

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

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

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

Mémoire de fin d'études

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

Thème

***Etude d'un tablier de pont caisson mixte
acier-béton***

Réalisé par :

**BOUKHARI Nassim
MATI Fares**

Encadré par :

**Mme D.CHERID
Mme H.MOHABEDDINE**

Proposé par :



juin 2013

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.

Nous manifestons notre reconnaissance particulièrement à M. DJERRIR, ingénieur chef d'études à la SAPTA, de nous avoir proposé le thème de ce travail, et pour toutes les informations relatives au domaine des ouvrages d'art sur le terrain.

Nos gratitudes vont également aux messieurs : M. HAMMOUTENE M. Tiliouine, M. CHABANE, M.SLIMANI et d'autres, qui nous ont aidé à élaborer ce travail.

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



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- *À mes parents.*

- *À ma famille et mes proches.*

- *À tous mes amis sans exception*

NASSIM



Dédicace

Je dédie ce travail :

A la mémoire de mon très cher père, que Dieu lui accorde sa miséricorde et lui réserve une place en son vaste paradis

Ma très chère mère, qui a été toujours présente pour moi par son soutien et ses encouragements

A mes frères, ma sœur, sans oublier Hanane

A ma grand-mère, mes oncles, mes tantes

A toute ma famille

A tous mes amis sans exception

FARES

Sommaire

Chapitre	page
Introduction	1
Chapitre I Données relatives à l'ouvrage	
I. Introduction	2
I.1 Présentation et description de l'ouvrage	2
I.2 recueil de données fonctionnelles	3
I.2.1. Données relatives à la voie portée	3
A) Tracé en plan	3
B) profil en long	3
c) tracé en travers	3
I.3 Caractéristiques du site	3
I.3.1 Données géotechniques	3
I.3.2 Données sismiques	4
I.3.3 Données climatiques	4
I.4 Choix de types de l'ouvrage	4
I.5. Conclusion	5
Chapitre II Conception générale	
II.1 .Introduction	6
II.2 Ouvrages mixtes en caisson :	6
II.2.1 Ouvrages de type caisson simple ouvert	6
II.2.2 Ouvrages de type caisson simple fermé	6
II.2.3 Ouvrages de type caisson à pièces de pont avec console	7
II.2.4 Ouvrages de type caisson à pièces de pont sans console	7
II.2.5 Ouvrages de type caisson à pièces de pont et bracons	8
II.2.6 Ouvrages à deux caissons	8

II.3 Entroisement des tabliers en caisson	8
II.3.1 Formes principales d'entroisement	9
II.4 Platelage	9
II.4.1 Goujons	10
II.5. Fonctionnement mécanique d'un pont mixte	10
II .5.1 . La dalle	11
II.5.2 Les âmes	11
II.5.3 Les raidisseurs	11
II.6 .Les équipements d'un pont	11
II.6.1Appareil d'appui	12
II.6.2 Dispositifs de retenue	12
a) garde-corps	12
b) Les glissières	12
II.6.3 Etanchéité et couche de roulement	12
a) La couche de roulement	12
b) La couche d'étanchéité	13
II.6.4. Les corniches	13
II.6.5. Les joints de chaussée	13
II.7. Pré dimensionnement	13
II.7.1La poutre	13
a) Les âmes	13
b) Les semelles	14
c) La dalle	14
d) Pièces de pont	14
e) Raidissage des tôles	14
II.8.conclusion	15

Chapitre III

Caractéristiques des matériaux

III.1 Introduction	16
III.2 le béton	16
III.2.1 résistance à la compression	16
III.2.2résistance à la traction	16
III.3.Contraintes limites	17
III.3.1. Contrainte limite à la compression	17
III.4. Module d'élasticité	17
III.4.1.Module d'élasticité instantané	17

III.4.2. Module d'élasticité différé	17
III. 5. Coefficient de poisson	18
III.6. Diagramme contraintes- déformations	18
III.7. les aciers	18
III.7.1. les aciers d'armatures de béton	18
III.7.1.1. les caractéristiques de calcul	18
III.7.2 Aciers pour la charpente	20
III.8. Conclusion	20

Chapitre IV

Charges et surcharges

IV.1 Introduction	21
IV.2 charges permanentes	21
IV.2.1 poids propre de la dalle Gd	21
IV.2.2 Poids propre total de la charpente métallique Gc	21
IV.2.3 charges permanentes complémentaire Gpc	22
IV 2.4 Charges climatique	23
IV.3 les surcharges routières	23
IV.3.1 caractéristique du pont	23
a. Largeur rouable (Lr)	23
b. Largeur chargeable (Lc)	23
c. Classe de pont :	24
d. nombre de voies :	24
IV.3.2 système de charge A	24
IV.3.2 Système de charge B	25
a. Système BC	26
b. b. système de charge Br	27
c. système de charge Bt	27
IV.3.3 surcharges militaire	28
a. surcharge Mc	28
IV.3.4 convois exceptionnels	28
1. Convois types D	28
a. Convoi type D280	28
b. convoi type D240	29
2. Convois types E	29
a. type E360	29
b. type E400	29

IV.3.5 coefficient de majoration dynamique	29
IV. 4 Force centrifuge (F_c)	30
IV.5 Force de freinage (F_r)	31
IV. 6 Combinaisons de charges	31
IV.7 Conclusion	32

Chapitre V

Etude en phase d'exécution

V.1.Introduction	33
V.2. modélisation	33
V.3 Les différentes étapes de construction du pont	34
a) Construction des appuis (culées et piles)	34
b) Pose de la charpente métallique	34
c) Coulage de la dalle	34
V. 4 Les différentes étapes de bétonnage de la dalle	34
V.5. Evaluation des sollicitations	36
V.6. Caractéristiques géométriques de la section d'acier	38
V.6.1 Détermination du centre de gravité de la section d'acier	38
V.6.2 Détermination de l'inertie de la section d'acier I_a	39
V.6.3. Les différentes étapes de vérification	40
VI.6.3.1 Vérification des contraintes normales	40
a) Vérification des contraintes dues au moment positif	40
b) Vérification des contraintes dues au moment négatif	40
VI.6.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement	41
VI.6.3.3. Vérification de voilement de l'âme	41
V.7.conclusion	43

Chapitre VI

Etude en phase de service

VI.1. Introduction	44
VI.2.Dimensionnement de la dalle en béton armé	44
VI.2.1 Fonctionnement	44

VI.2.2.Evaluation des sollicitations	45
a) charges permanentes	45
b) Surcharges d'exploitations	46
VI.2.3.Combinaisons de calcul	48
VI.2.4 .Calcul du ferrailage longitudinal	49
a) Section des armatures longitudinales inferieures	49
b) Section armatures longitudinales supérieurs (A_{Ls})	50
VI.2 .5 .Calcul du ferrailage transversal	55
a) Section des armatures transversales inferieures(A_{Ti})	51
b) Section des armatures transversales supérieures(A_{Ts})	52
VI.2.6 Section de béton	53
VI .3 justification de la section mixte	54
VI.3.1. Hypothèses de calcul	54
VI.3.2. Section homogénéisée	55
VI.3.3. sollicitation à l'ELS	56
a) Charges permanentes	56
b) Surcharges de trafic	56
c) Contraintes dues aux sollicitations internes	57
1- Effets du retrait	58
2-Effet d'une différence de température entre l'acier et le béton	58
VI.3.4 vérification des contraintes	59
a) Vérification des contraintes dues au moment positif	59
b) Vérification des contraintes dues au moment négatif	60
VI.4. Vérification à l'ELU (justification des sections mixtes)	61
VI.4. 1 .Section en travée (moment positive)	62
a) Détermination de la classe de la section	62
b) Calcul du moment résistant positif (M_{r+})	63
VI.4.2 comportement de la section mixte pour un moment négatif	64
VI.4.2.1. Sollicitations	64
VI.4.2.2. Aire efficace de la semelle inferieure	65
a) Vérification de l'instabilité de la semelle inferieure	65
b) Voilement des sous panneaux élémentaires	65

c) Voilement d'ensemble de la plaque raidie	66
VI.5. comportement de la nouvelle section mixte pour un moment négatif	69
VI.5.1.vérification des contraintes	70
a) Contraintes normales	70
b) Vérification vis-à-vis l'effort tranchant	71
VI.5.2.Vérification des contraintes au niveau de l'âme	71
a) Les contraintes normales	71
b) Classification de l'âme	72
c) Vérification du voilement de l'âme	72
VI.5 .3.vérification du déversement	74
VI.6. Conclusion	77

