$$

$$S_3 = 44 \times 1000 = 44000 \text{ mm}^2$$

$$S_4 = 25 \times 800 = 20000 \text{ mm}^2$$

Calcul d'inertie par rapport a l'axe (yy) :

$$I_{yy} = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3} + I_{G4}$$

$$I_{yy} = \frac{(900)^3 \times 39}{12} + \frac{(28)^3 \times 3400}{12} + \frac{(1000)^3 \times 43}{12} + \frac{(800)^3 \times 25}{12} = 7.03 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Alors :

$$I_{yy} = 7.02 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Calcul de moment de torsion K:

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

$$K = \frac{1}{3} \times 95200 \cdot \left(2 \times (28)^2 + \frac{55100}{95200} \times 65^2 \right) = 1.26 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Calcul de m_1 et m_2 :

Le coefficient m_1 dépend :

- des conditions d'appui de la poutre aux extrémités.
- 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 $m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$

Avec : $a^2 = \frac{4.G.K}{E.I_{yy}} \left(\frac{l}{b} \right)^2$

$$\alpha = \frac{4 \times 8.077 \times 10^3 \times 1.26 \times 10^8}{21 \times 10^3 \times 7.03 \times 10^9} \left(\frac{10000}{3400} \right)^2 = 0.24$$

Calcule m_1 :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right] \Rightarrow m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{0.24}} - \frac{1.45}{0.49} \right] = 3$$

Calcule m_2 :

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}} \Rightarrow m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0.24}} = \sqrt{1 + \frac{(3.14)^2}{0.24}} = 6.49$$

Calcul du moment critique:

$$M_{cr} = \frac{m_1 \times m_2}{l} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot K}$$

$$M_{cr} = \frac{3 \times 6.49}{10000} \sqrt{8.077 \times 10^3 \times 7.03 \times 10^9 \times 21 \times 10^3 \times 6 \times 10^9} = 1.65 \times 10^{11} \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{1.65 \times 10^{11}}{2.02 \times 10^8} = 816.8 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

$$0.75 \times \sigma_e = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_{cr} \geq 0.75 \sigma_e \Rightarrow f(\sigma_{cr}) = 0.66 \sigma_{cr}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66 \sigma_{cr} = 538 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

Calcul σ :

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{w_s} = \frac{6.73 \times 10^9}{2.02 \times 10^8} = 33.32 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

On remarque que :

$$\sigma_s = 33.32 \text{ kg} / \text{mm}^2 \leq f(\sigma_{cr}) = 538 \text{ kg} / \text{mm}^2$$

$\sigma_s \leq f(\sigma_{cr}) \Rightarrow$ La condition au déversement est vérifiée.

c) Vérification au cisaillement :

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

cisaillement max de l'âme est : $\tau_{max} = \frac{T}{A}$

Avec : $\tau_s = 3600Kg/cm^2 \Rightarrow \bar{\tau} = \frac{2}{3} \times \tau_s = 2400Kg/cm^2$

Ou T : L'effort tranchant max. A : L'aire de la section de l'âme.

$\bar{\tau}$: La contrainte admissible au cisaillement.

D'où : $\tau_{max} = \frac{5898 \times 10^2}{2.8 \times 340} = 620Kg/cm^2$

$\tau_{max} = 620Kg/cm^2 < \bar{\tau} = 2400Kg/cm^2 \Rightarrow$ La contrainte au cisaillement est vérifiée.

V.4. Vérification à L'ELU (Justification des poutres mixtes):

V.4.1. Vérification pour un moment positif [4] :

Principe général:

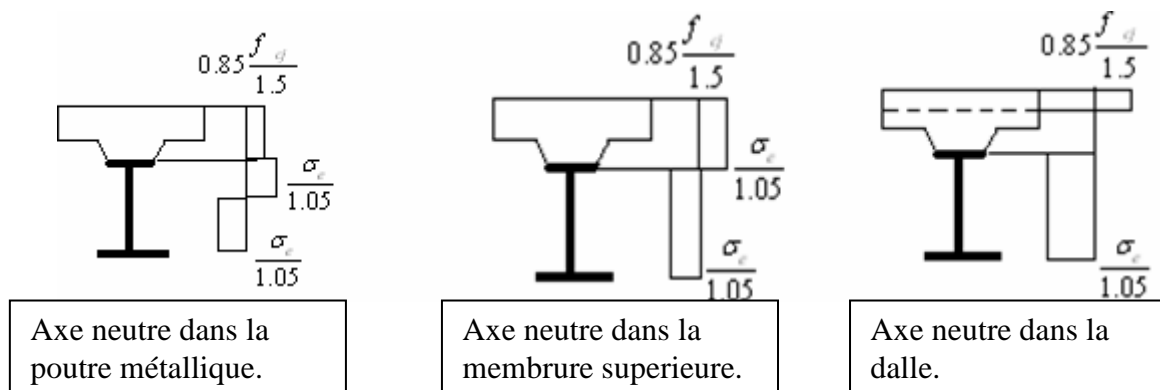
La justification de la sécurité vis à vis des états limites ultimes de résistances des sections mixtes est effectuée dans toutes les phases de constructions:

- On vérifie que les sollicitations de calcul ne dépassent pas la résistance ultime des sections.
- On adopte la combinaison $(1,35 M_G + 1,5 M_Q)$.

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:



On va dimensionner en considérant une plastification complète de la section et on cherche la résistance de l'ouvrage à la ruine et 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 déterminer les 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:

$$F_b = b_{eff} \times h_b \times \frac{0.85 \times f_{cj}}{1.5}$$

$$F_b = 11500 \times 350 \times \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 9.12 \times 10^7 \text{ kg}$$

La résistance en traction de la poutre métallique:

$$F_a = A_a \times \left(-\frac{\sigma_e}{1.05}\right)$$

$$F_a = 1752 \times \left(-\frac{3600}{1.05}\right) = -6 \times 10^6 \text{ kg}$$

On remarque que :

$-F_b \geq F_a \longrightarrow$ Dans ce cas l'axe neutre plastique est dans l'acier à une distance y_b de la fibre supérieure du béton.

$$y_b = \frac{-F_a}{\frac{0.85 f_{cj}}{1.5} b_{eff}} \leq e_b$$

$$y_b = \frac{6 \times 10^7}{\frac{0.85 \times 40}{1.5} \times 11500} = 230.2 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm}$$

On trouve alors le moment résistant ultime:

$$M_u = F_a \times \left(V_a + h_{gousset} + e_b - \frac{y_b}{2}\right)$$

$$M_u = 6 \times 10^6 \times \left(1819 + 50 + 350 - \frac{230.2}{2}\right) = 12.62 \times 10^9 \text{ kg} \times \text{mm}$$

On a le moment maximum de sollicitation à l'état limite ultime (L'ELU).

A $x = 85\text{m}$ (moment positif) :

Tableau V.18 : Moment fléchissant à L'ELU (positif):

Charge	Coefficient de pondération	Moment (kg*mm)	Moment pondéré (kg*mm)
CP	1.35	$2.3 \cdot 10^9$	$3.1 \cdot 10^9$
CCP	1.35	$0.5 \cdot 10^9$	$0.68 \cdot 10^9$
D 240	1.5	$2.65 \cdot 10^9$	$3.98 \cdot 10^9$
Bilan			$7.76 \cdot 10^9$

$$M_{ELU} = 7.76 \times 10^9 \text{ kg.mm.}$$

Le moment résistant $M_R = 12.62 \times 10^9 \text{ kg.mm.}$

Alors: $M_R > M_{ELU}$

La résistance des poutres est assurée à L'ELU donc leur dimensionnement est correct.

V.4.2. Vérification pour le moment négatif [4] :

La section résistante est constituée par la poutre métallique et les armatures passives, dans 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 36 kg/mm^2 dans notre

cas). Et pour les armatures la contrainte limite est $\sigma_{arm} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{40}{1.15} = 34.79 \text{ Kg/mm}^2$

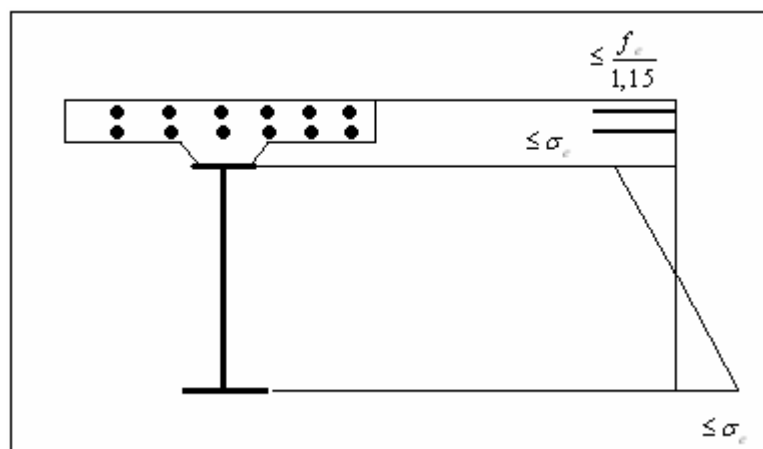


Fig.V.23 : Diagramme des contraintes à la section mixte

A x=125m : Les moments correspondent à chaque cas de charge :

Tableau V.19 : moment fléchissant à L'ELU (moment négatif) :

Charge	Coefficient de pondération	Moment (kg*mm)	Moment pondéré (kg*mm)
CP	1.35	-42*10 ⁸	-56.7*10 ⁸
CCP	1.35	-9.141*10 ⁸	-12*10 ⁸
D 240	1.5	-16.18*10 ⁸	-24.27*10 ⁸

Vérification des contraintes pour la section précédente :

Tableau V.20 : vérification des contraintes pour le moment négatif à L'ELU :

	Sollicitations	M (kg.mm)	$\sigma_{arm} = \frac{M}{W_{arm}}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_I = \frac{-M}{W'}$
n = ∞	CP	-56.7*10 ⁸	-	-23.5	26.4
n = 18	CCP	-12*10 ⁸	-3.92	-3.78	5.38
n = 6	D 240	-24.27*10 ⁸	-8.42	-8.12	11.55
$\sum \sigma$	-	-	-12.34	-35.4	43.33

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = -35.4 \text{ Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{admi} = -36 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_i = 43.33 \text{ Kg} / \text{mm}^2 > \sigma_{admi} = 36 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_{arm} = -12.34 \text{ Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{admi} = -24 \text{ Kg} / \text{mm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La contrainte à la fibre inférieure n'est pas vérifiée.}$$

On ajoute une tôle à la semelle inférieure (800×25) (**Fig.V.24**) :

Calcul des caractéristiques de la nouvelle section Tableau V.21 :

Tableau V.21 : Caractéristiques de la section d'acier on ajoutant une nouvelle tôle :

Eléments	S _i (mm ²)	Y _i (mm)	S _i *Y _i	d _i (mm)	I _{xxg} (mm ⁴)	I _{xx} (mm ⁴)
25*800	20000	3522	7.04*10 ⁷	1816	1.04*10 ⁶	6.6*10 ¹⁰
40*900	36000	3489	1.26*10 ⁸	1784	4.8*10 ⁶	1.14*10 ¹¹
3400*28	95200	1769	1.68*10 ⁸	64	9.17*10 ¹⁰	9.2*10 ¹⁰
1000*44	44000	47	2.07*10 ⁶	1658	7.1*10 ⁶	1.21*10 ¹¹
25*800	20000	13	2.6*10 ⁵	1692	1.04*10 ⁶	5.73*10 ¹⁰
\sum	215200	-	3.67*10 ⁸	-	-	4.5*10 ¹¹

$Y_{Ga}=1705\text{mm}$ $W'=2.64*10^8\text{mm}^3$ $W=2.46*10^8\text{mm}^3$ \longrightarrow (section de la poutre)

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

$$y_{G_m} = \frac{215200 \times 1705 + 27200 \times 3584}{215200 + 27200} = \boxed{1916\text{mm}}$$

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

$$I_m = 4.5 \times 10^{11} + 215200 \times (211)^2 + 27200 \times (1618)^2 = \boxed{5.31 \times 10^{11}\text{mm}^4}$$

Caractéristiques de la nouvelle section mixte \Rightarrow $\begin{cases} W_{am} = 3.28 \times 10^8\text{mm}^3 \\ W_a = 3.39 \times 10^8\text{mm}^3 \\ W'_a = 2.77 \times 10^8\text{mm}^3 \end{cases}$

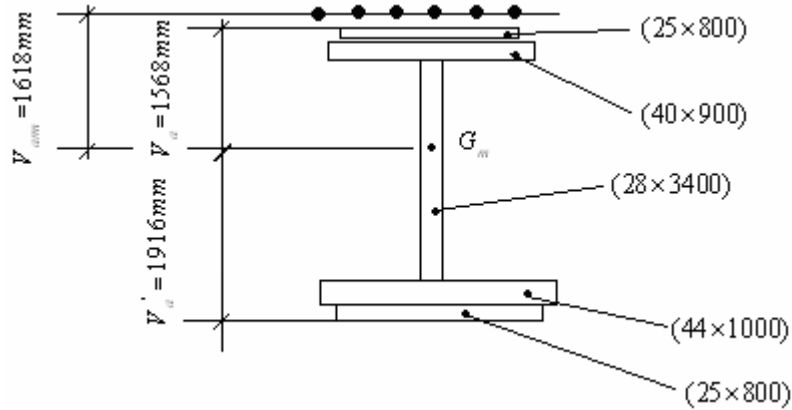


Fig.V.24 : La section mixte

Vérification des contraintes avec la nouvelle section :

A x=125m :

Tableau V.22 : vérification des contraintes à L'ELU avec la nouvelle section :

	Sollicitations	M (kg.mm)	$\sigma_{arm} = \frac{M}{W_{am}}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_I = \frac{-M}{W'}$
n = ∞	CP	-56.7*10 ⁸	-	-23	21.48
n = 18	CCP	-12*10 ⁸	-3.66	-3.54	4.33
n = 6	D 240	-24.27*10 ⁸	-7.4	-7.16	8.76
$\sum \sigma$	-	-	-11.06	-33.7	34.57

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= -33.7\text{Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{admi} = -36\text{Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_i &= 34.57\text{Kg} / \text{mm}^2 > \sigma_{admi} = 36\text{Kg} / \text{mm}^2 \\ \sigma_{am} &= -11.06\text{Kg} / \text{mm}^2 < \sigma_{admi} = -34.79\text{Kg} / \text{mm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Les contraintes sont vérifiées}$$

V.5. Détermination de 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 et une section relative δ telle que :

$$\gamma = \frac{EJ}{b.D}$$

Avec: $J=0.092.b.t^3 \cdot \gamma$

$$\delta = \frac{A_{enp}}{b_w t_w}$$

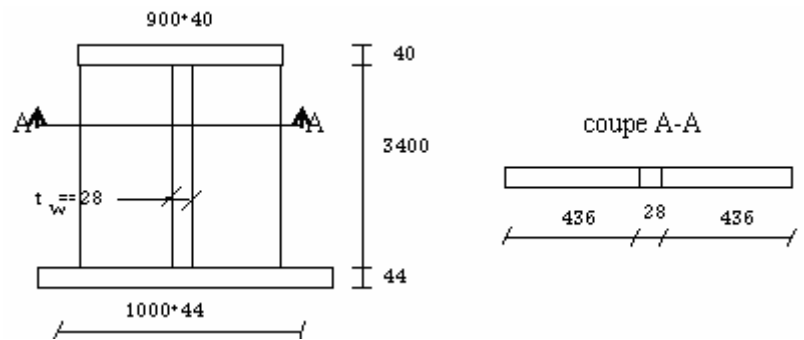


Fig.V.25 : raidisseur de l'âme principal

$$I = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

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

$$\delta = \frac{A_{enp}}{h_w t_w} = \frac{43.6 \times 4}{340 \times 2.8} = 0.182$$

$$J = 0.092 b t_{en} \cdot \gamma \longrightarrow \gamma = \frac{J}{0.092 b t_{en}}$$

$$J = \frac{4 \times 43.6^3}{12} \times 2 = 55254.57 \text{ cm}^4$$

$$\gamma = \frac{55254.57}{0.092 \times 340 \times 2.8} = 630.87$$

D'après le tableau du titre v fascicule 61, les valeurs limites minimales de γ et δ sont définies comme suit :

$$\delta_{\min} = 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{h_w}{t_w} = 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{340}{2.8} = 0.08$$

Donc on a : $\delta = 0.128 > \delta_{\min} = 0.08$

$$\gamma_{\min} = 0.33 \left(\frac{h_w}{50t_w} \right)^3 = 0.33 \left(\frac{240}{50 \times 2.8} \right)^3 = 1.66$$

Donc on a : $\gamma = 630.78 \gg \gamma_{\min} = 1.66$

Alors la solution choisie pour les raidisseurs vérifie bien les conditions aux limites imposées.