Liste des figures

Figure I.1 plan de situation de l'ouvrage.....	2
Figure I.2 les différentes couches de sol	4
Figure II. 1 Caisson simple ouvert.....	6
Figure II. 2 Caisson simple fermé.....	6
Figure II. 3 Caisson à pièce de pont avec consoles 1.....	7
Figure II. 4 Caisson à pièce de pont avec consoles 2.....	7
Figure II. 5 Caisson à pièce de pont sans consoles.....	7
Figure II. 6 Caisson à pièce de pont et bracons.....	8
Figure II. 7 Bi-caissons.....	8
Figure II. 8 Entretoisement des tabliers en caisson.....	9
Figure II. 9 Comportement d'une structure mixte isostatique connectée.....	10
Figure II. 10 Paramètres du dimensionnement du caisson ouvert.....	15
Figure III. 1 Diagramme parabole –rectangle.....	18
Figure III. 2 Diagramme Contrainte - Déformation de calcul	19
Figure IV. 1 coupe transversale de dispositif de retenu.....	22
Figure IV. 2 Disposition du système Bc.....	26
Figure IV. 3 Disposition du système Br.....	27
Figure IV. 4 <i>Disposition du système Bt</i>	27
Figure IV. 5 Disposition du système Mc120.....	28
Figure IV. 6 Disposition du système D280.....	29
Figure IV. 7 Disposition du système D240.....	29
Figure V. 1 Diagramme du moment fléchissant de la phase 3.....	37
Figure V. 2 Diagramme du moment fléchissant de la phase 5.....	37
Figure V. 3 Diagramme de l'effort tranchant de la phase 5.....	38
Figure V. 4 Contraintes dans l'âme.....	41
Figure VI. 1 Modélisation de la dalle.....	44
Figure VI. 2 Section transversale de la dalle.....	45
Figure VI. 3 Cartographie du moment fléchissant M_{xx} dû aux charges permanentes.....	46
Figure VI. 4 Cartographie du moment fléchissant M_{yy} dû aux charges permanentes	46
Figure VI. 5 Cartographie du moment fléchissant M_{yy} dû au convoi D240.....	47
Figure VI. 6 Diagramme du moment fléchissant M_{xx} dû au convoi D240.....	47
Figure VI. 7 Détermination de la largeur efficace.....	53
Figure VI. 8 Largeur efficace de la dalle.....	54
Figure VI. 9 Diagramme des moments fléchissant sous (G)	56
Figure VI. 10 Diagramme des moments fléchissant sous (D240).....	57
Figure VI. 11 Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison G+1,2Bc.....	57
Figure VI. 12 Classes de section.....	62

Figure VI. 13 moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.....	64
Figure VI. 14. Tôle de fond raidie longitudinalement.....	65
Figure VI. 15 Distinction milieu / bord pour une tôle de fond raidie longitudinalement ...	66
Figure VI. 16. Section transversale de la colonne	67
Figure VI. 17 Effort tranchant le plus défavorable à l'ELU.....	72
Figure. VI.18.Phénomène de déversement.....	74

Liste des tableaux

Tab.III.1 Limitation des contraintes admissibles de traction.....	19
TabV.III.2 Caractéristiques de résistance de l'acier pour la charpente.....	20
Tab. IV .1 le poids propre des éléments non structuraux	22
Tab. IV .2 le poids propre du tablier.....	22
Tab IV.3. Classe du pont en fonction de la largeur roulable	24
Tab IV.4. Les valeurs d'a ₁	24
Tab IV.5. Valeurs de la charge A	25
Tab IV.6 Les valeurs de bc en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont	26
Tab IV.7 Les valeurs de la charge Bc	26
Tab IV.8 Les valeurs de coefficient de majoration δ	30
Tab IV.9 Coefficients multiplicateurs des différentes charges.....	32
Tab IV.10 Les différentes combinaisons de charges	32
Tab. V.1. Sollicitations des différentes phases.....	37
TabV.2 centre de gravité des éléments de la section d'acier.....	38
TabV.3.moment d'inertie des éléments de la section.....	39
TabVI.1.Sollicitations dues aux charges permanentes.....	46
Tab VI.2.Sollicitations dus aux charges d'exploitation	48
Tab VI.3.Sollicitations sous combinaisons de calcul.	48
Tab. VI.4. Valeurs du coefficient d'équivalence « n ».....	55
Tab. VI.5.Caractéristique géométrique de la section mixte	56
Tab. VI.6. Sollicitations dues aux charges et surcharges à l'ELS.....	57
Tab. VI.7. Contraintes dues au moment positif à l'ELS	59
Tab. VI.8. Contraintes dues au moment négatif à l'ELS	60
Tab VI.9 Moment résistant positif.	64
Tab VI.10 Caractéristiques géométriques de la nouvelle section d'acier	69
Tab VI.11. Moment d'inertie des éléments de la section.....	70
Tab VI.12.moment d'inertie I _y des éléments de la section.....	76

ملخص

يهدف هذا العمل إلى تصميم ودراسة جسر مختلط. المشروع هو جسر منحنى ذو نصف قطر 470 متر. الجسر يتكون من أربع مقاطع. مقطعان جانبيين ذوا 27,5 متر ومقطعان وسطيان ذوا 50 متر. يرتكز هذا الجسر على خمسة مساند من الخرسانة المسلحة. يبلغ عرض الجسر 14 متر مع وجود حاجزين, تم اختيار هذا النوع من الجسور على أساس مختلف العوامل الطبيعية و الاقتصادية للمشروع. بعد حساب مختلف القوى بواسطة روبوبات قمنا بمقارنة مختلف القوى المتحصل عليها بالقوى التي يمكن للجسر تحملها مع الأخذ بعين الاعتبار التوصيات المعمول بها

الكلمات المفتاحية: جسر مختلط, مساند, جسر منحنى

RESUME

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont caisson mixte hyperstatique, à quatre voies de circulation. L'ouvrage comporte quatre travées ; deux travées centrales de 50m de portée et deux travées de rive de 27,5m de portée. Sa largeur est de 14m, il est bordé de deux barrières de sécurité.

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

Les sollicitations sont obtenues par le logiciel Robot Millenium, ensuite on a procédé aux différentes vérifications : cisaillement, voilement et flexion, conformément aux règlements en vigueur.

Mots clés : pont mixte, caisson, pont courbe, poutres métalliques.

ABSTRACT

The aim of this work is the study and the design of a composite box girder bridge. It has four lanes, its length is 155 m, and its width is 14 m bordered of two safety barrier. The deck based on five supports.

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

The modeling is made using the software ROBOT Millennium.

Keyword: composite bridge, box girder.

Un pont est une structure dont la fonction est le franchissement d'un obstacle (une rivière, une gorge profonde ou une autre voie de circulation ...etc.) .Par conséquent, un pont doit être capable de transmettre aux fondations les actions qui le sollicitent.

Divers critères permettent de répondre aux besoins de l'ingénieur car les modèles de charges, les situations de risque, les hypothèses de dimensionnement ou encore le modèle de calcul sont fonction du type de l'ouvrage. Les critères de classification des ouvrages d'art sont principalement : l'utilisation, la géométrie, système porteur, la section transversale ...etc.

En alliant les avantages de l'acier et du béton, les ponts mixtes offrent une solution économique pour de nombreux ouvrages. Le succès du pont mixte tient, en outre, au bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques.

Incontournable pour les ouvrages d'art de moyenne et grande portée. Les ponts trouvent dans l'acier la possibilité de repousser toujours plus loin leurs limites structurelles, d'allier performance technique et réussite esthétique.

L'ouvrage qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la société algérienne **SAPTA**. C'est un pont caisson mixte (acier, béton) situé sur l'autoroute qui relie ALGER –BOUGHZOUL (Médéa).

D'abord, on présente le projet qui est en cours de réalisation, puis le pré dimensionnement des éléments constitutifs du pont, ensuite on donne les différentes caractéristiques des matériaux utilisés, ainsi que la détermination des charges et surcharges susceptibles d'y être appliquées. Une fois toutes les charges définies, on passera au calcul des différentes sollicitations induites et pour ce faire, on fera appel au logiciel *Robot Structural Analysis Professional*, pour une modélisation du tablier, vu la complexité de la structure et de son fonctionnement hyperstatique. Des vérifications analytiques seront faites pour les différents éléments structuraux de notre ouvrage en phase d'exécution, et en phase de service.

Par la suite, on consacrera un chapitre au dimensionnement en phase de service, où on commencera par l'étude transversale de la dalle permettant le calcul de son ferrailage selon les règles BAEL, Puis on s'intéressera à l'étude de la section mixte acier-béton, dont il y a lieu de vérifier les contraintes normales et tangentielles, la stabilité vis-à-vis du voilement et du déversement relatif à l'âme selon les règles de l'EUROCODE 3 et 4, ainsi qu'une vérification à l'état limite ultime. Enfin, on clôturera ce mémoire par une conclusion générale.

Chapitre I

Données relatives à l'ouvrage

I. Introduction

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

I.1 Présentation et description de l'ouvrage

L'ouvrage qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction de travaux publics de la wilaya de Médéa, confiée à la société Algérienne des Ponts et Travaux d'Art (SAPTA). C'est un pont caisson mixte (acier, béton) situé sur l'autoroute qui relie ALGER – BOUGHZOUL (Médéa).

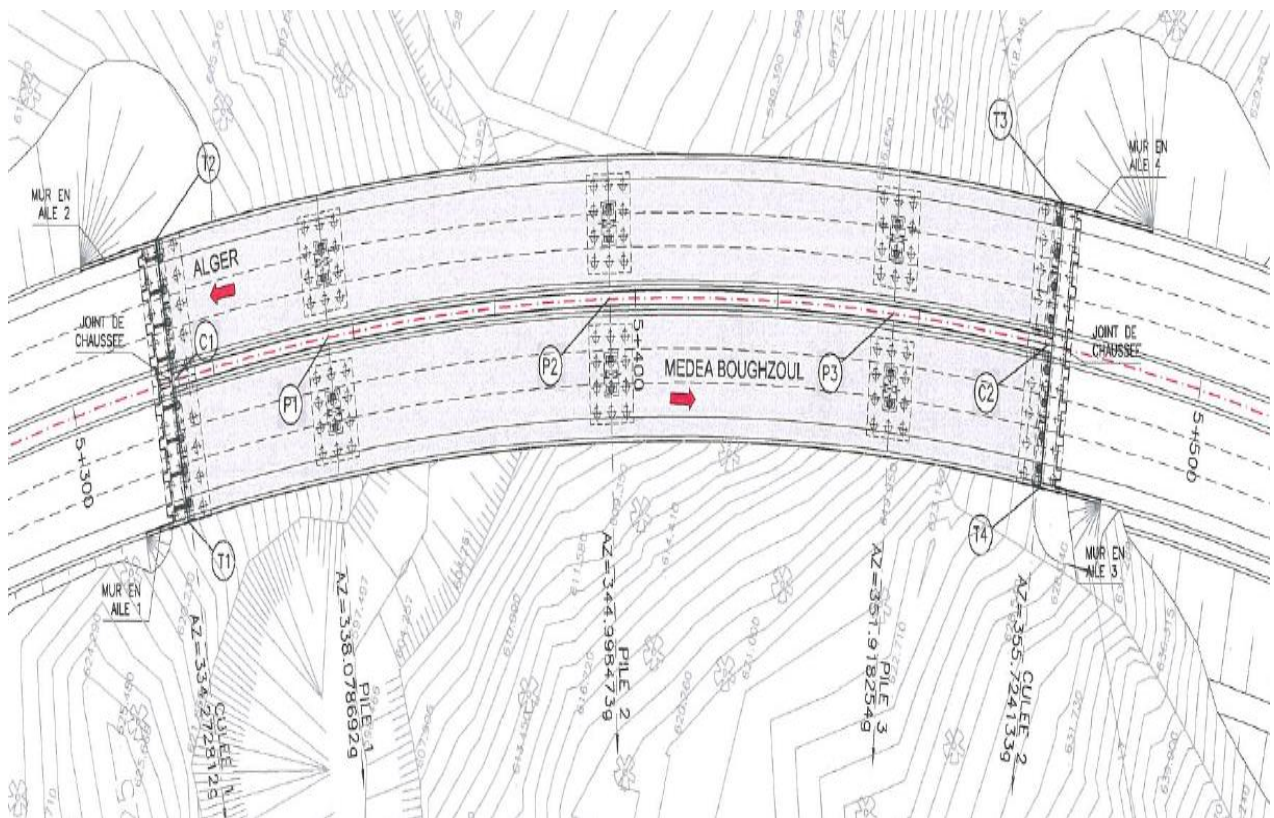


Figure I.1 plan de situation de l'ouvrage

I.2 recueil de données fonctionnelles

La conception générale des ponts dépend d'un ensemble des données qui sont :

I.2.1. Données relatives à la voie portée

A) Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. L'ouvrage étudié est un pont ayant un rayon de courbure $R=470\text{m}$ et une longueur de 155m .

B) profil en long :

Le profil en long définit le tracé du pont en élévation, en tenant compte de contraintes liées à l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles concernant l'ouvrage étudié. Le profil en long présente une pente de 6 % en partant du niveau 317,9 m au niveau de 472,9 m. L'ouvrage est constitué de 4 travées, deux travées de rive de 27,5m de portée et deux travées intermédiaires de 50mètres. Le tablier repose sur 3piles et deux culées en béton armé.

c) tracé en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- La largeur totale $L_t=14\text{m}$ bornée par deux barrières
- Largeur roulable : $L_r=13\text{m}$
- Largeur chargeable : $L_c=12\text{m}$
- Nombre de voies = 4 voies de 3 m de largeur
- La pente : 3,7%

I.3 Caractéristiques du site

I.3.1 Données géotechniques

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage pour le choix du type de fondation pour cela des sondages carottés ont été effectués. Ces échantillons ainsi prélevés nous donne les informations sur le terrain naturel tel que les paramètres mécaniques de résistance ...etc.

La figure ci-dessous montre les différentes couches dans deux sites où les sondages ont été effectués :



Figure I.2 les différentes couches de sol

I.3.2 Données sismiques

La région de BOUGHAZOUL est située dans une zone de faible sismicité classée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts (RPOA 2008).

- Zone sismique : **I** (faible).
- Groupe de pont : **groupe 2** (pont important).
- Site : catégorie **S1** (site rocheux).

I.3.3 Données climatiques

Il y a lieu de prendre en compte les effets de la température et du vent en considération lors de calcul de la construction tels qu'ils sont fixés par le règlement.

- a) La température : le gradient de température est de (± 30)
- b) Le vent : tel qu'il est mentionné dans le règlement [3], le vent est pris comme une surcharge ayant une valeur de 2KN/m^2 .

I.4 Choix de types de l'ouvrage

On a opté pour le choix d'un pont mixte en caisson en raison de plusieurs considérations qui justifient ce choix à savoir :

- **L'effet de la courbure** : avec un profil résistant en torsion, le caisson s'impose dans les ouvrages où l'effet de courbure induit des moments de torsion
- **la réduction des déformations transversales** : en bloquant la quasi-totalité du déplacement de rotation, le caisson réduit la déformation verticale sous les chargements excentrés. Les sollicitations de flexion s'en trouvent diminuées.

- les **tabliers à grands élancements** : le module de flexion I/v d'une poutre élancée ($\gamma \geq 30$) est plus facile à obtenir avec un caisson qu'avec une poutre à âme pleine, grâce à la plus grande capacité de « stockage » de section dans la large semelle inférieure.
- l'**aérodynamisme** : par son aptitude au profilage, le caisson est tout indiqué dans la conception d'ouvrages exceptionnels soumis aux effets aérodynamiques.
- la **qualité architecturale** : Depuis quelques années, l'esthétique des ponts fait l'objet d'exigences accrues. Le dessin d'un caisson favorise la diversité des formes architecturales. Il arrive qu'on adopte un caisson de préférence à un ouvrage à poutres pour des considérations purement esthétiques. En effet, un caisson présente presque toujours un aspect plus fin qu'un ouvrage à poutres.

Les ponts mixtes en caisson présentent aussi plusieurs autres avantages :

- La rapidité d'exécution globale, la simplicité de mise en œuvre et par conséquent un délai de réalisation minimum.
- La légèreté.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- La pérennité des ouvrages liée aux protections diverses et renouvelables des éléments contre la corrosion, à la possibilité de remplacement d'éléments, voir la possibilité de transformer une structure pour l'adapter à de nouvelles conditions d'exploitation.
- La précision dimensionnelle des structures.

I.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes données qui sont liées à notre projet, et on a opté pour un pont mixte en caisson, qui répond mieux aux critères et tient compte des données propres à ce projet. Le choix du type d'ouvrage étant fait, on passe à la détermination et le pré dimensionnement des différents éléments du caisson à utiliser en précisant leurs caractéristiques.

Chapitre II

Conception générale

II.1 .Introduction :

Les ponts métalliques, principalement les ponts à ossature mixte, occupent actuellement une place importante dans les différentes solutions compétitives pour la gamme des grandes portées. Cela est dû à l'amélioration des qualités des aciers de charpente, aux progrès dans la technique de fabrication et de montage, qui ont permis de garantir avec une plus grande fiabilité la durabilité escomptée des ouvrages. Le succès du pont mixte tient au bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et à l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques, on exploitera :

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

II.2 Ouvrages mixtes en caisson :

Il existe différents types de caisson à savoir :

II.2.1 Ouvrages de type caisson simple ouvert

Ce type d'ouvrage est caractérisé par une dalle en béton, une charpente métallique en U constituée de tôles longitudinales reconstituant le U extérieur (de haut en bas, deux semelles supérieures, deux âmes et une tôle de fond) et d'éléments transversaux de deux types, cadres ou diaphragmes. Les cadres sont situés en travées et permettent d'empêcher une déformation transversale excessive du caisson. Les diaphragmes sont disposés au droit des appuis et reprennent de nombreux efforts, dont la torsion, et ceux dus aux réactions d'appui (effort tranchant).

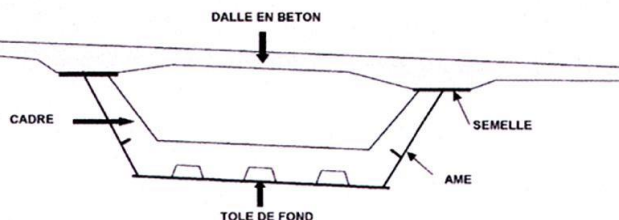


Figure II .1 : Caisson simple ouvert. Source : ponts mixtes acier-béton [2]

II.2.2 Ouvrages de type caisson simple fermé

Les ouvrages de type caisson fermé sont identiques aux caissons ouverts à la différence que les semelles supérieures sont remplacées par une tôle générale. Celle-ci peut être utilisée comme coffrage perdu lors du bétonnage de la dalle et elle est adaptée aux ouvrages courbes (la tôle permet de s'affranchir de contreventement provisoire).

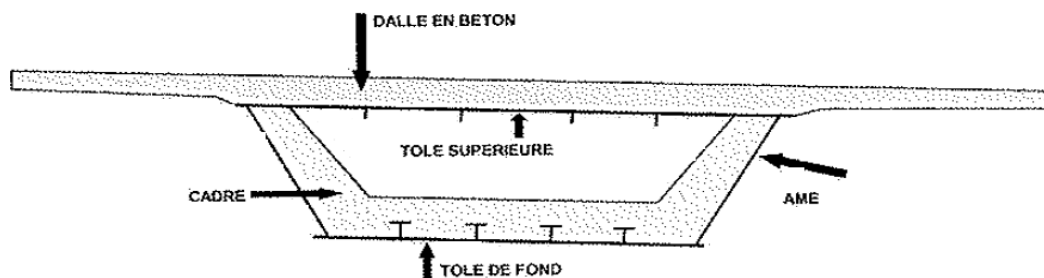


Figure II.2: Caisson simple fermé. [2]

II.2.3 Ouvrages de type caisson à pièces de pont avec console

Tout comme les bipoutres, il est possible de mettre en place des pièces de pont avec consoles afin de soutenir les encorbellements. Ils sont toutefois, pour les mêmes raisons que les ouvrages bipoutres à pièces de pont, plus difficiles à exécuter.