VI.6. Calcul des déformations (flèche) :

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 $\left(\frac{L}{500} \text{ et } \frac{L}{300} \right)$.

Pour une meilleure esthétique et bon confort, il est décent de considérer la valeur $\frac{L}{500}$ si non $\frac{L}{300}$.

On calcule les flèches pour les sollicitations suivantes : CP, CCP, surcharges de trafic (cas le plus défavorable D240) et le retrait.

Dans le tableau suivant on donne l'inertie de la section mixte correspondante à ce type de sollicitation :

Tableau V.23 : moment d'inertie

Type de sollicitation	Moment d'inertie (mm ⁴)
C P	3.28*10 ¹¹
C C P	6.75*10 ¹¹
Retrait	7.1*10 ¹¹
Surcharge de trafic (D 240)	8.66*10 ¹¹

La flèche totale maximale obtenue par le logiciel (ROBOT Millénium) se situe dans la deuxième travée, on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : les valeurs de la flèche :

Type de sollicitation	La flèche (cm)
C P	15.1
C C P	1.6
Retrait	-0.8
Surcharge de trafic (D 240)	7.1
Total	23

Remarque : Pour les diagrammes des flèches (Voir l'annexe 4)

$$L = 8000 \text{ cm}$$

On a :

$$f_{admiss} = \frac{L}{300}$$

$$f_{total} = 23 \text{ cm} < f_{admiss} = \frac{L}{300} = \frac{8000}{300} = 26.7 \text{ cm} \quad (\text{Vérifié})$$

V.7. Calcul des entretoises :

Dans cette partie nous nous intéressons au dimensionnement des entretoises sous l'effet des différentes charges (CP, CCP et retrait), le dimensionnement se fait pour les entretoises lorsqu'on place les vérins au dessous de ces dernières pour lever le tablier lors du changement des appareils d'appui.

Alors on calcule les réactions (R_1 et R_2) ramenées respectivement aux poutres principales dues aux charges CP, CCP et retrait.

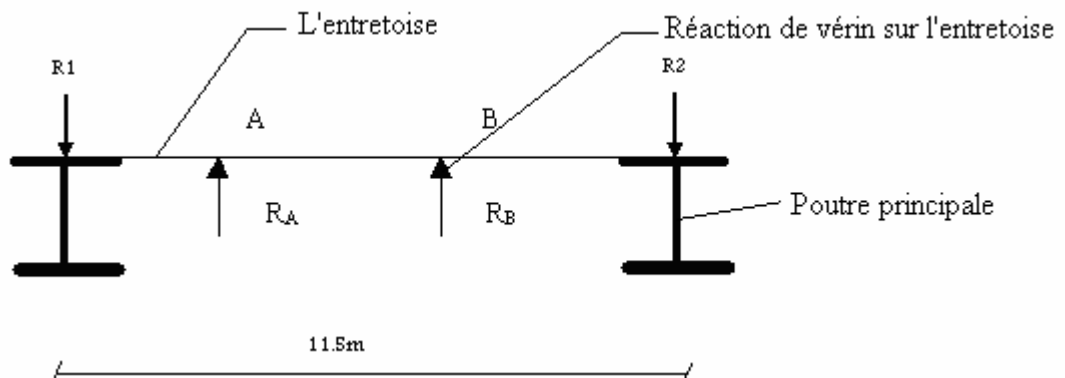


Fig.V.26 : les différentes réactions sur l'entretoise

A l'aide du logiciel ROBOT, on obtient les réactions sur les appuis et les résultats sont donnés au tableau suivant :

Tableau:V.25 : Réaction sur les appuis :

	Réactions sur les appuis									
charge	Appui 1	Appui 2	Appui 3	Appui 4	Appui 5	Appui 6	Appui 6	Appui 8	Appui 9	Appui 10
CP	978.3	5238.3	6139	5930	5989	5975	5995	6032	5797	1625
CCP	223	1139	1335	1289	1301	1299	1296	1311	1260	353
Retrait	-547.36	611	-81	21	4	-5	25	-95	498	-422.6
bilan	653.94	6988.3	7393	7240	7294	7270	7316	7248	7555	1555.4

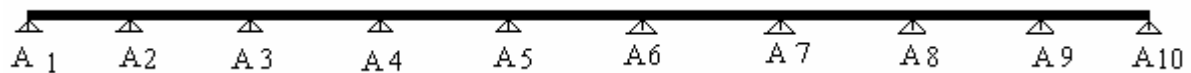


Fig.V.27 : Représentation des appuis

V.7.1. Entretoise d’about sur culée :

V.7.1.1. Culée gauche:

1) Calcul de R₁ et R₂:

- Charge permanente CP:

$$R_{cp1} = 978.3 \text{Kn}$$

$$R_{cp2} = 978.3 \text{Kn}$$

- Complément des charges permanentes CCP

$$R_{ccp1} = 223 \text{Kn}$$

$$R_{ccp2} = 223 \text{Kn}$$

- Retrait:

Effort dû au retrait :

$$F_r = F_c = \epsilon_r \times A_B \times E_b$$

Avec : F_r : effort de traction ;

F_c :effort de compression.

L'effort de retrait crée un moment [6].

Avec: b = distance entre le centre de gravité de la section mixte et celui du béton.

$$\sigma_r = \varepsilon_r \times E_b \times \alpha$$

$$\sigma_r = 4 \times 10^{-4} \times 14 \times 10^4 \times 1.32 = 73.92 \text{ kg / cm}^2$$

$$M_r = \sigma_r \times A_B \times b = 73.92 \times 28375 \times 98.14 = 2.058 \times 10^8 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$M_r = 2.058 \times 10^4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

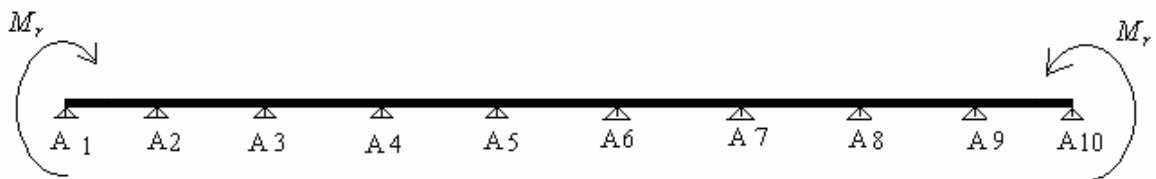


Fig.V.28 : Moment crée par le retrait

Après le calcul on trouve la réaction due au retrait sur l'appui (A_1) (culée gauche) est :

$$R_{\text{retrait1}} = R_{\text{retrait2}} = -547.36 \text{ kn}$$

Moment de flexion $M_r = F_c \cdot b$

2) Les réactions d'appuis:

$$R_1 = R_{\text{ccp1}} + R_{\text{cp1}} + R_{\text{retrait1}} = 978.3 + 223 - 547.36 = 653.92 \text{ kn}$$

$$R_2 = R_{\text{ccp2}} + R_{\text{cp2}} + R_{\text{retrait2}} = 978.3 + 223 - 547.36 = 653.92 \text{ kn}$$

- Calcul de R_A et R_B (Réaction des vérins)

On disposera les vérins de telle façon que

$$R_A = R_B$$

$$R_A = R_B = \frac{R_1 + R_2}{2} = 653.92 \text{ kn}$$

Détermination de moment fléchissant

$$M_A = M_B = 653.92 \times 3.25 = 2125.24 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M = 215.24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Détermination de l'effort tranchant

$$T = 653.92 \text{ KN}$$

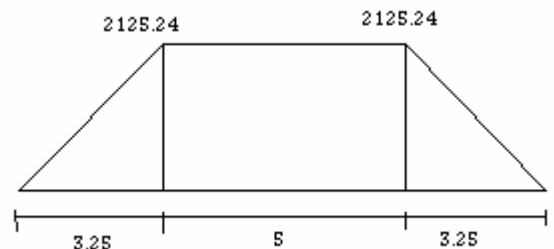


Diagramme de moment fléchissant

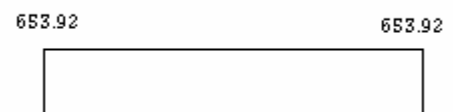


Diagramme de l'effort tranchant

3) Choix du profil :

Les entretoises d'about sont généralement à âme pleine et doublement symétrique.

On choisit le profil suivant :

L'âme (80*15).

Calcul des semelles:

$$M = F \times Y$$

$$\text{Or: } F \leq A_{\text{semelle}} \times \sigma_e \Rightarrow A_{\text{semelle}} \geq \frac{M}{Y \sigma_e}$$

$$A_{\text{semelle}} \geq \frac{2125.24 \times 10^4}{800 \times 36} = 7379.3 \text{ mm}^2$$

Alors la section de la semelle supérieure et inférieure est: (500*15)

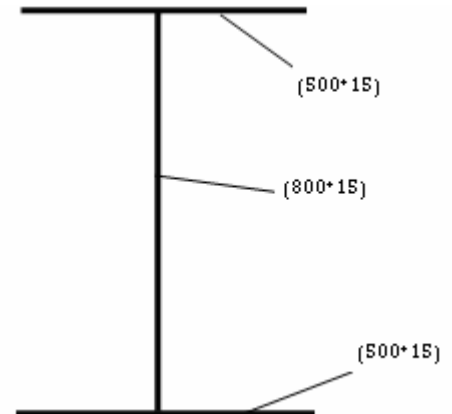


Fig.V.29 Entretoise sur la culée gauche

La section $A_{en}=270\text{cm}^2$ Le moment d'inertie

$$I_{en}= 313112.5\text{cm}^4$$

$$V_{en}=V'_{en}=41.5\text{cm}$$

$$W = \frac{I_{en}}{V_{en}} = \frac{313112.5}{41.2} = 7544.88\text{cm}^3$$

Après la détermination des efforts et choix de profil de l'entretoise en passe aux vérifications :

- Vérification au cisaillement:

$$\tau_{Max} = \frac{T_{Max}}{A_{ame}} = \frac{653.92 \times 10^2}{80 \times 1.5} = 545\text{kg / cm}^2$$

$$\tau_{Max} \leq 0.6\sigma_e = 0.6 \times 3600 = 2160\text{kg / cm}^2 \Rightarrow \text{Le cisaillement est vérifié}$$

- Vérification des contraintes :

Contraintes de compression

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = \frac{2125.24 \times 10^4}{7544.88} = 2816.8\text{kg / cm}^2$$

Contraintes de traction

$$\sigma_i = \frac{M}{W} = \frac{2125.24 \times 10^4}{7544.88} = 2816.8\text{kg / cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_i \leq \sigma_e = 3600\text{kg / cm}^2 \\ \sigma_s \leq \sigma_e = 3600\text{kg / cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les contraintes sont vérifiées.}$$

- Vérification de voilement :

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

Avec :

La contrainte de la fibre la plus comprimée :

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = \frac{2125.24 \times 10^4}{7544.88} = 2816.8 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de la fibre la plus tendue :

$$\sigma_i = \frac{M}{W} = \frac{2125.24 \times 10^4}{7544.88} = 2816.8 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{Max} = \frac{T_{Max}}{A_{ane}} = \frac{653.92 \times 10^2}{80 \times 1.5} = 545 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul les coefficients :

$$\alpha = \frac{a}{b}$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{4}{0.8} = 5 \quad \alpha \geq 1.5 \Rightarrow k_{\sigma} = 25.6$$

$$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = \frac{-2816.8}{2816.8} = -1$$

Les valeurs de coefficient S_{σ} :

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

Dans notre cas : $\psi \leq -1 \rightarrow S_{\sigma} = 1$

Calcul les contraintes critiques:

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

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

$\nu = 0.30$ (coefficient de poisson)

$$\text{Contrainte de compression : } \sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_{\sigma} \dots \dots \dots (1)$$

Contrainte de traction : $\tau^* = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\tau \dots \dots \dots (2)$

$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} \dots \dots \dots \rightarrow$ Pour $\alpha \geq 1$

$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{(5)^2} = 5.5$

$\tau_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{80}\right)^2 \times 5.5 = 3670 \text{ kg / cm}^2$

$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{80}\right)^2 \times 25.6 = 17082 \text{ kg / cm}^2$

$(1 \times \frac{2816.8}{17082})^2 + (\frac{545}{3670})^2 = 0.05 \leq 1.8 \Rightarrow$ **Le voilement est vérifié**

4) Détermination du raidissage de la culée gauche :

Les raidisseurs verticaux définis par une inertie relative γ et une section relative δ telle que :

$\gamma = \frac{EJ}{b.D}$

Ou $J = 0.092.b.t^3 . \gamma$

$\delta = \frac{\Omega}{b.t}$

$I_{en} = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$

$\delta = \frac{A_{en1}}{b_{en1}t_{en1}} = \frac{242.5 \times 15}{800 \times 15} = 0.3$

$J = 0.092 b t_{en} . \gamma$

$\gamma = \frac{J}{0.092 b t_{en}}$

$J = \frac{1.5 \times 24.25^3}{12} \times 2 = 1782.56 \text{ cm}^4$

$\gamma = \frac{1782.56}{0.092 \times 80 \times 1.5} = 162.46$

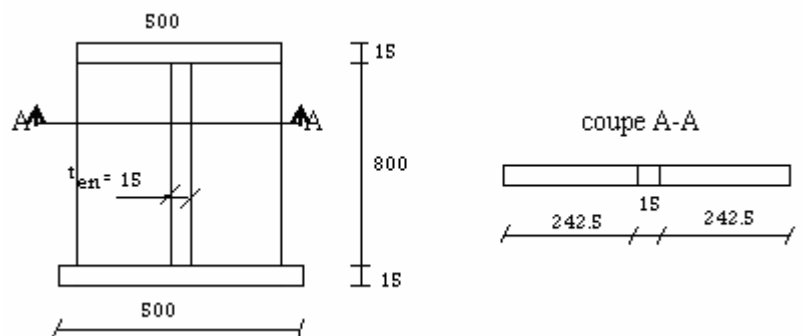


Fig.V.30 : Entretoise d'about à gauche

D'après le tableau du titre v fascicule 61, les valeurs limites minimales de γ et δ sont définies comme suit :

$$\delta_{\min} = 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{b}{t_{en}} = 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{80}{1.5} = 0.0352$$

Donc on a: $\delta = 0.3 > \delta_{\min} = 0.0352$

$$\gamma_{\min} = 0.33 \left(\frac{b_{en2}}{50t_{en}} \right)^3 = 0.33 \left(\frac{80}{50 \times 1.5} \right)^3 = 0.4$$

Donc on a $\gamma = 162.46 \gg \gamma_{\min} = 0.4$

Alors la solution choisie pour les raidisseurs vérifie bien les conditions limites imposées.

V.7.1.2. Culée droite :

On suit la même procédure de vérification que pour la culée gauche :

1) Calcul de R_1 et R_2 :

- Charge permanente CP:

$$R_{cp1} = 1625 \text{Kn}$$

$$R_{cp2} = 1625 \text{Kn}$$

- Complément des charges permanentes CCP

$$R_{ccp1} = 353 \text{Kn}$$

$$R_{ccp2} = 353 \text{Kn}$$

- Retrait :

$$R_{retrait1} = -422.6 \text{kn}$$

$$R_{retrait2} = -442.6 \text{kn}$$

Alors:

$$R_1 = R_{cp1} + R_{cp1} + R_{retrait1} = 1625 + 353 - 422.6 = 1555.4 \text{kn}$$

$$R_2 = R_{cp2} + R_{cp2} + R_{retrait2} = 1625 + 353 - 442.6 = 1535.4 \text{kn}$$

Les moments:

$$M = R_1 \times 3.25$$

$$M = 5055 \text{Kn} \cdot \text{m}$$

L'effort tranchant:

$$T_{en2} = 1555.4 \text{kn}$$

Choix du profil:

On choisit le profil suivant:

L'âme (1000×15)

Les deux semelles (600×20)

Caractéristiques du profil (Fig.V.31):

$$A_{en2}=440\text{cm}^2$$

$$L'inertie\ du\ profil\ I_{en2}=790986.66\text{cm}^2$$

Les distances du centre de gravité :

$$V=52\text{cm}$$

$$V'=52\text{cm}$$

$$W = \frac{I_{en2}}{V} = \frac{790986.66}{52} = 15211.28\text{cm}^3$$

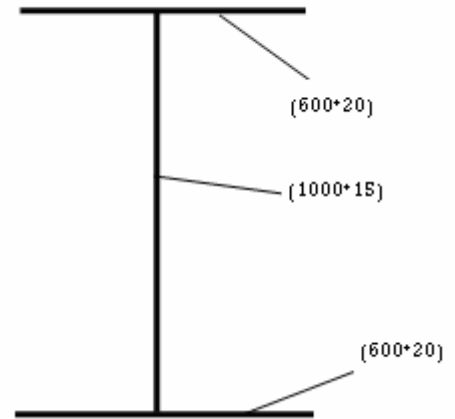


Fig.V.31 : Entretoise d'about à droite

2) Vérification au cisaillement:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{T_{en2}}{h_{en2} \times b_{en2}} = \frac{1555.4 \times 10^2}{100 \times 1.5} = 1037\text{kg/cm}^2 \\ \tau_{Max} &\leq 0.6\sigma_e = 0.6 \times 3600 = 2160\text{kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Le cisaillement est vérifié}$$

3) Vérification au voilement :

La contrainte de la fibre la plus comprimée :

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = \frac{5055 \times 10^4}{15211.28} = 3323.22\text{kg/cm}^2$$

La contrainte de la fibre la plus tendue :

$$\sigma_i = \frac{M}{W} = \frac{5055 \times 10^4}{15211.28} = 3323.22\text{kg/cm}^2$$

La contrainte de cisaillement:

$$\tau = \frac{T_{en2}}{h_{en2} \times b_{en2}} = \frac{1555.4 \times 10^2}{100 \times 1.5} = 1037\text{kg/cm}^2$$

Calcul les coefficients :

$$\alpha = \frac{a}{b}$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{4}{1} = 4$$

$$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = \frac{-3323.22}{3323.22} = -1 \quad \psi \leq -1 \rightarrow S_\sigma = 1$$

Calcul les contraintes critiques d'après les relations (1) et (2) :

$$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} \quad \dots \dots \dots \rightarrow \text{Pour } \alpha \geq 1$$

$$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{(4)^2} = 5.59$$

$$\tau_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{100} \right)^2 \times 5.59 = 2387.2 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{100} \right)^2 \times 25.6 = 10932.5 \text{ kg / cm}^2$$

$$\left(\frac{3323.22}{10932.5} \right)^2 + \left(\frac{1037}{2387.2} \right)^2 = 0.28 \leq 1. \Rightarrow \text{Le voilement est vérifié.}$$

4) Détermination du raidissage de l'entretoise de la culée droite :

Les raidisseurs sont définis par une inertie relative γ et une section relative δ telle que :

$$\gamma = \frac{EJ}{b.D}$$

Ou $J = 0.092.b.t^3 \cdot \gamma$

$$\delta = \frac{\Omega}{b.t}$$

$$I_{en} = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$\delta = \frac{A_{en2}}{b_{en2}t_{en2}} = \frac{292.5 \times 20}{1000 \times 15} = 0.39$$

$$J = 0.092 b_{en2} t_{en2} \cdot \gamma$$

$$\gamma = \frac{J}{0.092 b_{en2} t_{en2}}$$

$$J = \frac{2x(29.25)^3}{12} \times 2 = 8341.7 \text{ cm}^4$$

$$\gamma = \frac{8341.7}{0.092 \times 100 \times 1.5} = 605$$

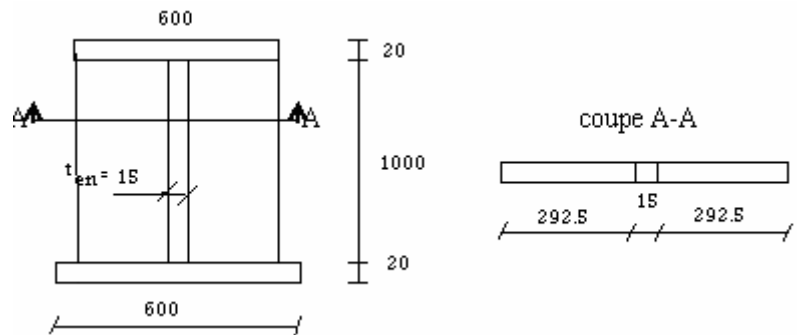


Fig.V.32 : Raidisseur d'entretoise sur culée droite

Les valeurs limites minimales de l'inertie γ et δ la section relative sont définies comme suit :

$$\delta_{\min} = 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{b}{t_{en2}} = 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{100}{1.5} = 0.044$$

$$\text{Donc en a: } \delta = 0.39 > \delta_{\min} = 0.044$$

$$\gamma_{\min} = 0.33 \left(\frac{b_{en1}}{50 t_{en1}} \right)^3 = 0.33 \left(\frac{100}{50 \times 1.5} \right)^3 = 0.78$$

$$\text{Donc on a } \gamma = 605 \gg \gamma_{\min} = 0.78$$

Alors la solution choisie pour les raidisseurs vérifie bien les conditions limites imposées.

V.7.2. Les entretoises sur pile :

Dans ce cas nous choisissons la section de l'entretoise sur l'appui 9 qui a une réaction

Max

1) calcul de R_1 et R_2 :

- Charge permanente CP:

$$R_{cp1} = 5797 \text{ Kn}$$

$$R_{cp2} = 5797 \text{ Kn}$$

- Complément des charges permanentes CCP

$$R_{ccp1} = 1260 \text{ Kn}$$

$$R_{ccp2} = 1260 \text{ Kn}$$

- Retrait:

$$R_{retrait1} = -498 \text{ kn}$$

$$R_{retrait2} = -498 \text{ kn}$$

Alors:

$$\begin{cases} R_1 = R_{ccp1} + R_{cp1} + R_{retrait1} = 5797 + 1260 + 498 = 7555 \text{ KN} \\ R_2 = R_{ccp2} + R_{cp2} + R_{retrait2} = 5797 + 1260 + 498 = 7555 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment dans l'entretoise, dû aux réactions R_1 et R_2 est :

$$M = R_i \cdot 3.25$$

$$M = 24553.75 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant dans l'entretoise dû aux réactions R_1 et R_2 est :

$$T_{en}=7555\text{KN}$$

2) Choix du profil:

On choisit le profil suivant:

L'âme (2500*20)

Les deux semelles (800 * 25)

- Caractéristiques du profil :

La section $A_{en2}=900\text{cm}^2$

L'inertie du profil $I_{en2}=8980000\text{cm}^2$

Les distances du centre de gravité :

$$V=127.5\text{cm}$$

$$V'=127.5\text{cm}$$

$$W = \frac{I_{en2}}{V} = \frac{8980000}{127.5} = 70431.37\text{cm}^3$$

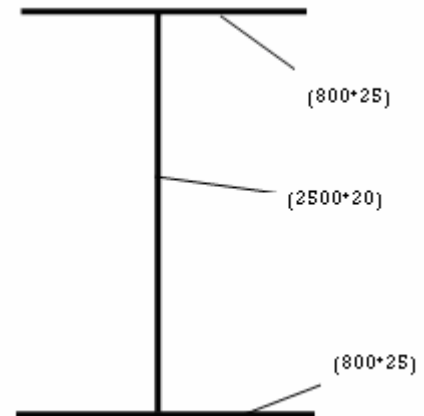


Fig.V.33 : Entretoise d'about à droite

3) Vérification au cisaillement :

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{T_{en2}}{h_{en2} \times b_{en2}} = \frac{7555 \times 10^2}{250 \times 2} = 1511 \text{kg} / \text{cm}^2 \\ \tau_{Max} &\leq 0.6\sigma_e = 0.6 \times 3600 = 2160 \text{kg} / \text{cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Le cisaillement est vérifié}$$

4) Vérification au voilement :

Calcul des contraintes :

La contrainte de la fibre la plus comprimée :

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = \frac{24553.75 \times 10^4}{70431.37} = 3486.2 \text{kg} / \text{cm}^2$$

La contrainte de la fibre la plus tendue :

$$\sigma_i = \frac{M}{W} = \frac{24553.75 \times 10^4}{70431.37} = 3486.2 \text{kg} / \text{cm}^2$$

La contrainte de cisaillement:

$$\tau = \frac{T_{en2}}{h_{en2} \times b_{en2}} = \frac{7555 \times 10^2}{250 \times 2} = 1511 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Calcul les coefficients :

$$\alpha = \frac{a}{b}$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{1.5}{2.5} = 0.6$$

$$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = \frac{-3486.2}{3486.2} = -1 \quad \psi \leq -1 \rightarrow S_\sigma = 1$$

Calcul les contraintes critiques d'après les relations (1) et (2) :

$$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} \quad \text{.....} \rightarrow \quad \text{Pour } \alpha \geq 1$$

$$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{(0.6)^2} = 16.45$$

On donc :

$$\tau_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{2}{250} \right)^2 \times 16.45 = 1998.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{2}{250} \right)^2 \times 29.1 = 3534.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{3486.2}{3534.8} \right)^2 + \left(\frac{1511}{1998.2} \right)^2 = 1.54 \leq 1.8 \Rightarrow \quad \text{Le voilement est vérifié.}$$

5) Détermination du raidissage des entretoises sur les piles :

Les raidisseurs sont définis par une inertie relative γ et une section relative δ telle que :

$$\gamma = \frac{EJ}{b.D}$$

$$\text{Ou } J = 0.092.b.t^3 \cdot \gamma$$

$$\delta = \frac{A_{en}}{b.t}$$

$$I_{en} = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

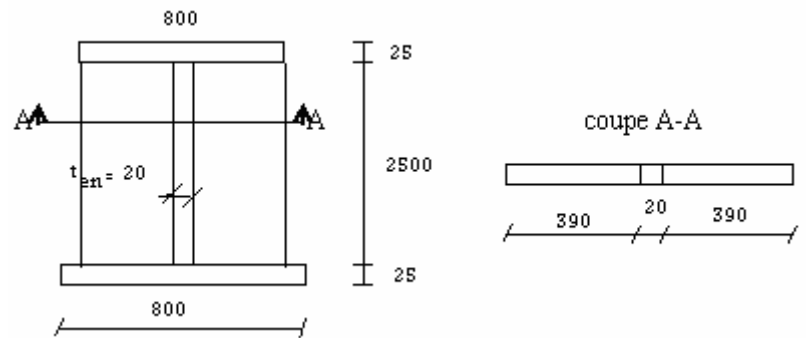


Fig.V.34 : raidisseur d'entretoise d'about à droite

$$\delta = \frac{A_{en2}}{b_{en2} \cdot t_{en2}} = \frac{390 \times 20}{2500 \times 20} = 0.156$$

$$J = 0.092.b_{en2} \cdot t_{en2} \cdot \gamma$$

$$\gamma = \frac{J}{0.092.b_{en2} \cdot t_{en2}}$$

$$J = \frac{2 \times (39)^3}{12} \times 2 = 19773 \text{ cm}^4$$

$$\gamma = \frac{19773}{0.092 \times 250 \times 2} = 429.8$$

Les valeurs limites minimales de l'inertie γ et δ la section relative sont définies comme suit :

$$\delta_{\min} = 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{b}{t_{en2}} = 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{250}{2} = 0.0825$$

$$\text{Donc en a: } \delta = 0.156 > \delta_{\min} = 0.0825$$

$$\gamma_{\min} = 0.33 \left(\frac{b_{en1}}{50 t_{en1}} \right)^3 = 0.33 \left(\frac{250}{50 \times 2} \right)^3 = 0.825$$

$$\text{Donc on a } \gamma = 429.8 \gg \gamma_{\min} = 0.825$$

Alors la solution choisie pour les raidisseurs vérifie bien les conditions limites imposées.

V.8. Etude d'assemblage :

V.8.1. Calcul des assemblages poutres principales et l'entretoise sur pile:

L'assemblage se fait par des plaques, des couvres joints et des boulons de 20mm de diamètre

- Calcul du nombre des boulons:

L'effort de frottement admissible (il y'a 2 plans de frottement) est :

$$F_r = 2(0.8 \times \varphi \times \sigma_e \times A_{\text{boulon}})$$

$$F_r = 2 \times (0.8 \times 0.3 \times 24.5 \times 90) = 10584 \text{ kg}$$

La section soumise à un effort tranchant

$$T = 7555 \times 10^2 \text{ kg}$$

$$\text{Le nombre des boulons } n \geq \frac{7555 \times 10^2}{10584} \geq 71.38$$

On prend $n=80$ boulons.

Calcul l'effort de frottement par boulon

$$F_b = \frac{F_r}{n} = \frac{10584}{80} = 132.3 \text{ kg}$$

1) Vérification de l'assemblage:

La section d'âme d'entretoise

$$A_{\text{ame}} = 2500 \times 20 = 50000 \text{ mm}^2$$

Section boulonnée :

$$S_t = n \cdot d \cdot e = 10 \cdot 40 \cdot 20 = 8000 \text{ mm}^2$$

Section nette:

$$S_n = 50000 - 8000 = 42000 \text{ mm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{7555 \times 10^2}{42000} = 1798.8 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau \leq 0.6 \sigma_e = 2160 \text{ kg / cm}^2$$

La section de la pièce d'assemblage (couvre joint) :

$$S_b = 2 \cdot 1300 \cdot 20 = 52000 \text{ mm}^2$$

La section boulonnée:

$$S_t = 21 \cdot 10 \cdot 20 \cdot 2 = 8400 \text{ mm}^2$$

Alors

$$S_n = 52000 - 8400 = 43600 \text{ mm}^2$$

En vérifie le frottement des 2 plaques:

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{7555 \times 10^2}{43600} = 1732.8 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau \leq 0.6 \sigma_e = 2160 \text{ kg / cm}^2$$

On remarque que le cisaillement est vérifié.

Alors la pièce réalisée est bien assemblée.

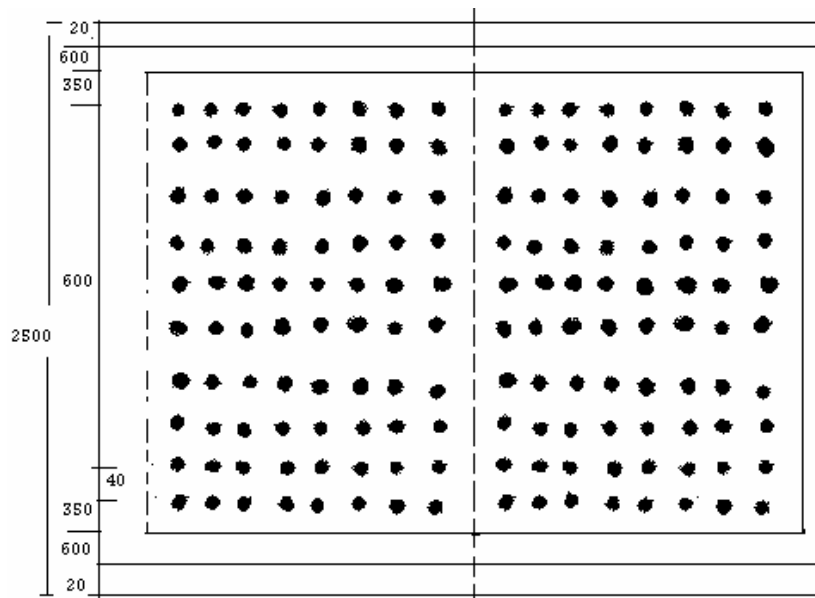


Fig.V.35 : Assemblage entretoise - poutre principale

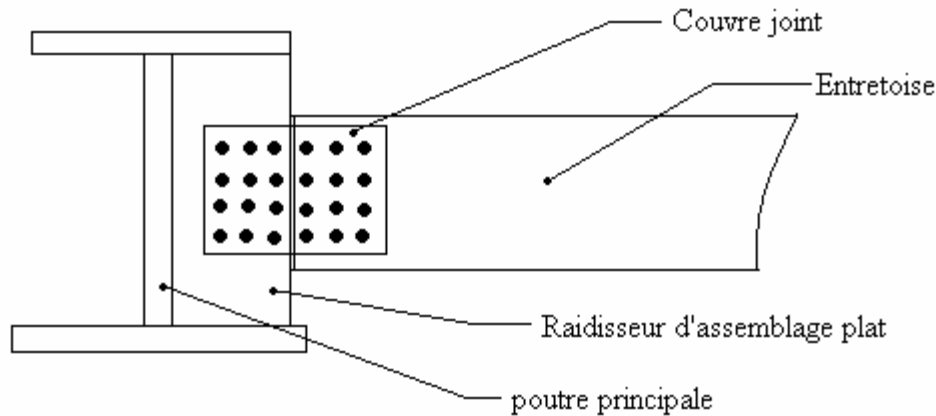


Fig.V.36 : Vue transversal d'assemblage poutre principale – entretoise

V.8.2 Assemblage de l'âme de l'entretoise à la culée gauche et les poutres principales :

La section est soumise à un effort tranchant T tel que : $T=653.92\text{KN}$

Calcul de l'effort \bar{F} du boulon :

Les boulons sont des HR 10.9 de diamètre $\varnothing=20\text{mm}$ de contrainte d'élasticité nominale est : $\sigma_e = 90\text{kg} / \text{cm}^2$

L'effort admissible par boulon est donné par : $\bar{F} = 2(0.8\Omega\sigma_e\varphi)$

Avec :

2 : deux plans de frottement.