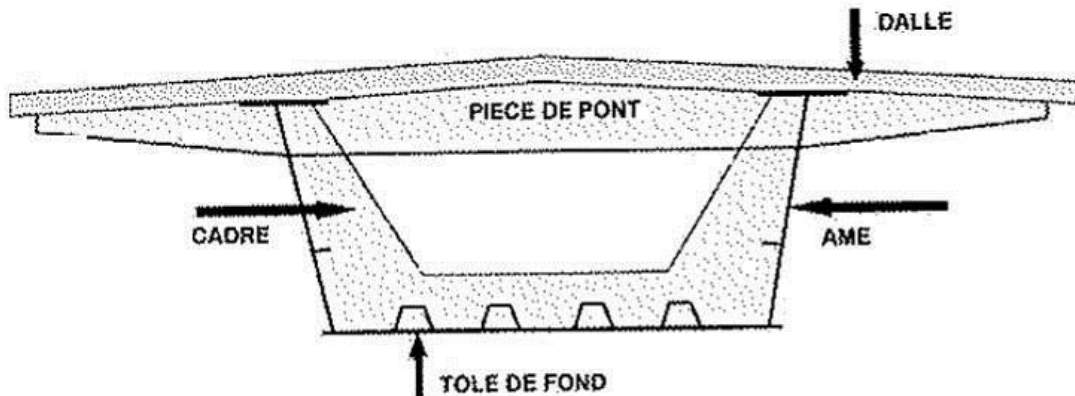


Figure II. 3: Caisson à pièce de pont avec consoles. [2]



Figure II.4: Caisson à pièce de pont avec consoles.

II.2.4 Ouvrages de type caisson à pièces de pont sans console :

Ce type d'ouvrage s'apparente aux ouvrages avec diaphragmes. En effet, la partie située au-dessus du trou d'homme fait office de pièce de pont. L'entraxe des diaphragmes étant en général de 4 m, il est possible de réduire l'épaisseur de la dalle.

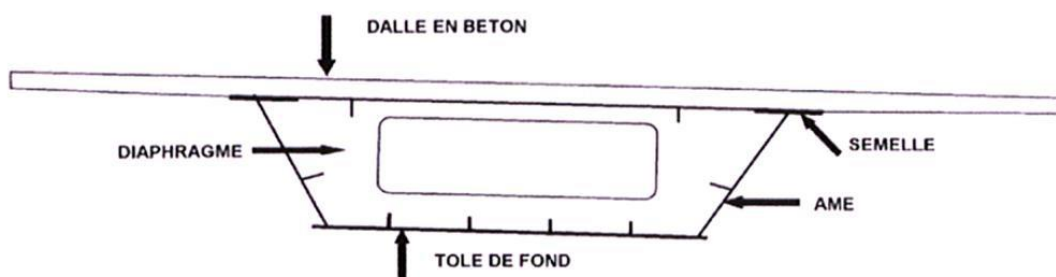


Figure II. 5: Caisson à pièce de pont sans consoles. [2]

II.2.5 Ouvrages de type caisson à pièces de pont et bracons :

Cet ouvrage représente un caisson fermé avec pièces de pont, mais en ajoutant des bracons de part et d'autre du caisson.

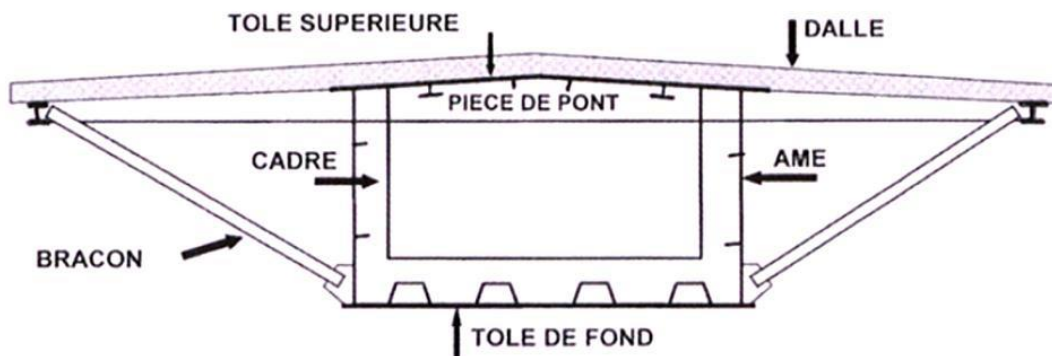


Figure II.6: Caisson à pièce de pont et bracons. [2]

II.2.6 Ouvrages à deux caissons :

Il est également possible de mettre en place deux caissons. Ce type de pont est essentiellement utilisé pour des ouvrages de grandes largeurs et de petites longueurs.

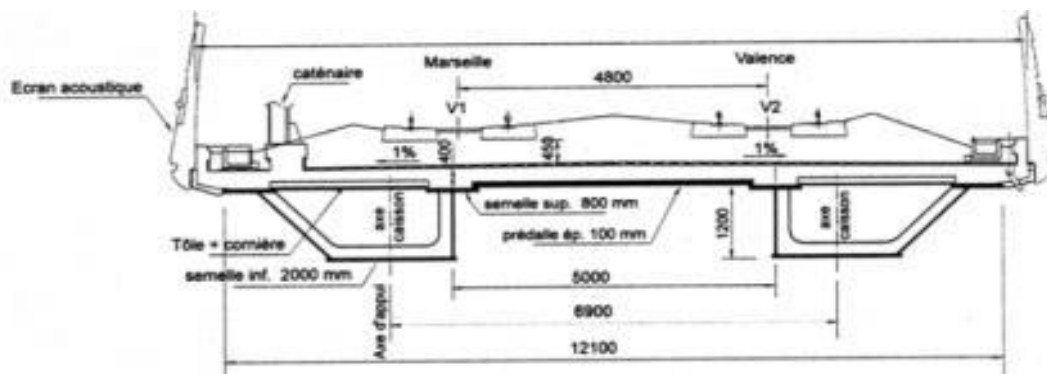


Figure II. 7: Bi-caissons.

II.3 Entretoisement des tabliers en caisson :

La poutre principale est l'élément porteur du pont, elle participe à la flexion générale sous son poids propre et sous les charges d'exploitation. Les éléments transversaux ne participent pas directement à cette flexion générale. Cependant, la flexion principale du pont sous charge excentrée produit une flexion secondaire dans la direction transversale. La rigidité de l'ouvrage dans cette direction est assurée par les éléments transversaux.

Parce qu'il possède une grande inertie de torsion, le caisson peut résister aux sollicitations de torsion. Cette propriété donne lieu à un fonctionnement très différent de celui des ponts à poutres. La contribution des éléments transversaux dans la résistance en torsion est essentielle puisqu'elle la forme de la section transversale est conservée après déformation.

Ce but est atteint en disposant de proche en proche dans la poutre en caisson des éléments transversaux d'entretoisement, d'une raideur suffisante.

II.3.1 Formes principales d'entretoisement :

Leur domaine d'application est en fonction du chargement, des dimensions du caisson, du type et de la largeur du platelage:

— le **cadre souple « ouvert »** en forme de U, qui est constitué d'une traverse inférieure et de deux montants, alors que le **cadre « fermé »** est obtenu par addition d'une pièce de pont.

— le **cadre rigide triangulé** très peu déformable, qui fonctionne sur le mode de la poutre en treillis.

— le **diaphragme**, structure quasi-indéformable attachée sur tout le pourtour de la section du caisson, qui est réservé à des caissons plats ou de formes géométriques polygonales très profilées (ponts de très grandes portées). Sur appuis, la reprise des sollicitations élevées conduit fréquemment à des structures renforcées de types diaphragmes.

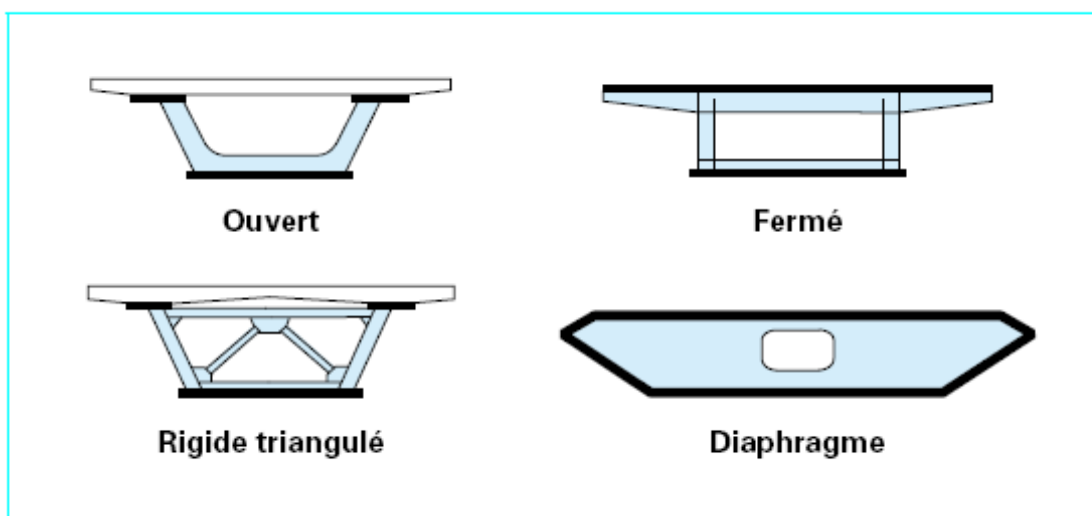


Figure. II. 8 – Entretien des tabliers en caisson

II.4 Platelage :

Le tablier est la partie d'ouvrage qui porte directement la voie (route ou rail), il comprend un platelage et une poutraison.