Ω : Section résistante de la vis du boulon.

$$\varnothing=24\text{mm} \longrightarrow \Omega=245\text{mm}^2 \text{ [Ref.7]}$$

φ : Le coefficient de frottement.

$\varphi = 0.3$ Pour les surface simplement brossées [Ref.7]

Calcul l'effort admissible du boulon :

$$F_r = 2 \times (0.8 \times 0.3 \times 90 \times 245) = 10584\text{kg} .$$

Le nombre de boulon nécessaire :

$$n \geq \frac{T}{F_r} = \frac{653.92 \times 10^2}{10584} \geq 7 \Rightarrow \text{On prend : } n=10\text{boulons.}$$

Calcul l'effort de frottement par boulon

$$F_b = \frac{F_r}{n} = \frac{10584}{10} = 1058.4\text{kg}$$

Vérification de l'assemblage:

Section de l'âme d'entretoise

$$A_{\text{ame}} = 800 \times 15 = 12000 \text{ mm}^2$$

$$S_t = n \times d \times e = 5 \times 21 \times 15 = 1575 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{ame}} - S_t = 12000 - 1575 = 10425 \text{ mm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{653.92 \times 10^2}{10425} = 627.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau \leq 0.6 \sigma_e = 2160 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_b = 2 \times 500 \times 10 = 10000 \text{ mm}^2$$

$$S_t = 21 \times 5 \times 10 \times 2 = 2100 \text{ mm}^2$$

$$S_n = S_b - S_t = 7900 \text{ mm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{653.92 \times 10^2}{7900} = 827.77 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 \sigma_e = 2160 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ Le cisaillement est vérifié.

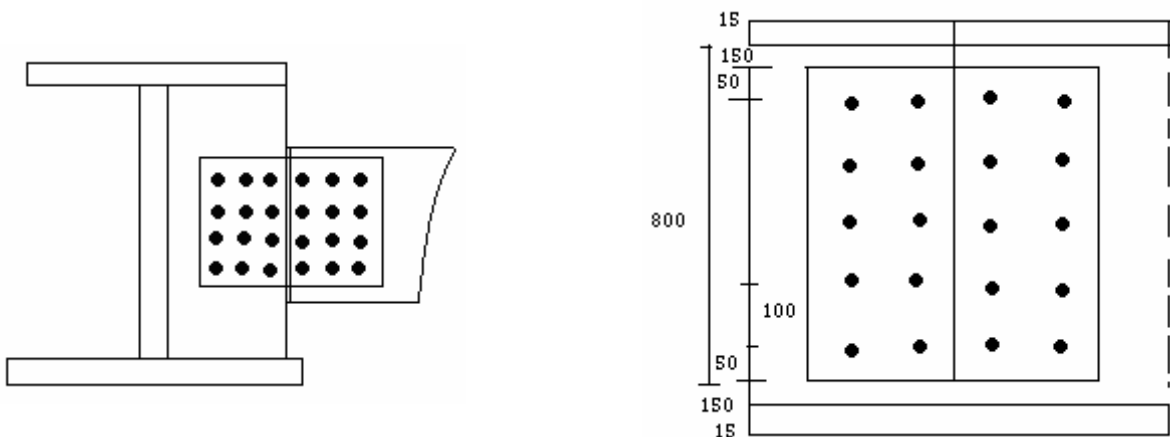


Fig.V.37 : Assemblage de l'entretoise à la culée gauche avec les poutres principales

V.8.3 Assemblage de l'âme de l'entretoise d'about a gauche aux poutres

La section assemblée, est soumise à un effort tranchant : $T = 1555.5 \text{ KN}$.

On suit la même procédure que celle qui a été faite pour l'entretoise sur la culée droite.

Calcul de l'effort F_r au boulon

$$F_r = 0.8 \times \varphi \times \sigma_e \times A_{\text{boulon}}$$

$$F_r = 10584 \text{ kg}$$

$$\text{Le nombre de boulon nécessaire: } n \geq \frac{T}{F_r} = \frac{1555.5 \times 10^2}{10584} \geq 14$$

On prend : $n=20$ boulons.

Calcul de l'effort de frottement par boulons:

$$F_b = \frac{F_r}{n} = \frac{10584}{20} = 529.2 \text{ kg}$$

Vérification de l'assemblage:

Section de l'âme d'entretoise

$$A_{\text{ame}} = 1000 * 15 = 15000 \text{ mm}^2$$

Section boulonnée :

$$S_t = n * d * e = 10 * 21 * 20 = 4200 \text{ mm}^2$$

Section nette :

$$S_n = A_{\text{ame}} - S_t = 15000 - 4200 = 10800 \text{ mm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{1555.5 \times 10^2}{10800} = 1440 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau \leq 0.6 \sigma_e = 2160 \text{ kg / cm}^2$$

Pièce d'assemblage (le couvre joint) :

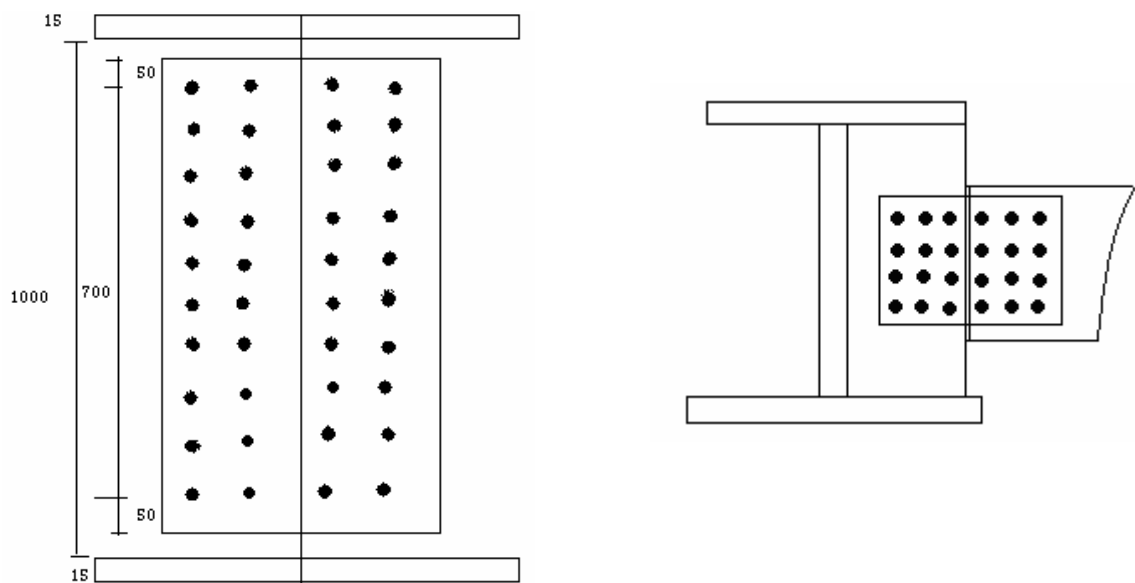
$$S_b = 2 * 700 * 10 = 14000 \text{ mm}^2$$

$$S_t = 21 * 10 * 10 * 2 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$S_n = S_b - S_t = 9800 \text{ mm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{1555.5 \times 10^2}{9800} = 1587.3 \text{ kg / cm}^2 \leq 0.6 \sigma_e = 2160 \text{ kg / cm}^2$$

⇒ **Le cisaillement est vérifié.**



V.38 : Assemblage de l'entretoise à la culée gauche avec les poutres principales

V.8. Calcul des connecteurs à L'ELU :

On utilise des goujons à tête ronde.

$\varnothing=22\text{mm}$; $h=200\text{mm}$ limite élastique garantie : 350 N/mm^2

- Résistance d'un goujon à L'E.L.U

$$R_1 = \frac{67d^2 \sqrt{f_{cj}}}{1.30}$$

$$R_2 = \frac{0.7\pi \frac{d^2}{4} \sigma_e}{1.0}$$

R_1 correspondant à l'écrasement du béton.

R_2 correspondant à la rupture de l'acier du connecteur.

La résistance de calcul à l'état limite ultime d'un connecteur, notée R_d , est obtenue à partir de ces formules en prenant :

$$R_d = \min(R_1, R_2)$$

$$R_1 = \frac{67 \times 22^2 \sqrt{40}}{1.30} = 157763.6\text{ N} = 15.77\text{ t}$$

$$R_2 = \frac{0.7\pi \frac{22^2}{4} 360}{1.0} = 95745\text{ N} = 9.57\text{ t}$$

$$\text{D'où : } R_d = 9.57\text{ t}$$

Calcul de l'effort de cisaillement :

Acier :

L'effort de cisaillement en état limite ultime est calculé entre sections remarquables [2].

Sections remarquables : est la section limiter par le moment positif maximal de chaque travée et les sections sur appui.

Dans notre cas la section remarquable se trouve à mi-travée.

$$F_A = \frac{\sum A \sigma_e}{1.05} = \frac{36 \times (25 \times 800 + 40 \times 900 + 28 \times 3400 + 44 \times 1000)}{1.05} = 6692571.4\text{ daN}$$

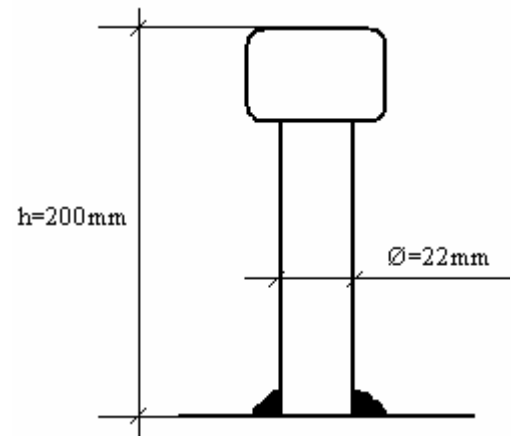


Fig.V.39 : Goujons à tête ronde.

$$F_A=6692.57t$$

Béton :

$$F_B = \frac{0.85 \times 4062500 \times 4}{1.5} = 9208333.3 daN$$

$$F_B = 9208.333t$$

$$F_{\min} = F_A = 6692.57t$$

$$N = \frac{6692.57}{9.57} = 699.33$$

On prend 699 goujons par demi poutre.

Soit par poutre : $699 \times 2 = \mathbf{1399}$ goujons.

CONCLUSION

Conclusion

Le travail que nous avons effectué lors de ces trois derniers mois nous a permis d'exprimer et d'appliquer nos connaissances acquises durant les cinq années de notre formation d'ingénieur.

L'objet de notre travail a été le dimensionnement du tablier d'un pont bipoutre. Ce dimensionnement comporte deux phases :

La première phase est le dimensionnement du tablier lors de lancement.

La seconde phase est le dimensionnement en service de ce tablier.

Pour la première phase, ne possédant pas de logiciel de calcul pour le dimensionnement de l'avant bec, on a procédé à un calcul analytique simplifié, décomposant le dimensionnement du système ossature métallique- avant bec en trois phases.

La deuxième phase (phase d'exploitation) concerne l'étude de la section mixte (acier – béton). Elle concerne les vérifications des contraintes, du voilement, du déversement et du cisaillement.

La vérification des contraintes se fait dans la section mixte et les autres vérifications se font dans la section d'acier. En suite, on procède à l'étude d'assemblage.

Dans notre étude on n'a pas abouti l'étude dynamique, car le temps ne reste pas pour cela. Mais l'étude dynamique du pont a un aspect très important à cet égard.

L'étude de ce projet nous a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de L'ENP. Par ailleurs, nous nous sommes familiarisés avec le logiciel ROBOT Millenium et de nous rapprocher

Bibliographie

[1] : Documents SETRA.

[2] : J.A.CALGARO et M.Virlogeux «Projet et construction des ponts», (Janvier 1989).

[3] : FASCICULE N°61 titre V «Conception, calcul et éprouve des ouvrage d'art»

[4] : FASCICULE SPECIAL N° 81-31 DU 28 JUILLET 1981.

[5] : FASICULE SPECIAL N° 81-31 DU 28 JUILLET 1981 Article 20.

[6] : Thèse de projet de fin d'étude année 1989 ENTP «Pont mixte hyperstatique à la LIBYE»

[7] : FASCICULE CIRCULAIRE N° 81-31 DU 28 JUILLET 1981 relative au règlement de calcul des ponts mixtes Article 26.1.

[8] Selon le BAEL, (91 Révisé 1999).

[9] : Cours de Ponts E.N.P 2006/2007 CHERID D.

[10] : Règlement parasismique Algérien (R.P.A), (99 Version 2003).

[11] : Mini projet «Pont mixte acier - béton» ENTPE Mai 2005.

[12] : Anne BERNARD-GELY et Jean Armand CALGARO, « Conception Des Ponts », (Août 1994).

Logiciels utilisés:

Robot Méllinium19.

SAP2000.

Office 2003.

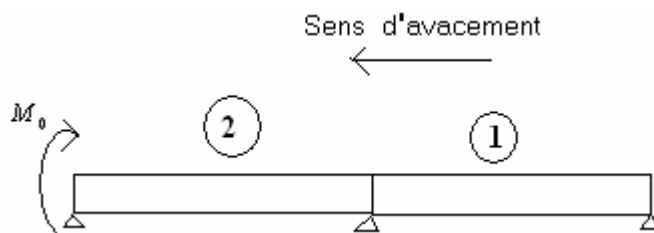
ANNEXES

ANNEXE 1 :

Les résultats des moments et efforts tranchants le temps de poussage :

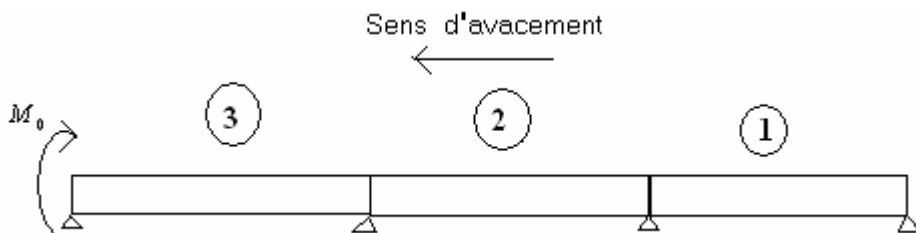
Pour 2 travées :

Les phases	α	M_0 (KN.m)	Moments (KN.m)		Tranchant Effort (KN)	
			Max	Min	Max	Min
Phase n°1	-	-2118,8	-	-	-	-
Phase n° 2	0,1	-3247,21	6636	-8176	673	-550
	0,15	-4176,23	6266	-7879	657	-565
	0,2	-5348,45	5821	-7504	638	-584
	0,25	-6763,88	5316	-7051	615	-608
	0,3	-8422,50	4771	-8423	587	-635
Phase n° 3	0,4	-8260,9	4821	-8261	590	-632
	0,5	-9948,6	4312	-9949	562	-660
	0,6	-10760,7	4084	-10761	549	-674
	0,7	-10654,5	4113,5	-10655	551	-672
	0,8	-10126,6	4261	-10127	559	-663
	0,9	-9795,6	4356	-9796		



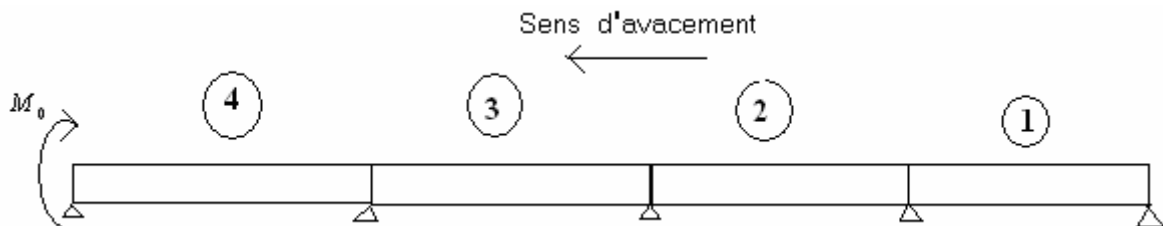
Pour 3 travées :

Les phases	α	M_0 (KN.m)	Moments (KN.m)		Tranchant Effort (KN)	
			Max	Min	Max	Min
Phase n°1	–	-2118,8	7430	-10800	674	-746
Phase n° 2	0,1	-3247,21	5880	-9900	659	-694
	0,15	-4176,23	5460	-9650	655	-680
	0,2	-5348,45	4970	-9330	650	-661
	0,25	-6763,88	4390	-8940	644	-638
	0,3	-8422,50	3770	-8490	636	-612
Phase n° 3	0,4	-8260,9	3820	-8540	637	-615
	0,5	-9948,6	4880	-9950	635	-593
	0,6	-10760,7	4950	-10800	647	-595
	0,7	-10654,5	4940	-10700	646	-596
	0,8	-10126,6	4890	-10100	637	-594
	0,9	-9795,6	4870	-9800	632	-592



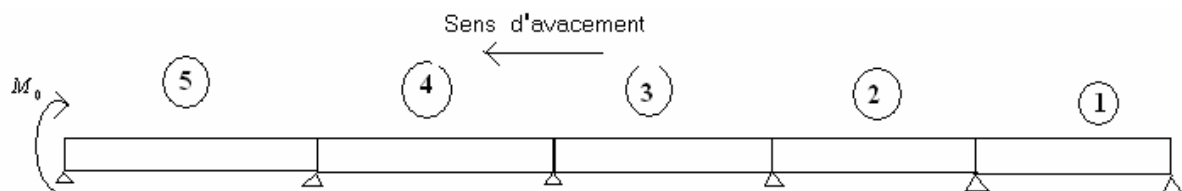
Pour 4 travées :

Les phases	α	M_0 (KN.m)	Moments (KN.m)		Tranchant Effort (KN)	
			Max	Min	Max	Min
Phase n°1	-	-2118,8	-	-	-	-
Phase n° 2	0,1	-3247,21	6114	-9352	689	-632
	0,15	-4176,23	5708	-9102	673	-633
	0,2	-5348,45	5215	-8788	654	-634
	0,25	-6763,88	4717	-8497	632	-636
	0,3	-8422,50	4709	-8618	619	-638
	0,4	-8260,9	4713	-8607	619	-638
Phase n° 3	0,5	-9948,6	4674	9949	626	-614
	0,6	-10760,7	4656	-10761	629	-654
	0,7	-10654,5	4658	-10655	629	-652
	0,8	-10126,6	4670	-10127	627	-644
	0,9	-9795,6	4678	-9796	625	-640
	0,9	-9795,6	4678	-9796	625	-640



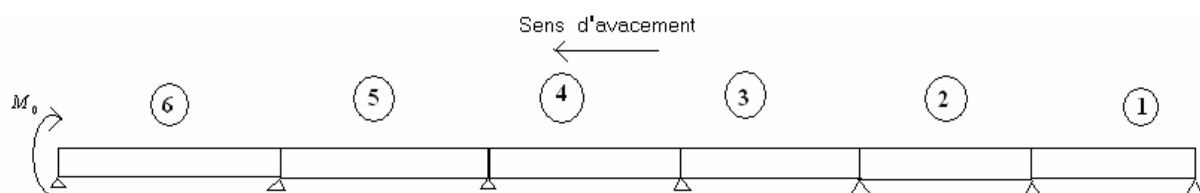
Pour 5 travées :

Les phases	α	M_0 (KN.m)	Moments (KN.m)		Tranchant Effort (KN)	
			Max	Min	Max	Min
Phase n°1	–	-2118,8	–	–	–	–
Phase n° 2	0,1	-3247,21	6052	-9493	689	-639
	0,15	-4176,23	5645	-9244	675	-639
	0,2	-5348,45	5150	-8930	656	-639
	0,25	-6763,88	4706	-8628	634	-638
	0,3	-8422,50	4717	-8595	618	-638
Phase n° 3	0,4	-8260,9	4716	-9949	618	-638
	0,5	-9948,6	4726	-10761	617	-639
	0,6	-10760,7	4731	-10655	620	-652
	0,7	-10654,5	4730	-10127	620	-651
	0,8	-10126,6	4727	-9796	618	-642
	0,9	-9795,6	4725	-9796	616	-637



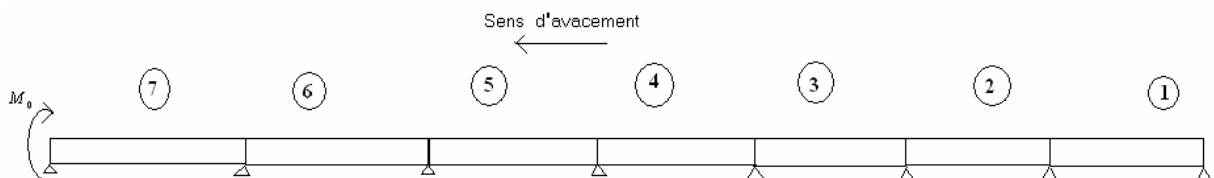
Pour 6 travées :

Les phases	α	M_0 (KN.m)	Moments (KN.m)		Tranchant Effort (KN)	
			Max	Min	Max	Min
Phase n°1	–	-2118,8	–	–	–	–
Phase n° 2	0,1	-3247,21	6069	-9454	689	-637
	0,15	-4176,23	5662	9206	674	-638
	0,2	-5348,45	5167	-8891	655	-638
	0,25	-6763,88	4717	-8594	633	-638
	0,3	-8422,50	4714	-8602	618	-638
	Phase n° 3	0,4	-8260,9	4715	-8601	618
0,5		-9948,6	4712	-9949	618	-640
0,6		-10760,7	4711	-10761	623	-653
0,7		-10654,5	4711	-10655	622	-651
0,8		-10126,6	4712	-10127	620	-643
0,9		-9795,6	4712	-9795,6	619	-638



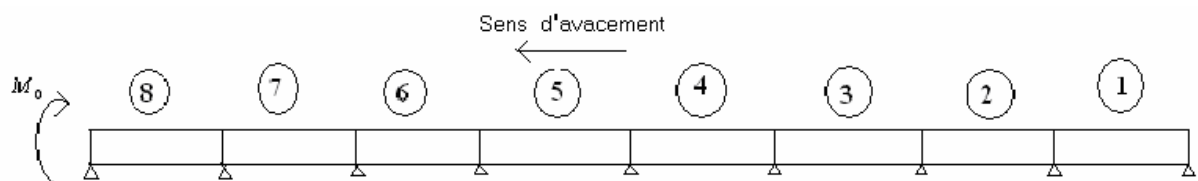
Pour 7 travées :

Les phases	α	M_0 (KN.m)	Moments (KN.m)		Tranchant Effort (KN)	
			Max	Min	Max	Min
Phase n°1	–	-2118,8	–	–	–	–
Phase n° 2	0,1	-3247,21	6065	-9465	689	-638
	0,15	-4176,23	5657	-9216	674	-638
	0,2	-5348,45	5162	-8902	656	-638
	0,25	-6763,88	4714	-8603	633	-638
	0,3	-8422,50	4715	-8600	618	-638
	0,4	-8260,9	4715	-8601	618	-638
Phase n° 3	0,5	-9948,6	4716	-9949	619	-640
	0,6	-10760,7	4716	-10661	622	-653
	0,7	-10654,5	4716	-10655	622	-651
	0,8	-10126,6	4716	-10127	619	-643
	0,9	-9795,6	4716	-9796	618	-638



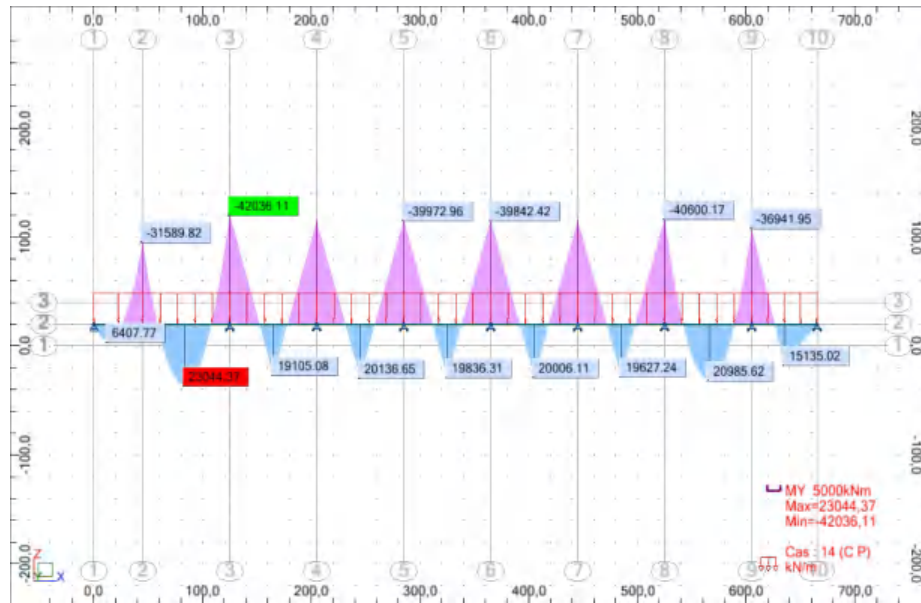
Pour 8 travées :

Les phases	α	M_0 (KN.m)	Moments (KN.m)		Tranchant Effort (KN)	
			Max	Min	Max	Min
Phase n°1	-	-2118,8	-	-	-	-
Phase n° 2	0,1	-3247,21	6066	-9462	688	-638
	0,15	-4176,23	5659	-9213	674	-638
	0,2	-5348,45	5164	-8899	656	-638
	0,25	-6763,88	4715	-8600	633	-638
	0,3	-8422,50	4715	-8601	618	-638
	0,4	-8260,9	4715	-8001	618	-638
Phase n° 3	0,5	-9948,6	4715	-9949	619	-640
	0,6	-10760,7	4715	-10761	622	-653
	0,7	-10654,5	4715	-10655	622	-651
	0,8	-10126,6	4715	-10127	620	-643
	0,9	-9795,6	4715	-9796	618	-638

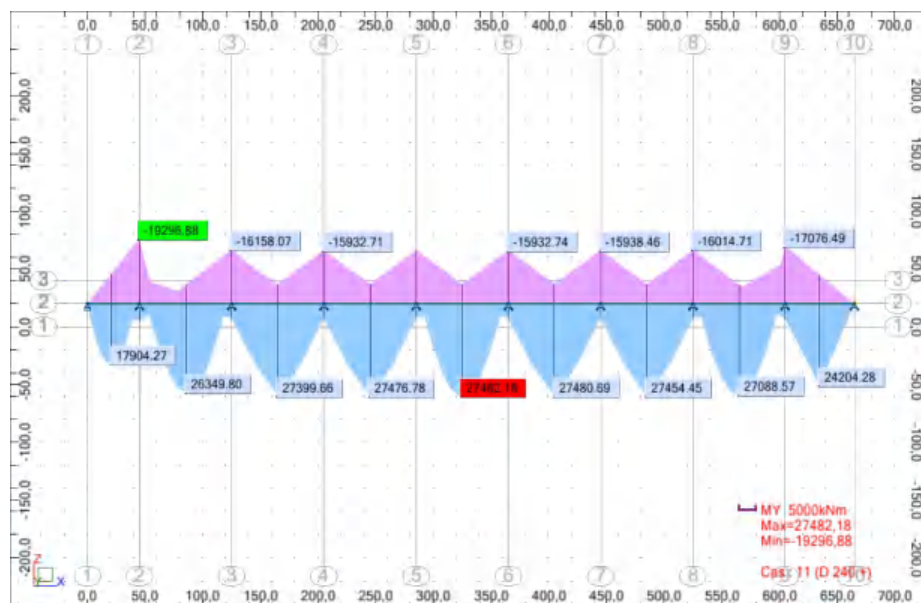


ANNEXE 2:

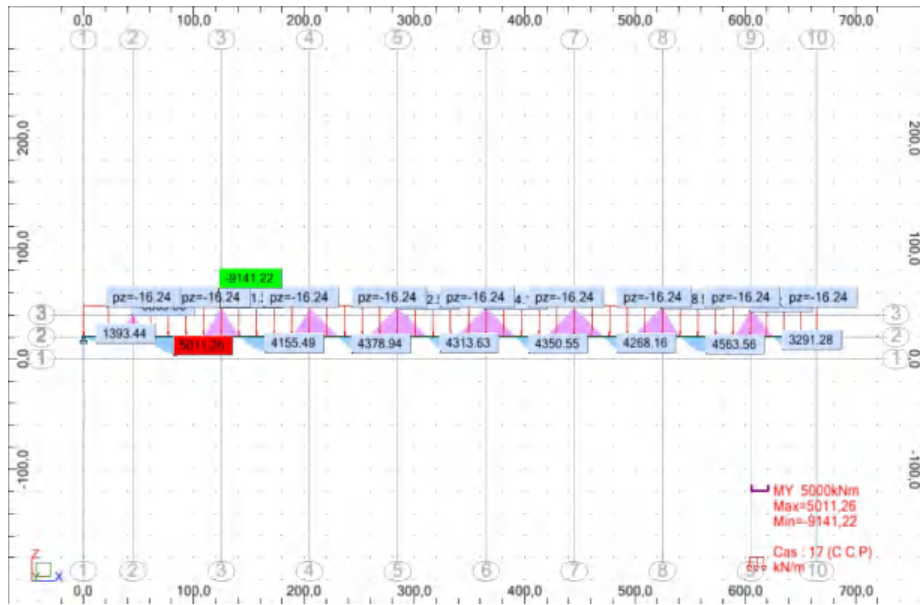
Cas de charge : Poids propre CP (Diagramme de moment)



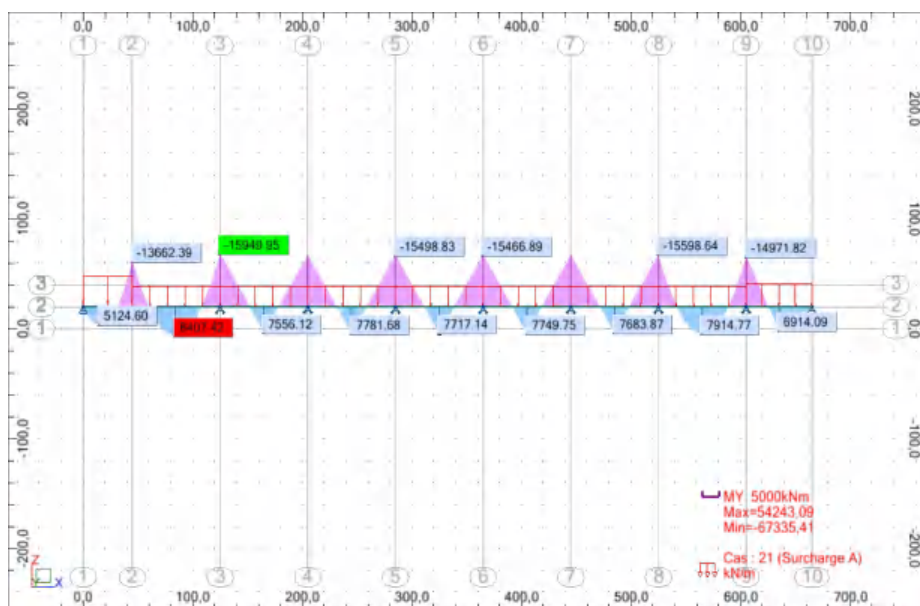
Cas de charge: D 240 (Diagramme de moment)