Le platelage, porteur de la chaussée, est le premier élément de résistance du pont. Nous verrons que le platelage travaille en dalle sous les surcharges de circulation de la voie et participe à la flexion d'ensemble du tablier. La dalle est le plus souvent en béton armé dans certains cas en acier, mais elle peut également être mixte. Dans le cas des ponts mixtes (acier-béton), la dalle en béton doit être liée à la structure métallique par des éléments de liaison appelés 'connecteurs' car l'adhérence entre le béton et la surface métallique est trop faible. Avec cette liaison, la dalle en béton participe à la résistance à la flexion de la poutre métallique et les deux matériaux acier-béton résistent ensemble en section mixte acier-béton. La liaison mécanique doit être capable de s'opposer au glissement et soulèvement de la dalle par rapport à la poutre métallique.

Les connecteurs peuvent être de différents types, les connexions par goujons sont les moyens de liaison acier –béton généralement mis en œuvre pour le pont mixte.

II.4.1 Goujons :

Connecteurs composés d'une tige avec une tête ronde empêchant la dalle de se séparer des poutres métallique. Les goujons utilisés pour les ponts possèdent une longueur d'au moins 150 mm et un diamètre de 22mm. Les goujons jouent le rôle d'un dispositif d'assemblage entre la poutraison en acier et la dalle en béton armé

II.5. Fonctionnement mécanique d'un pont mixte :

Il nous semble intéressant d'examiner comment ces structures mixtes répondent aux différentes sollicitations notamment en flexion.

Comme cela est écrit au début du présent chapitre, les ouvrages mixtes comportent une dalle en béton armé ou précontraint et une charpente métallique, reliée par des connecteurs. Ces derniers empêchent tout mouvement relatif du dessous de la dalle par rapport au-dessus de la charpente et imposent une corrélation des déformations de la fibre inférieure de la dalle et de la fibre supérieure de la charpente.

Dans ce contexte, les ouvrages mixtes sont en général sollicités en flexion longitudinale et aux états limites de service selon les diagrammes de déformations et de contraintes présent dessous.

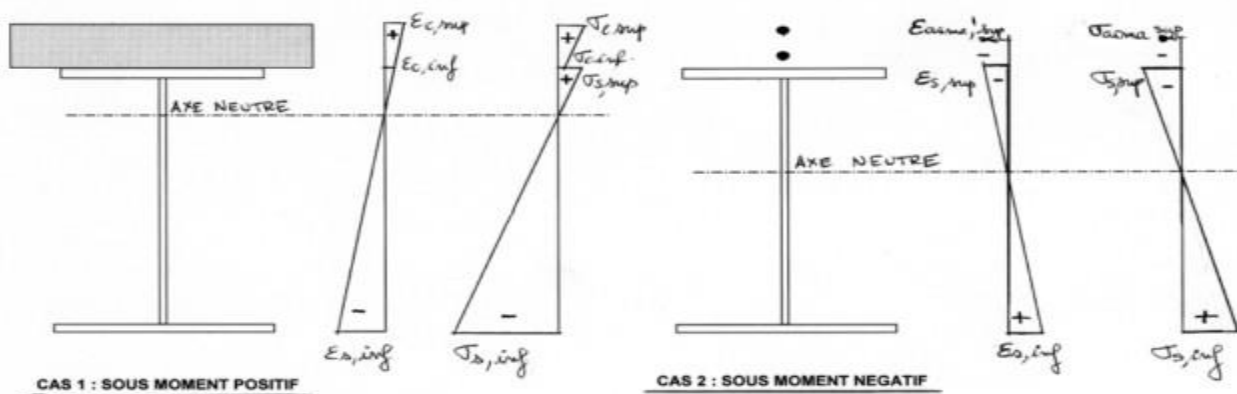


Figure II. 9: Comportement d'une structure mixte isostatique connectée (sous moments positif et négatif). [1]

Dans les zones de moments positifs (cas n°1) (mi-travée), le centre de gravité de la section mixte étant situé assez haut, la dalle est comprimée et la charpente métallique majoritairement tendue. Il en résulte un fonctionnement très économique, chaque matériau étant sollicité selon ses résistances préférentielles.

Dans les zones de moments négatifs (cas n°2) (zone d'appuis), le béton de la dalle est fortement tendu donc considéré comme non participant. Les efforts ne sont alors repris que par les aciers passifs longitudinaux de la dalle et par la charpente métallique, la partie inférieure de cette dernière étant fortement comprimée donc soumise à des risques d'instabilités. Il en résulte une moins bonne utilisation du potentiel des matériaux constituant la section et, en général, la nécessité d'augmenter les sections d'acier de la charpente.

II .5.1 . La dalle

Cette partie du tablier qui supporte en premier les surcharges d'exploitation a connu des évolutions structurelles et fonctionnelles depuis une trentaine d'années. Les platelages de tabliers doivent dans tous les cas être conçus afin de :

- résister aux efforts locaux apportés par les surcharges roulantes.
- transmettre ces efforts locaux aux poutres principales.
- assurer le contreventement horizontal du tablier.
- participer à la flexion d'ensemble des poutres principales.

II.5.2 Les âmes :

Les âmes jouent elles aussi un rôle important, en ce qui concerne la résistance à l'effort tranchant, elles ont en outre pour fonction de relier les semelles entre elles. L'épaisseur des âmes se détermine principalement sur la base de la résistance à l'effort tranchant. Il faut aussi s'assurer de leur stabilité quand elles sont de grande hauteur ou élancées.

II.5.3 Les raidisseurs :

Le raidissage des âmes peut se faire aussi bien avec des raidisseurs longitudinaux et/ou transversaux. La présence de raidisseurs transversaux permet d'augmenter la résistance à l'effort tranchant, quand la distance entre raidisseurs est suffisamment faible.

Les raidisseurs longitudinaux augmentent non seulement la résistance à la flexion de la section (quand ils sont continus sur toute la longueur de l'ouvrage) mais aussi la résistance à l'effort tranchant de l'âme. Outre les dispositions usuelles, il existe aussi des dispositions atypiques pour ces raidisseurs, par exemple les raidisseurs discontinus ou les raidisseurs placés en face externe afin d'éviter les problèmes de raccordement avec les raidisseurs transversaux.

II.6 .Les équipements d'un pont :

Les ponts comportent un certain nombre d'équipements indispensables au fonctionnement et à la pérennité de l'ouvrage on cite : les appareils d'appui, les joints de chaussée, la protection anticorrosion, les corniches ...etc. Le choix de ces équipements dépend non seulement de leur coût initial, qui peut atteindre 10 % du prix total de l'ouvrage [4] mais aussi des frais d'exploitation liés à leur entretien et à leur remplacement dans le temps. Ils ne doivent pas être à l'origine de désordres qui peuvent affecter le bon fonctionnement, la durabilité et la résistance du pont.

Ces dispositifs remplissent un certain nombre de fonctions :

- ✓ permettre un fonctionnement correct de la structure : ce sont les appareils d'appui et les joints de chaussée ;

- ✓ sécurité des personnes et de la circulation assurée par les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières).
- ✓ protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier l'évacuation des eaux, et surtout l'étanchéité.

On citera ci-dessous quelques équipements.

II.6.1 Appareil d'appui :

Les appareils d'appuis se situent à l'interface entre superstructure et infrastructure, ces appareils doivent transmettre les charges horizontales et verticales de la superstructure aux piles et aux culées. Les appareils d'appui se répartissent en deux grandes familles : les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts).

II.6.2 Dispositifs de retenue :

Dispositifs de retenue comprennent les garde-corps, les glissières et les barrières.

a) garde-corps :

Les gardes corps ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

b) Les glissières :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

Il existe principalement deux types :

- les glissières rigides : forme profilée et hauteur limitée, elles agissent au niveau des roues, elles sont esthétiques et résistantes. Leur efficacité est limitée aux niveaux des véhicules légers et sont utilisées en milieu urbain (vitesse limitée à 60km/h).
- Les glissières souples, modèle le plus courant, elles sont liées au tablier et leur principe est de reprendre un véhicule en perdition au niveau de la carrosserie.

II.6.3 Etanchéité et couche de roulement :

- a) **La couche de roulement :** Elle est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux dont l'épaisseur courante est de 70 à 80 mm. La couche de roulement n'est pas étanche, il faudra prendre des dispositions constructives pour le drainage.

b) La couche d'étanchéité

L'épaisseur courante des chapes épaisses, réalisée en asphalte est de 30 à 35mm et utilisée pour les ouvrages construits par phase (ponts à voussoirs) et sur les ouvrages subissant un fort trafic de poids lourds. Pour les chapes minces réalisées en résine, leur épaisseur varie entre 1.5 et 3mm parce que elles sont très délicates à mettre en œuvre et coûteuses, et on l'utilise pour les petits ouvrages courants de type dalle ou portique.

II.6.4. Les corniches

Elles ont un rôle esthétique mais également elles doivent servir à empêcher le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse

II.6.5. Les joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, et rendre le tablier librement dilatable, en plus du fait que la jonction entre deux parties doit se faire de sorte à créer un confort de passage aux usagers., cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités de la poutre, fluage et le retrait. On prévoit des joints de chaussée disposés transversalement.

II.7. Pré dimensionnement :

La poutre est de type caisson à pièces de pont avec console, le pré dimensionnement des éléments structuraux de notre ouvrage : dalle et caisson (semelles, âmes, pièce de pont et raidisseurs) est effectué en se référant à [1].