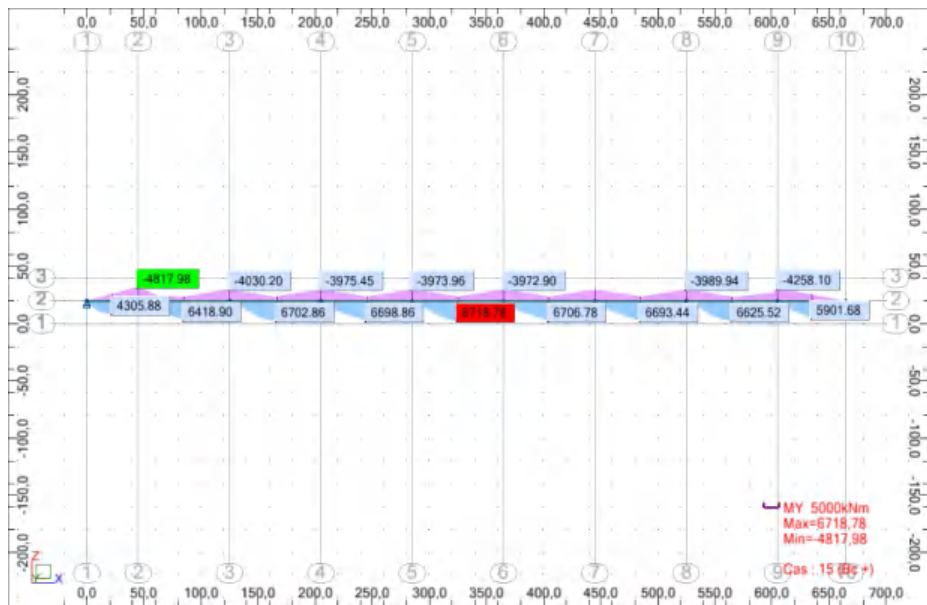
Cas de charge: Charge Complémentaire permanente CCP (Diagramme de moment)



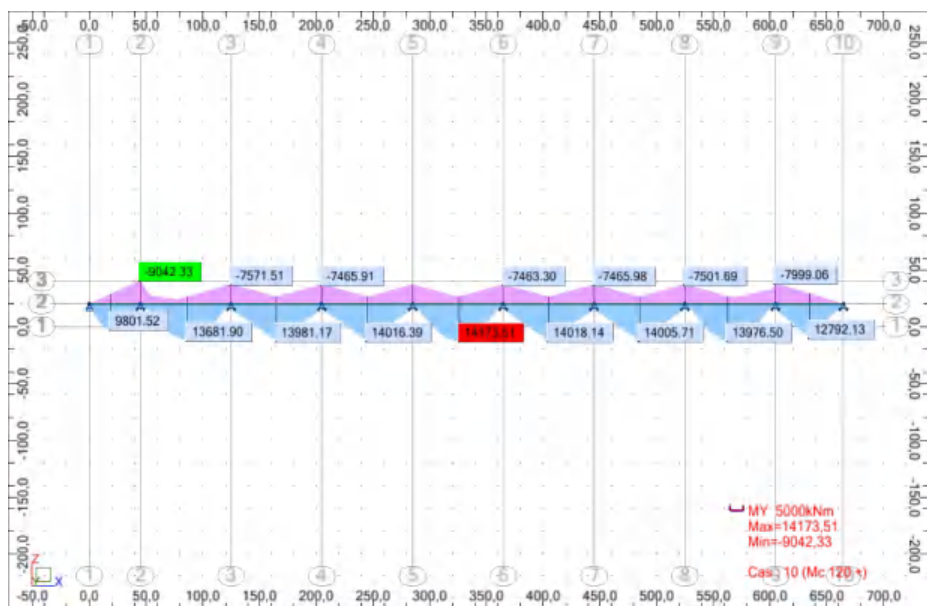
Cas de charge : Surcharge A (Diagramme de moment)



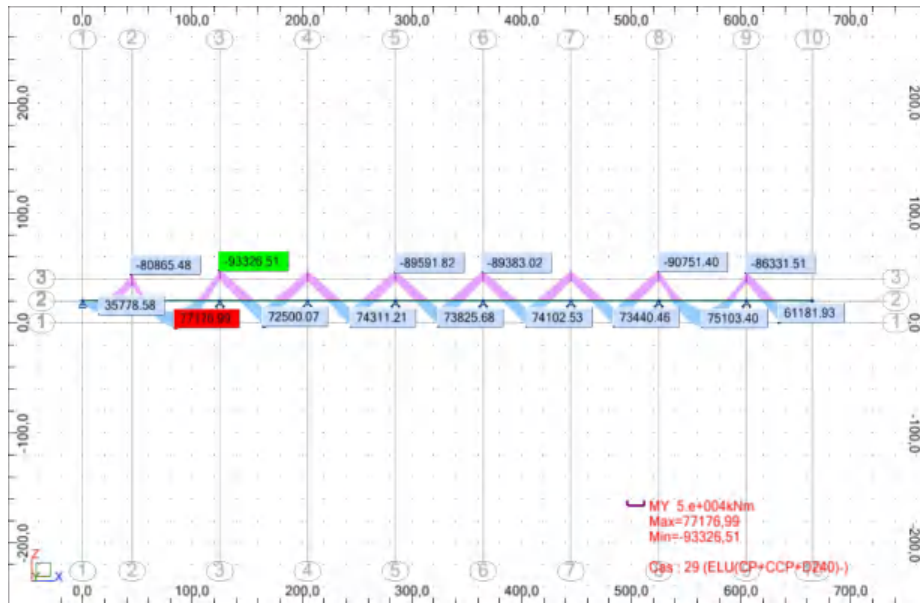
Cas de charge : Surcharge roulante Bc (Diagramme de moment)



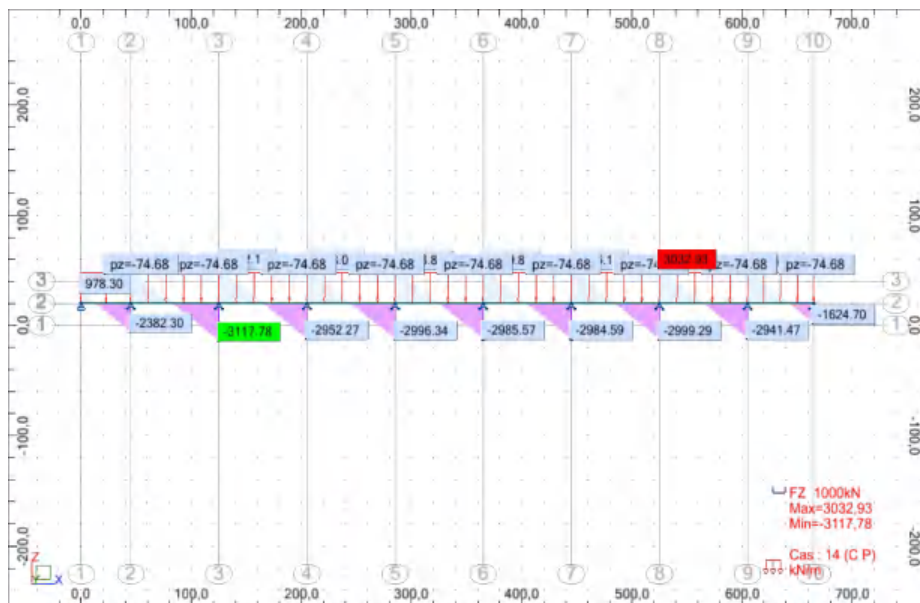
Cas de charge : Surcharge roulante Mc120 (Diagramme de moment)



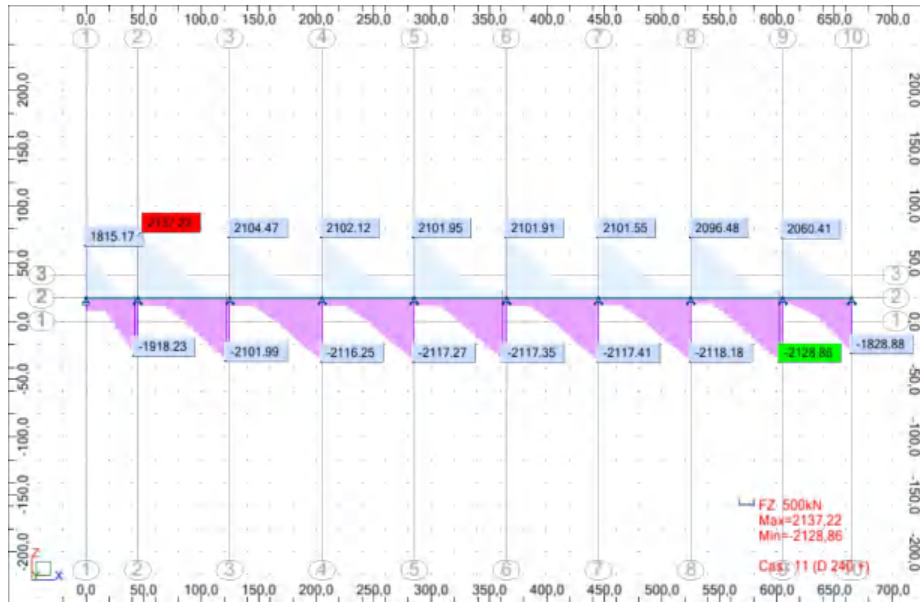
Cas de charge : Combinaison à L'ELU des charges CP, CCP et D240 (Diagramme de moment)



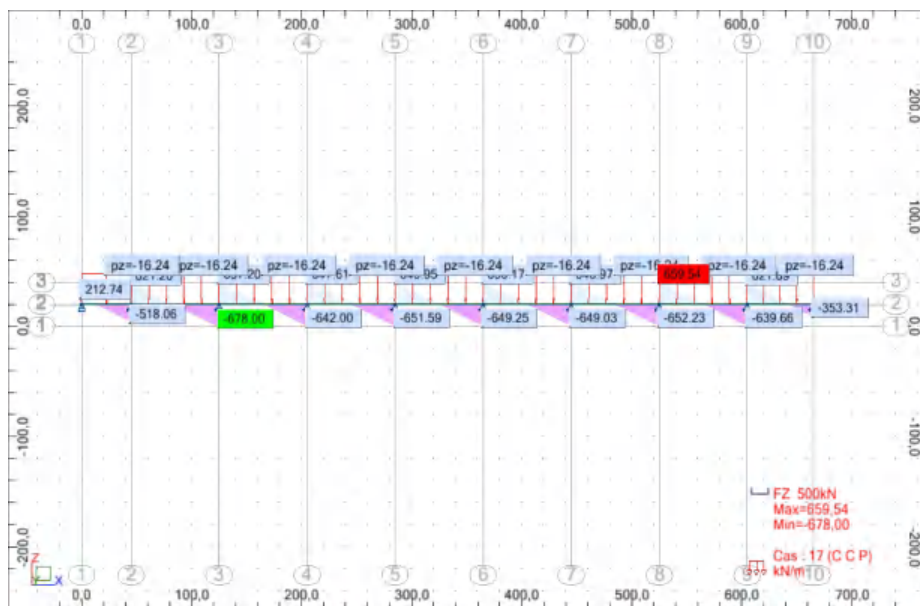
Cas de charge: Poids propre CP (Diagramme de l'effort tranchant)



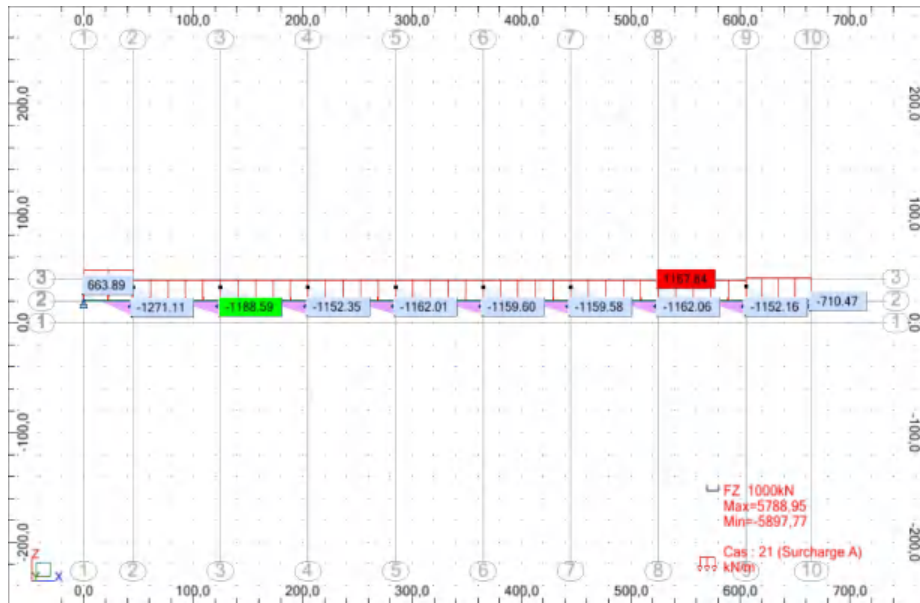
Cas de charge: D240 (Diagramme de l'effort tranchant)



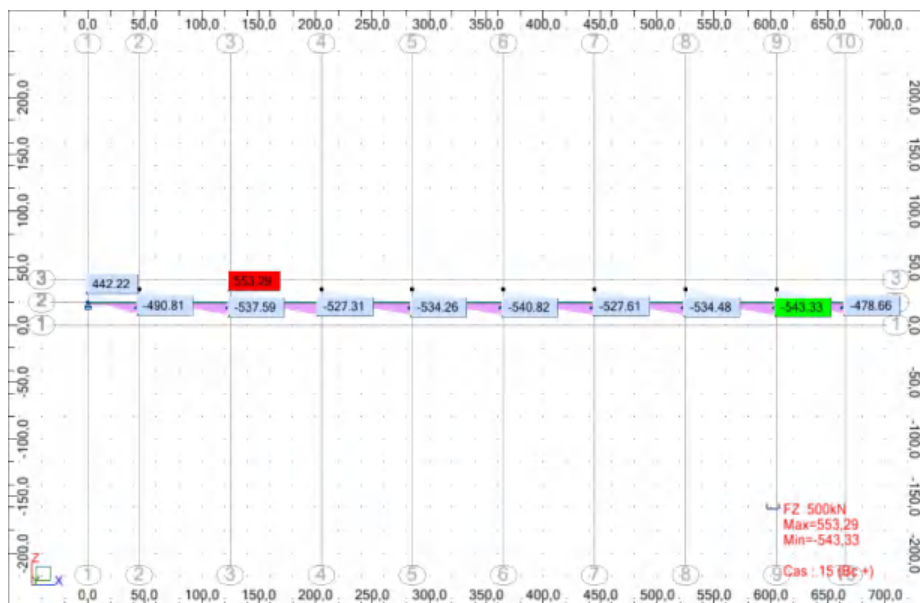
Cas de charge: Charge Complémentaire Permanente CCP (Diagramme de l'effort tranchant)



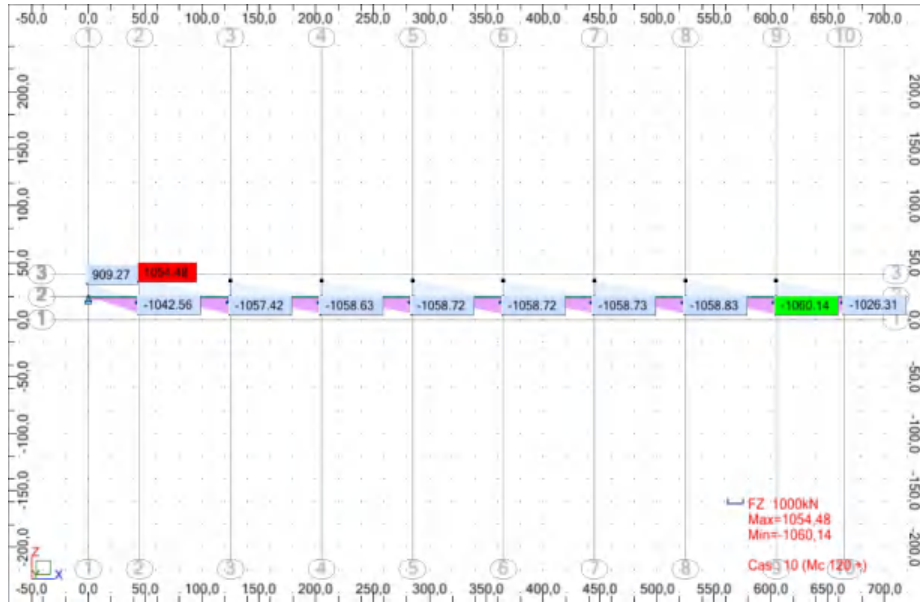
Cas de charge: Surcharge A (Diagramme de l'effort tranchant)



Cas de charge: Surcharge roulante Bc (Diagramme l'effort tranchant)

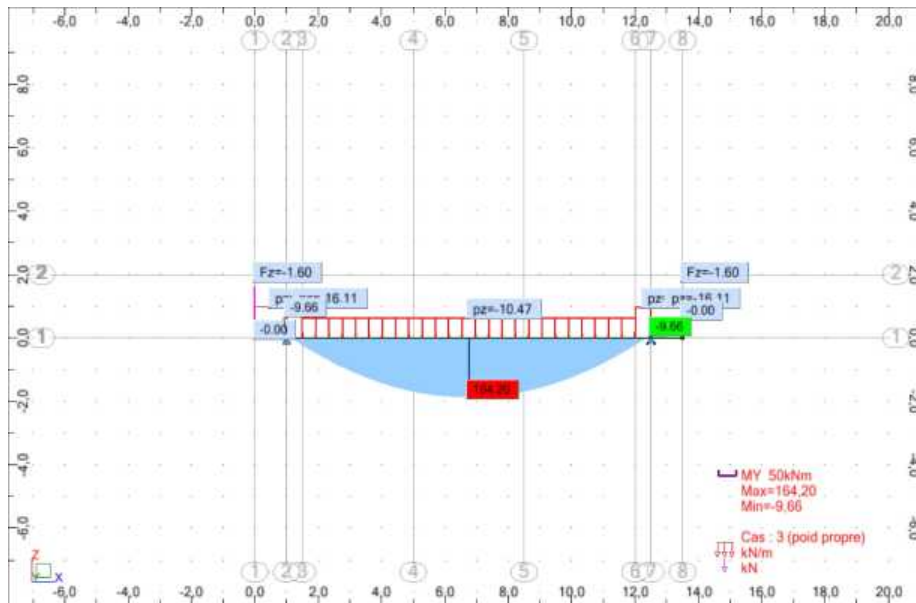


Cas de charge: Surcharge roulante Mc120 (Diagramme l'effort tranchant)

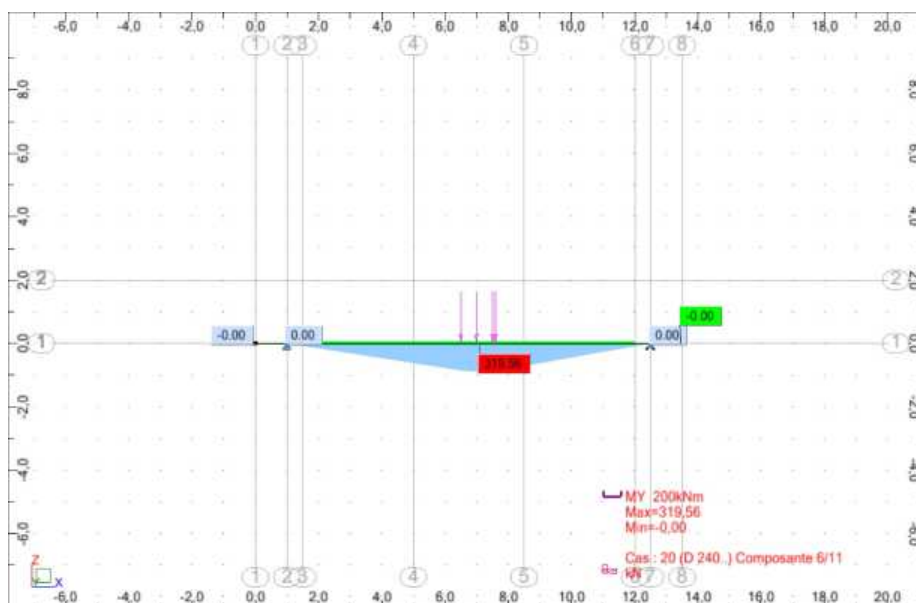


ANNEXE 3:

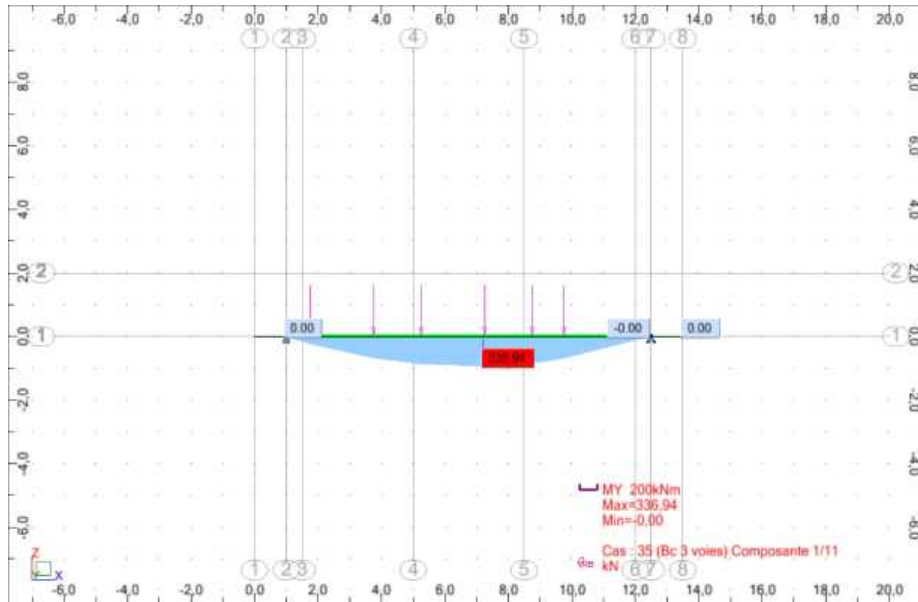
Cas de charge : Poids propre (diagramme de moment)



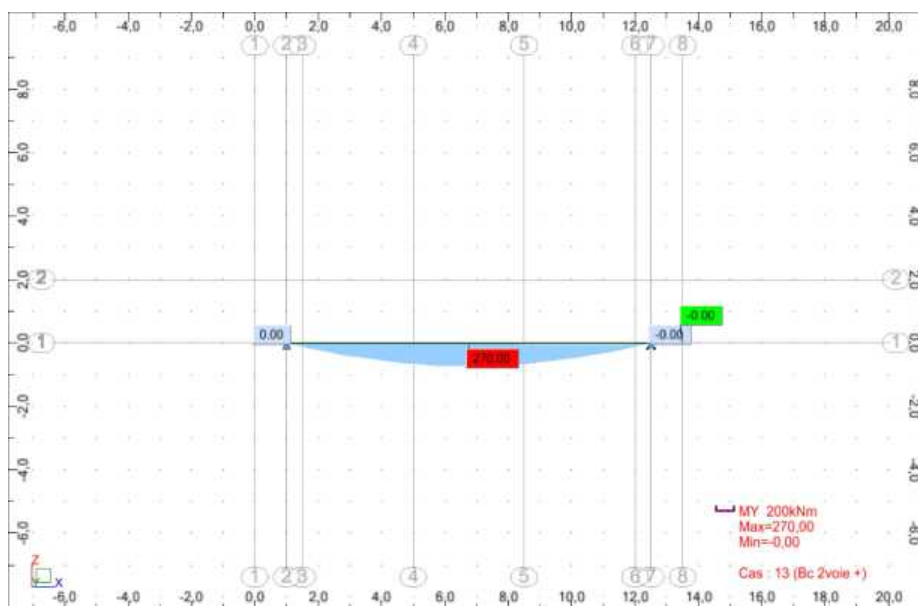
Cas de charge: D 240 (diagramme de moment)



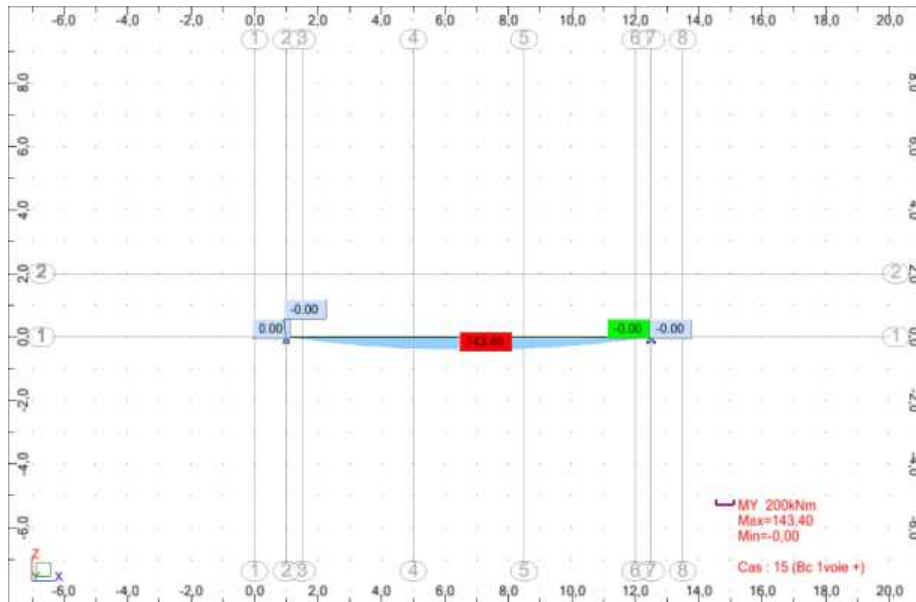
Cas de charge: Bc 3 voies chargés (diagramme de moment)



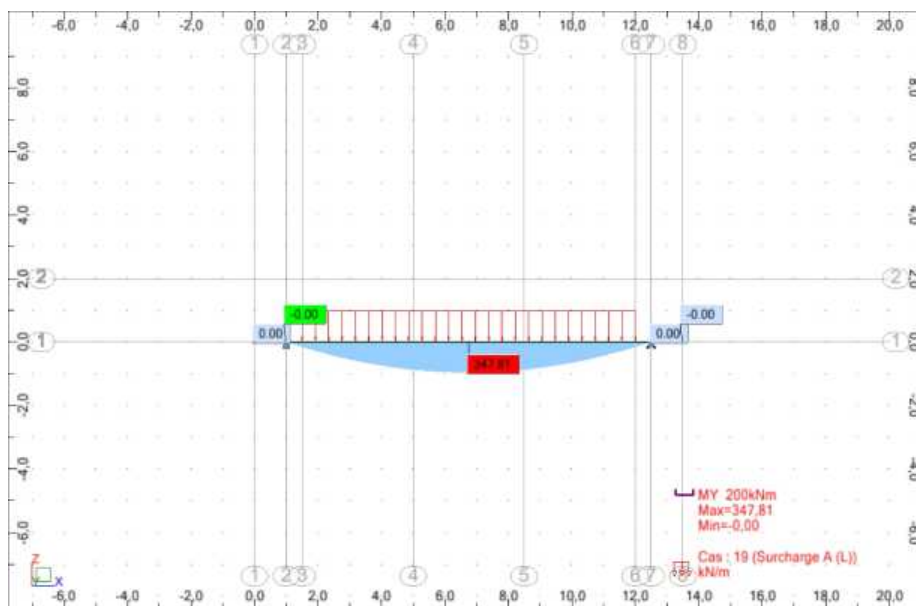
Cas de charge: Bc 2 voies chargés (diagramme de moment)



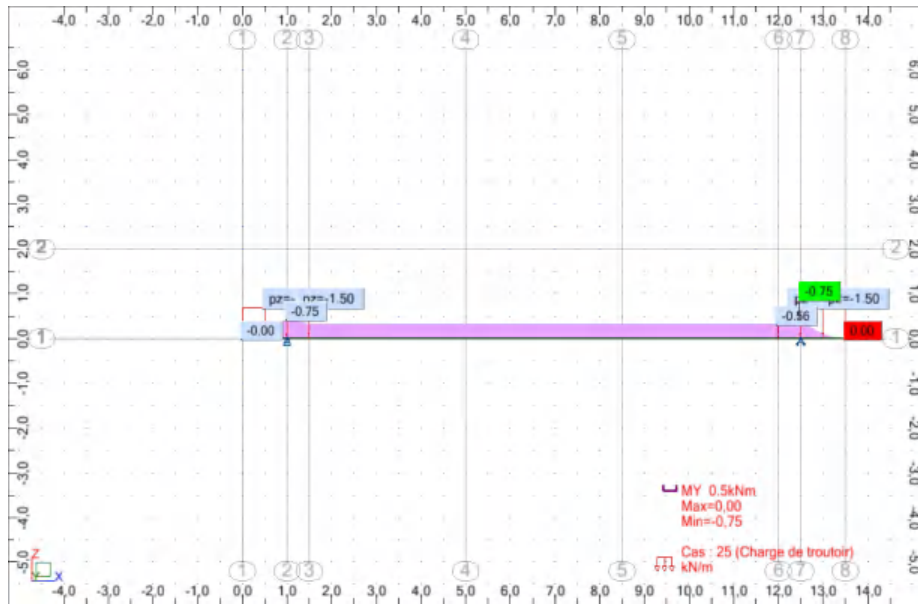
Cas de charge: Bc 1 voie chargé (diagramme de moment)



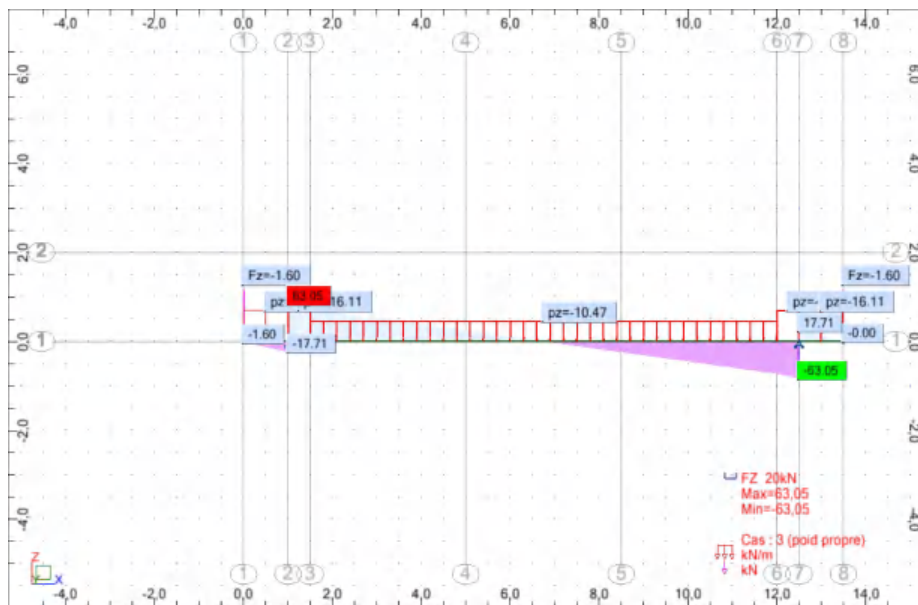
Cas de charge : charge type A (diagramme de moment)



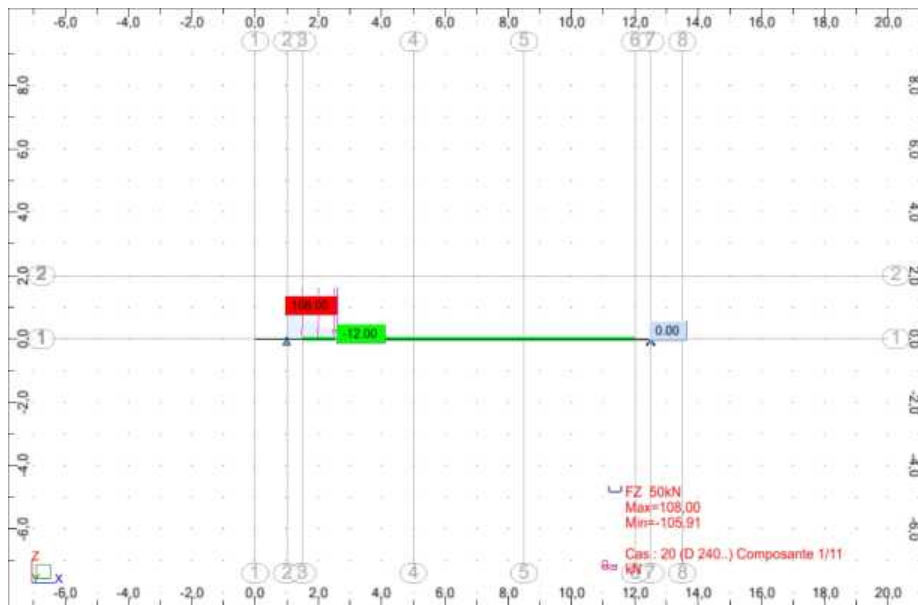
Cas de charge: trottoir (diagramme de moment)