II.7. La poutre :

a) Les âmes :

- L'élanement de la poutre h :

$$\frac{L}{40} \leq h \leq \frac{L}{30}$$

On a une longueur de travée $L = 50m$ on aura alors $1,25m \leq h \leq 1,66m$.

On prend une valeur $h = 1,6m$.

-L'épaisseur minimale de l'âme $t_w \geq 0,005h$, on prend $t_w = 20mm$.

-la distance entraxe supérieure des âmes « L_{sup} » (Figure10) varie entre 0,50 à 0,55 fois la largeur totale du tablier ($L_t = 14 m$), tel que :

$$0,5L_t \leq L_{sup} \leq 0,55L_t \longrightarrow 7 m \leq L_{sup} \leq 7,7 m$$

- on adopte une inclinaison des âmes : $\alpha = 25^\circ$

- on adopte : $L_{sup} = 7m$ et $L_{inf} = 5,6m$.

b) Les semelles :

-Les semelles sont dimensionnées suivant les conditions de résistance et d'instabilité.

- la largeur :

Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent en général à

$800 \leq b \leq 1100$, b est la largeur de la semelle, on prend une largeur de 1000 mm

- L'épaisseur de la semelle t est déterminée par la condition :

$b/t \leq 30$ d'où $t \geq 33\text{mm}$ soit :

$$\begin{cases} t_{\text{sup}} = 50\text{mm} \\ t_{\text{inf}} = 40\text{mm} \end{cases}$$

c) La dalle:

Dans le cas d'un de pont mixte en caisson avec pièces de pont en console, la dalle a une épaisseur constante, Pour notre ouvrage on opte pour une dalle en béton armé liée à la structure porteuse par des goujons. L'épaisseur de la dalle est $e_d=28\text{cm}$.

d) Pièces de pont:

Les pièces de pont sont considérées comme des poutres en (I) dont les dimensions sont données comme suit[4] :

- Ame

- La hauteur de 1/10 à 1/15 de portée, on opte pour $h=40\text{ cm}$.
- L'épaisseur de 10 à 12mm, soit 10mm.

- Les membrures (semelle supérieure et inférieure) :

- Largeur : 220mm à 300mm, on prend $L_{s,i}=250\text{mm}$.
- Epaisseur : 20mm
-

e) Raidissage des tôles :

La tôle de fond doit être raidie pour résister aux efforts de compression qu'elle subit en service ou pendant la mise en place de la charpente. La charpente principale doit disposer de cadres transversaux avec un espace de 4 m. Ces cadres sont formés de raidisseurs transversaux rectangulaires sur les âmes inclinés. La tôle de fond est également raidie par quatre raidisseurs longitudinaux en T. L'âme et la semelle de chaque raidisseur longitudinal en T est un plat de dimension 250 x 30 mm².

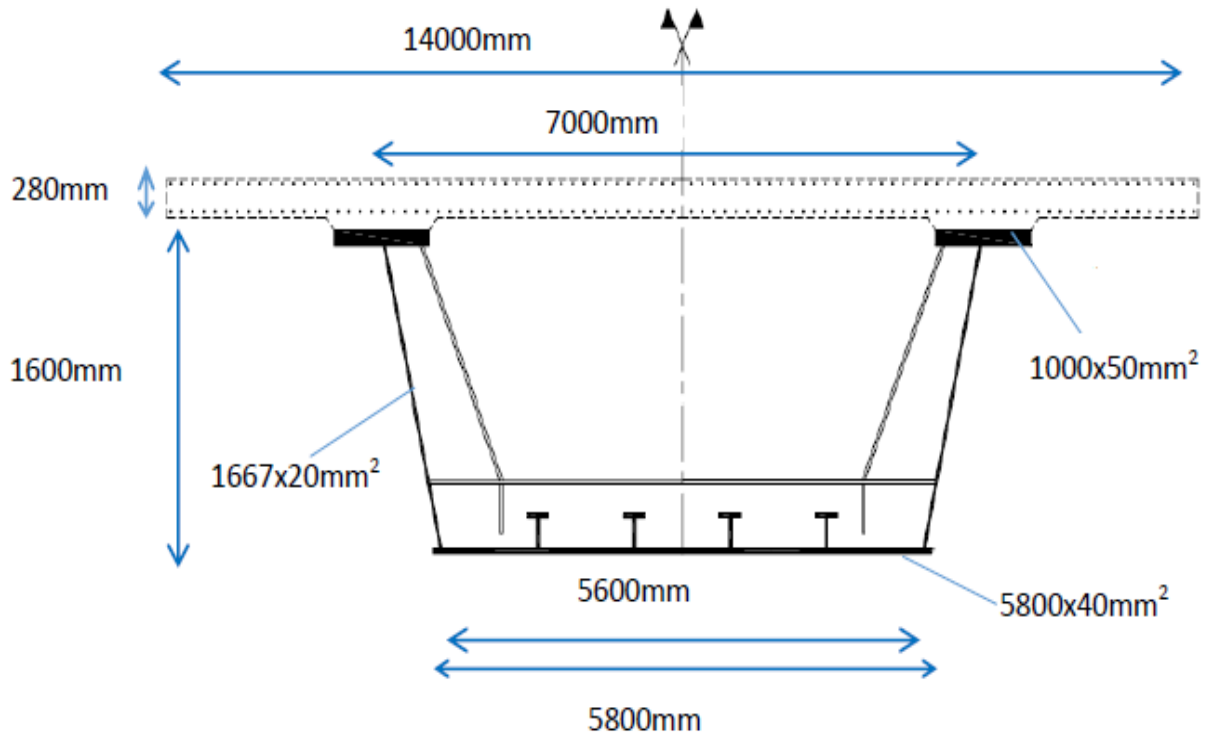


Figure II.10. Paramètres du dimensionnement du caisson ouvert

II.8.conclusion :

Pour notre ouvrage, on a pris une épaisseur constante de 28cm pour la dalle, les largeurs des semelles inférieure et supérieure sont 400mm et 500mm respectivement tant dis que l'épaisseur de l'âme 20mm.

Dans ce chapitre on a pu déterminer les dimensions des différents éléments de notre structure, ce qui nous permettra par la suite d'évaluer les différentes charges et sollicitations agissant sur le pont.

Chapitre III

Caractéristiques des Matériaux

III.1 Introduction :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés est indispensable pour la réalisation et la conception d'un pont. Elle est également nécessaire pour définir la résistance des différents éléments structurels, le but de ce chapitre est donc de définir les caractéristiques et d'expliquer le comportement du béton, acier de la charpente et les armatures de la dalle.

III.2. le béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 Jours dite valeur caractéristique requise notée " f_{c28} ", et une masse volumique ($\rho=2500\text{kg/m}^3$).

III.2.1 résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours f_{cj} est calculée comme suit (Art 2-1-1.1 BAEL 91) :

$$f_{cj} = \begin{cases} \left(\frac{j}{4,76+0,83j} \right) \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \left(\frac{j}{1,4+0,95j} \right) \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Pour le présent projet on adoptera pour le béton une résistance :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la dalle : } f_{c28} = 40 \text{ Mpa} \\ \text{Pour les appuis : } f_{c28} = 27 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

III.2.2 résistance à la traction :

Pour un béton âgé de j jours on a : $f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ Mpa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la dalle : } f_{t28} = 3 \text{ Mpa} \\ \text{Pour les appuis : } f_{t28} = 2,22 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

III. 3. Contraintes limites :

III. 3.1. Contrainte limite à la compression :(Art 4 –3 .41 BAEL91)

C'est la contrainte qui ne peut pas être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible f_{bu} .

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

γ_b : coefficient de sécurité ; pour notre cas on prend $\gamma_b = 1,5$ d'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 22,66 \text{ Mpa pour la dalle} \\ f_{bu} = 15,3 \text{ Mpa pour les appuis} \end{array} \right.$$

III.4. Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée, selon la durée de l'application de la contrainte.

On distingue deux types de modules :

III.4.1. Module d'élasticité instantané :(Art A – 2 .1. 21 BAEL91) [13]

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{on prend alors :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la dalle } E_{ij} = 37619,5 \text{ Mpa} \\ \text{Pour les appuis } E_{ij} = 33000 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

III.4.2. Module d'élasticité différé :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{on trouve alors :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la dalle } E_{ij} = 37619,5 \text{ Mpa} \\ \text{Pour les appuis } E_{ij} = 33000 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

III. 5.Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)[13]

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service (zone non fissurée).
- $\nu = 0$ l'état limite ultime (zone fissurée).

III.6. Diagramme contraintes- déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

L'état limite ultime : On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

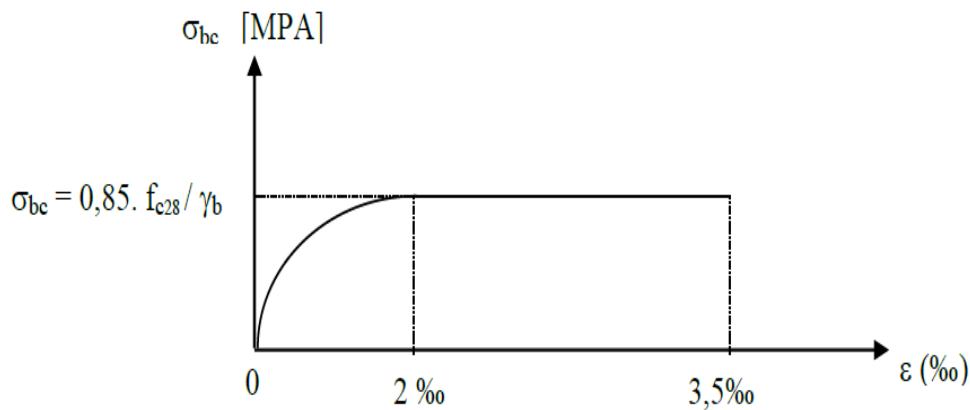


Fig. III .1. Diagramme parabole –rectangle.