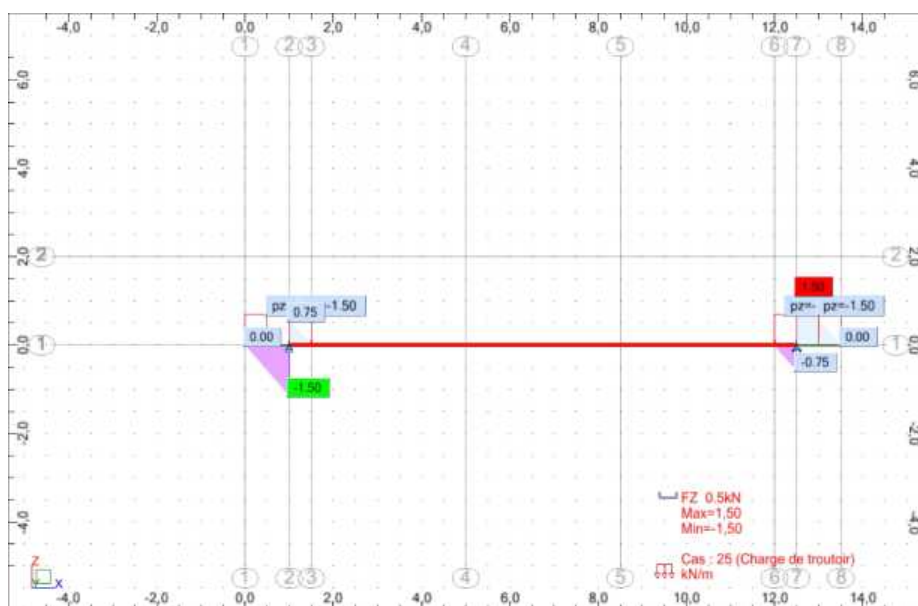
Cas de charge : Poids propre (diagramme de l'effort tranchant)



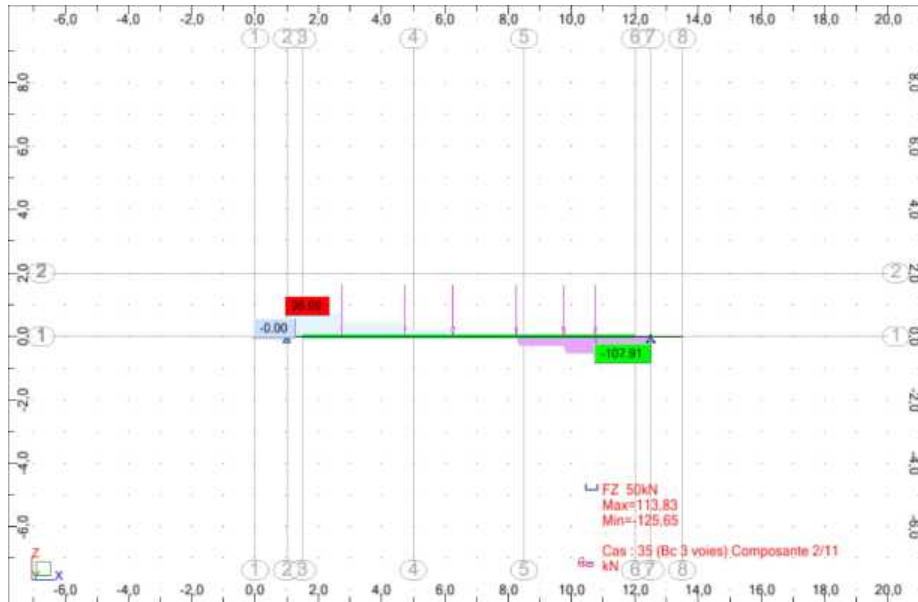
Cas de charge: D 240 (diagramme de l'effort tranchant)



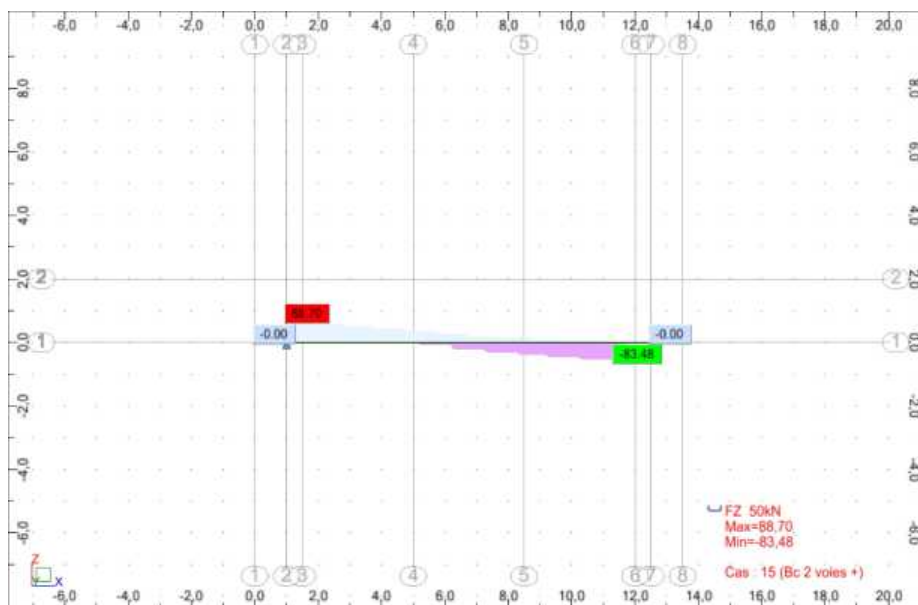
Cas de charge: trottoir (diagramme de l'effort tranchant)



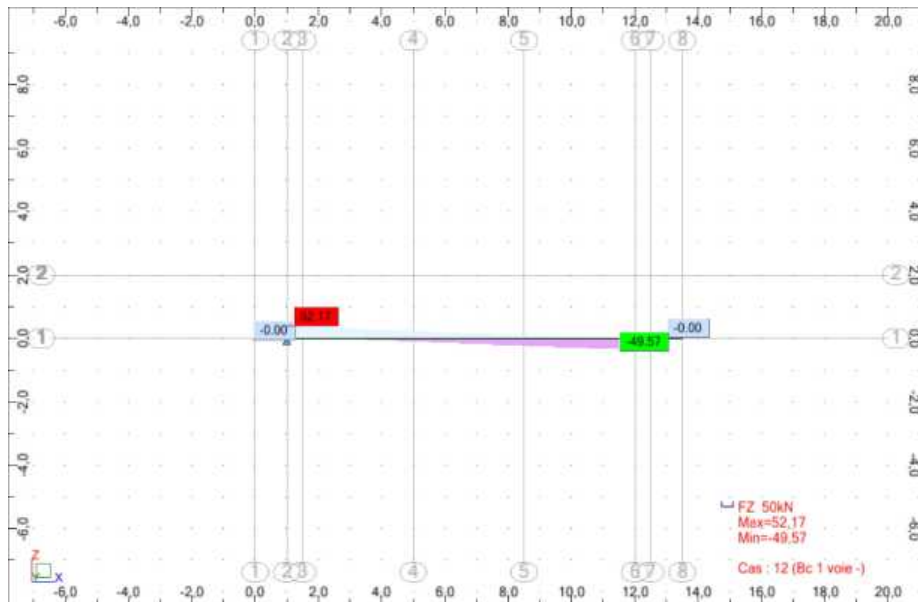
Cas de charge: Surcharge Bc 3 voies chargés (diagramme de l'effort tranchant)



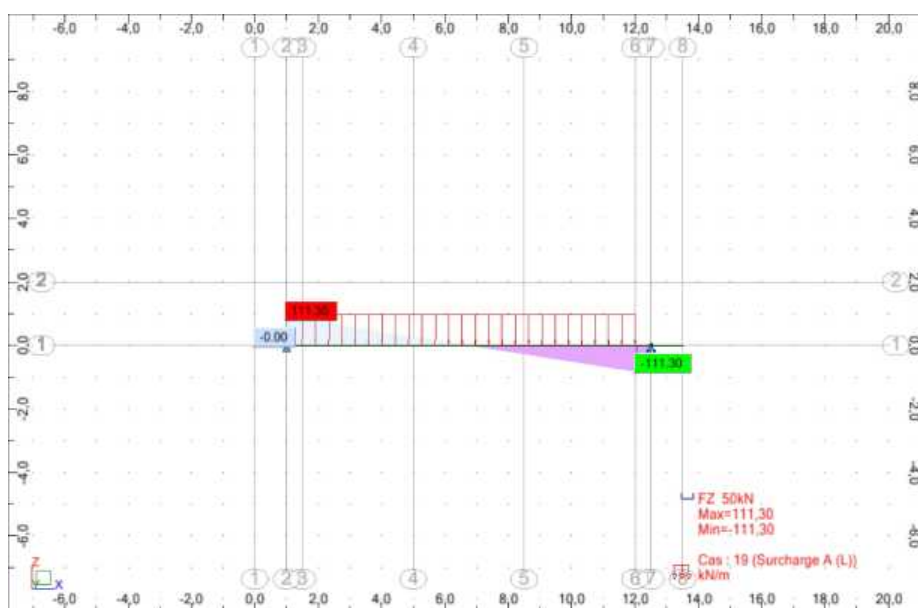
Cas de charge: Surcharge Bc 2 voies chargés (diagramme de l'effort tranchant)



Cas de charge: Surcharge Bc 1 voie chargé (diagramme de l'effort tranchant)

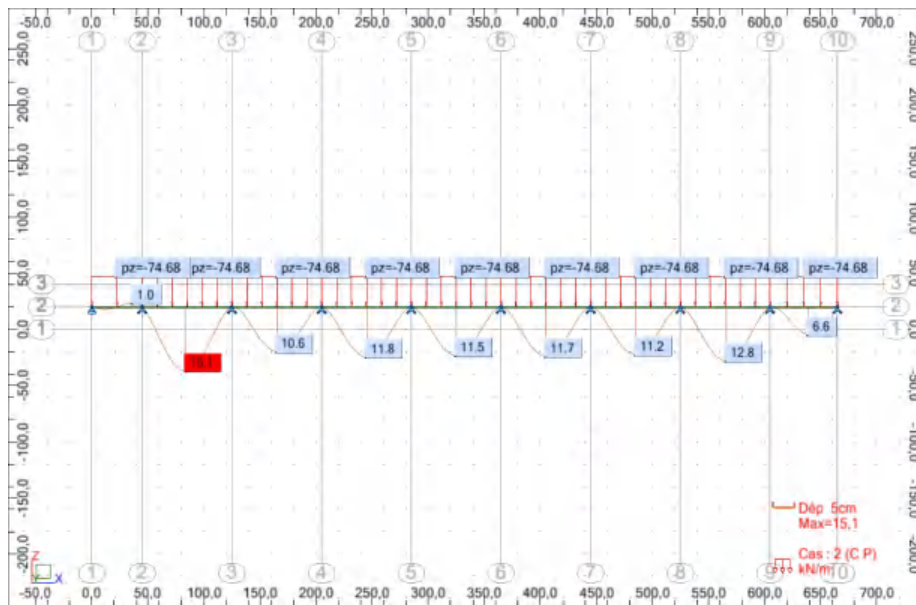


Cas de charge: Surcharge type A (diagramme de l'effort tranchant)

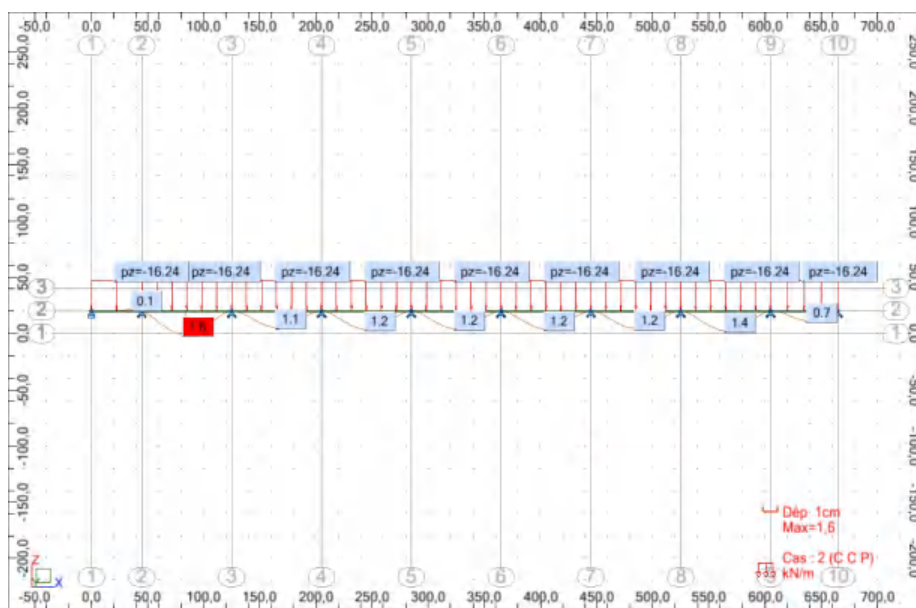


ANNEXE 4 :

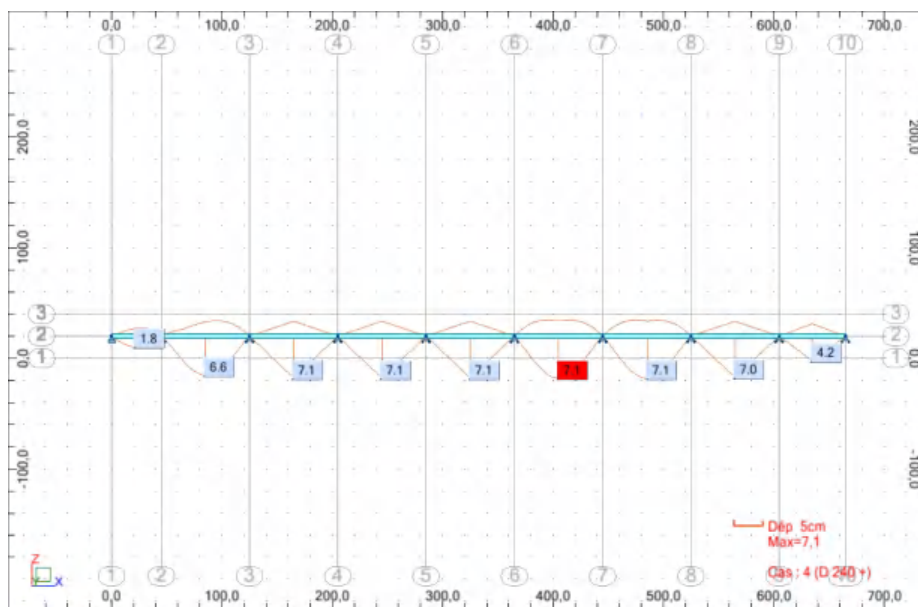
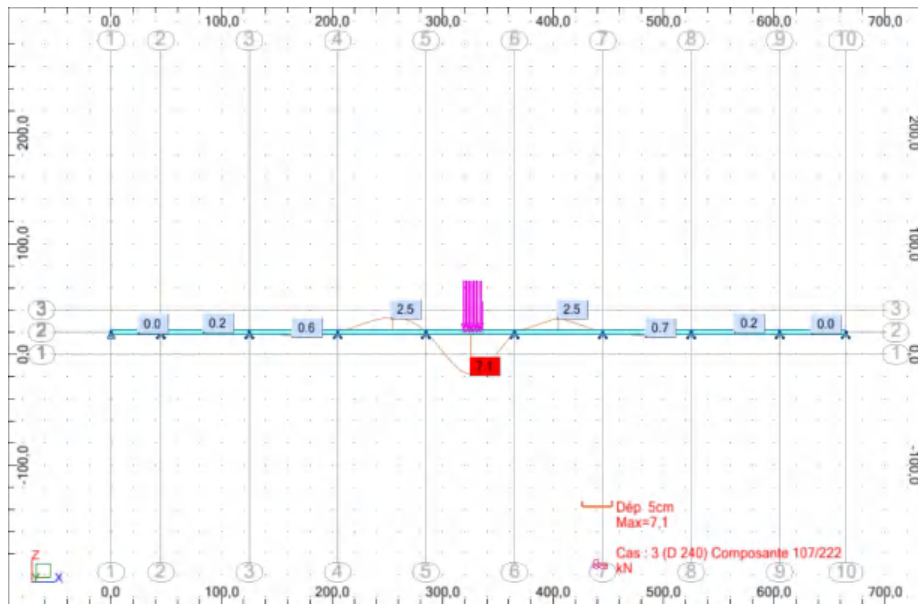
Cas de charge : Poids propre CP (calcul de la flèche)



Cas de charge : Charge complémentaire propre CCP (calcul de la flèche)



Cas de charge : D240 (calcul de la flèche)



Cas de charge : Retrait (calcul de la flèche)