III.7.les aciers :

Les aciers utilisés dans le présent projet sont ceux des armatures de la dalle en béton armé et ceux de la charpente

III.7.1 les aciers d'armatures de béton:

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures à haute adhérence de classe FeE400 type 1 avec une limite d'élasticité $f_e=400\text{Mpa}$ et une contrainte de rupture $f_r=480\text{Mpa}$.

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

III.7.1.1 les caractéristiques de calcul :

➤ **La limite élastique f_{su}** : A l'état limite ultime, la limite d'élasticité f_e est divisée par un coefficient de sécurité γ_s dans les calculs des armatures pour béton armé.

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

où le coefficient de sécurité γ_s est pris égal à 1,15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1.

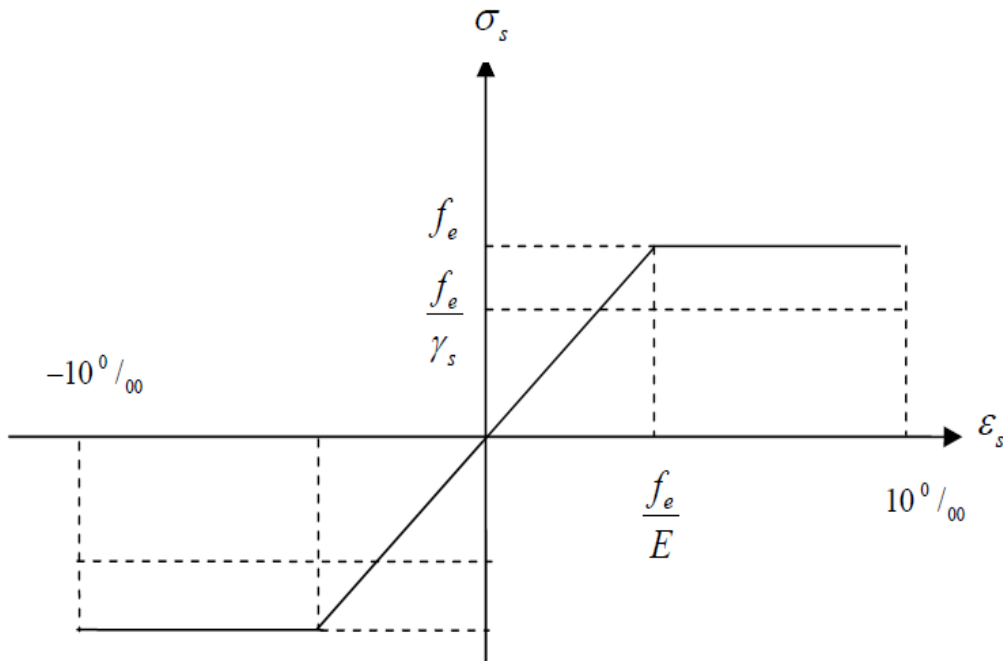


Fig. III .2.Diagramme Contrainte - Déformation de calcul.

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

ε_s : Déformation élastique de l'acier.

➤ **Contrainte limite de traction « σ_{st} » à ELS :**

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

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

Tableau.III.1 Limitation des contraintes admissibles de traction

III.7. 2.Aciers pour la charpente :

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres en caisson, des raidisseurs transversaux longitudinaux et les pièces de pont présentent les caractéristiques suivantes :

Type de profile	Type d'acier	Limite élastique Fy (Mpa)	Limite à la rupture Fu (Mpa)
Tôle et plaque ($e_p \leq 40\text{mm}$)	S355	355	510
Tôle et plaque ($40\text{mm} \leq e_p \leq 100\text{mm}$)	S355	355	500

Tableau.III.2 Caractéristiques de résistance de l'acier pour la charpente.

e_p : est l'épaisseur de plaque en mm

III.8.Conclusion :

Le béton utilisé a une résistance à la compression à 28 jours $f_{cj}=40$ Mpa et une masse volumique de 2500Kg/m^3 . Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures à haut adhérence de nuance FeE400.

Les différents éléments de caisson ont été réalisées avec des tôles et des plaques de type S355 d'épaisseur comprise entre 40 et 100mm.

Chapitre IV

Charges et surcharges

IV.1 Introduction :

Ce chapitre va porter sur la détermination des charges permanentes et les différentes surcharges qu'elles soient routières ou climatiques, elles constituent une étape très importante afin d'avoir les différentes sollicitations auxquelles est soumis notre ouvrage.

IV.2 charges permanentes :

Elles comportent le poids propre des différents éléments porteurs et non porteurs, ces charges sont définies comme suit :

G_d : poids propre de la dalle.

G_C : poids propre total de la charpente métallique.

G_{pc} : charges permanentes complémentaire.

IV.2.1 poids propre de la dalle G_d :

Pour les dalles qui repose sur des pièces de pont, l'épaisseur de la dalle est prise constante, pour notre cas on prend $e_p=28\text{cm}$

$G_d = \gamma_b \times e_p \times L_t = 25 \times 0,28 \times 14 = 98 \text{ KN/m}$.

γ_b : le poids volumique du béton

$G_d = 98 \text{ KN/m}$

IV.2.2 Poids propre total de la charpente métallique G_c :

Afin d'évaluer le poids propre de la charpente ,on doit d'abord calculer la section totale de la charpente S_t :

-semelle supérieure : $50 \times 1000 \text{mm}^2$

- semelle inférieure : $40 \times 5800 \text{mm}^2$

-raidisseurs en T : $30 \times 250 \text{mm}^2$

-âme : $20 \times 1667 \text{mm}^2$

$$S_t = 0,459 \text{m}^2$$

Sachant que le poids volumique de l'acier de la charpente est pris $\gamma_a = 77 \text{kN/m}^3$ et pour tenir en compte du poids propre des éléments transversaux, il y a lieu de multiplier par un coefficient de majoration égale à 1,15 [6] .

$$G_c = 1,15 \times \gamma_a \times S_t = 1,15 \times 77 \times 0,459 = 40,64 \text{ KN/m}$$

$G_c = 40,64 \text{ KN/m}$
--

IV.2.3 charges permanentes complémentaires G_{pc} :

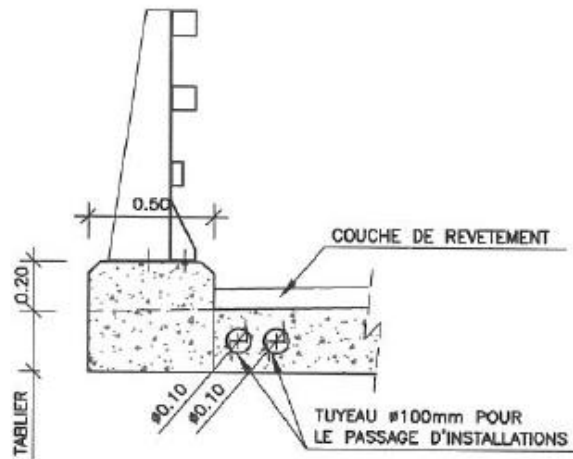


Figure IV.1 coupe transversale du dispositif de retenu.

Ces charges comprennent :

- Le revêtement : couche de roulement et la couche d'étanchéité
- La glissière de sécurité
- La barrière

Le tableau suivant récapitule le poids de ces éléments :

	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Largeur (m)	Poids (KN/m)
Béton bitumineux	22	0,07	13	20,02
Etanchéité	22	0,03	14	9,24
Béton sous BN	25	0,2	0,5	5,00
Deux barrières	-	-	-	1,3

TAB. IV .1 le poids propre des éléments non structuraux

Alors les charges permanentes complémentaires : $G_{pc} = 35,56 \text{ KN/m}$

Le poids propre des travées est résumé dans le tableau ci-dessous

	Travée de rive (27,5m)	Travée intermédiaire (50m)
poids propre de la dalle G_d (KN)	2695	4900
Poids propre de la charpente G_c (KN)	1118	2032
Charges permanentes complémentaire G_{pc} (KN)	910	1653
Poids total (KN)	4723	8585

TAB. IV .2 le poids propre du tablier

IV.2 .4.Charges climatiques : [6]**✓ Charge thermique :**

La différence de température prise en compte soit: $\Delta T = \pm 30^{\circ}C$. Le coefficient de dilatation du béton armé est considéré égal à: $\alpha = 1.1 \cdot 10^{-5} C^{-1}$. Les variations linéaires de température ont seulement un effet sur le calcul des appuis et des joints.

✓ Charge du vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent; dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m^2 [3]

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

IV.3 les surcharges routières :

Pour déterminer les surcharges routières à considérer pour le calcul des éléments de pont on se réfère aux charges prescrites dans [3]

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge A,
- Système de charge B,
- Les surcharges militaires (Mc et Me),
- Les convois exceptionnels de type (D et E),
- Efforts de freinage,
- La force centrifuge,
- La surcharge due au vent et au séisme.

IV.3.1 caractéristique du pont :**a. Largeur rouable (Lr) :**

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre dispositifs de sécurité ou bordures [4]. Autrement dit, elle s'obtient en enlevant la largeur des deux glissières de sécurité à la largeur totale du pont (Lt) :

$$L_r = L_t - 2 \times 0,5 = 14 - 2 \times 0,5 = 13 \text{ m.}$$

b. Largeur chargeable (Lc) :

Largeur déduite de la largeur rouable en retranchant une bande de 0,50m lorsque les dispositifs de sécurité existent (glissière ou barrière).

Notre ouvrage comporte une :

$$L_c = L_r - 0,5 = 13 - 2 \times 0,5 = 12 \text{ m}$$

c. Classe de pont :

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

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

Tab IV.3. Classe du pont en fonction de la largeur roulable [3]

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

d. nombre de voies :

Le nombre de voies $N_v = E \left(\frac{L_c}{3} \right) \longrightarrow N_v = E \left(\frac{12}{3} \right) = 4 \text{voies}$.

La largeur de la voie $L_v = L_c / N_v \longrightarrow L_v = 3\text{m}$.

IV.3.2 système de charge A [7]:

Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à :

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

Où $A(L)$ est exprimé en kg/m^2 , est donnée en fonction de la longueur chargée (L) exprimée en mètre.

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

Tel que

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

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

Tab IV.4. Les valeurs d' a_1 [3]

Lorsque la valeur de la charge (en kg/m^2), calculée après application du coefficient a_1 est inférieure à $400 - 0,2L$, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

- a_2 : coefficient multiplicateur permet enfin d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation avec :

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v} \quad \text{où}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_0 = 3,5\text{m pour un pont de 1ère classe} \\ L_v = 3\text{m.} \end{array} \right\} a_2 = 1,17$$

Pour avoir des sollicitations les plus défavorables dans le sens longitudinal, on doit prendre en considération toutes les combinaisons de répartitions de la charge A possibles et par la suite comparer les résultats de moments fléchissant et l'effort tranchant et d'en déduire la combinaison la plus défavorable. Le tableau suivante montre toutes les dispositions de la charge A à considérer.

Pour les ponts courbes ou présentant un biais variable suivant les appuis, on peut adopter pour les longueurs des valeurs moyennes pour chaque voie (longueur mesurée suivant l'axe de la voie) [8], alors pour notre ouvrage on adopte les longueurs : 27,5 m et 50m

Travée L [m]	A [Kg/m^2]	A [KN/ml]
27,5	1004,42	120,53
50	713,36	85,60
27,5+27,5	675,24	81,03
50+50	585,26	58,23
27,5+50	556,37	66,76
27,5+27,5+50	473,17	56,78
50+50+27,5	429,49	51,54
27,5+50+50+27,5	392,10	47,05

Tab IV.5. Valeurs de la charge A

IV.3.2 Système de charge B [7]

Le système de charge B comporte trois systèmes distincts [2] :

- Le système Bc : se compose de deux camions types ;
- Le système Br : se compose d'une roue isolée ;
- Le système Bt : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les systèmes de charges dont il y a lieu d'examiner leurs effets sur notre ouvrage sont : Bc et Bt, les charges Bc et Bt.

a. Système B_c :

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques illustrées sur la figure ci-dessous :

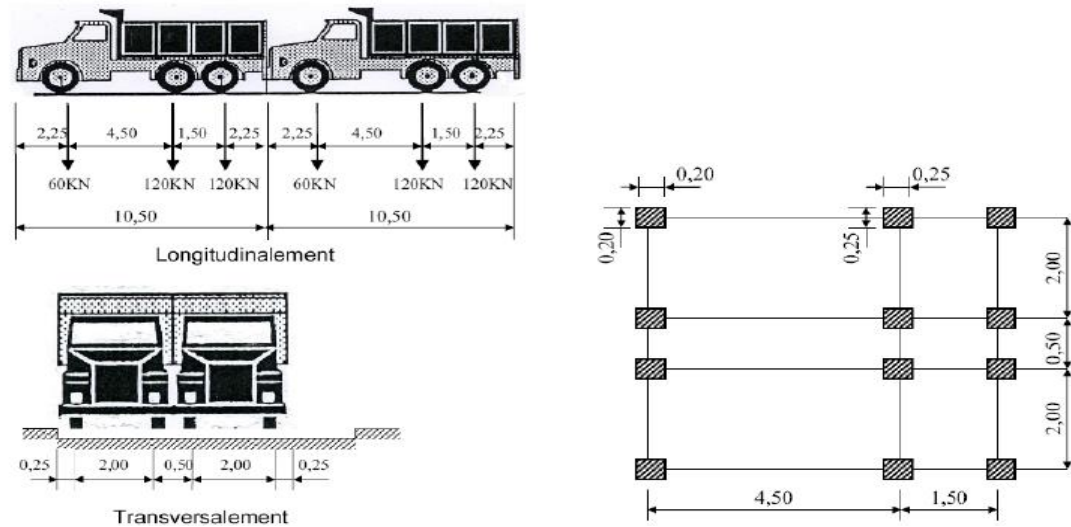


Figure. IV.2. Disposition du système B_c [3]

Dans le sens transversal, on dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux.

Les surcharges B_c sont pondérées par un coefficient b_c .

Nombre de files	1	2	3	4	≥5
1 ^{ère} classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2 ^{ème} classe	1.00	1.00	/	/	/
3 ^{ème} classe	1.00	0.80	/	/	/

Tab IV.6 Les valeurs de b_c en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont

La charge B_c peut être évaluée par la formule, [3] :

$B_c = 2 \times n \times 30 \times b_c$ tel que :

n : nombre de file chargées.

Nombre de voies chargées	b_c	B _c (KN)
1	1,20	720
2	1,10	1320
3	0,95	1710
4	0,80	1920

Tab IV.7 Les valeurs de la charge B_c

b. système de charge Br :

le système Br constitué d'une roue isolée, porte une masse de 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

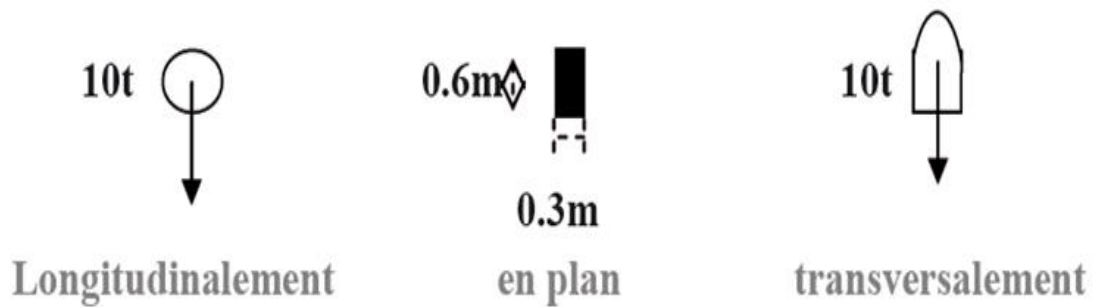


Figure. IV.3. Disposition du système Br

c. système de charge Bt :

Un tandem du système Bt est applicable seulement sur la 1ère et 2ème classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques illustrées sur la figure ci-dessous.

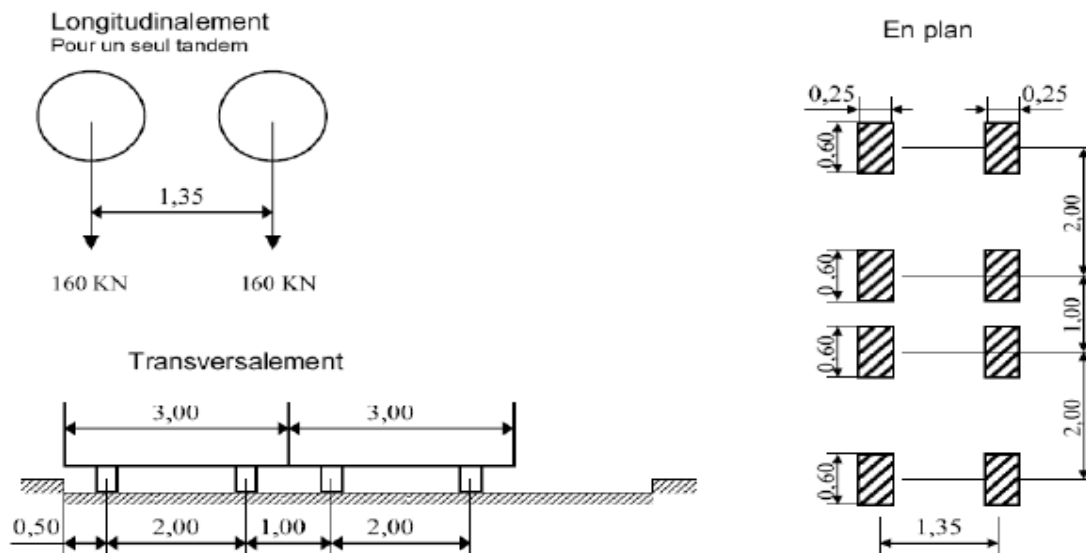


Figure. IV.4. Disposition du système Bt [3]

La surcharge B_t est pondérée par b_t :

- $b_t = 1$ pour les ponts de 1ère classe,
- $b_t = 0.90$ pour les ponts de 2ème classe

Ce qui donne une charge $B_t = 768 \text{ kN}$.

IV.3.3 surcharges militaire

Pour le calcul du pont, on doit prendre en compte les surcharges provoquées par les convois militaires qui sont parfois plus défavorable que les surcharge A et B.

Les convois militaire se divisent en deux classes M120 et M80 qui de leurs tours se subdivisent en deux sous types Mc et Me.

a. surcharge Mc :

Composé de véhicules à chenilles de poids :

72t \longrightarrow Mc80

110t \longrightarrow Mc120

Toutefois, on s'intéressera uniquement aux surcharges Mc120 dont les caractéristiques sont illustrées dans la figure ci-dessous :

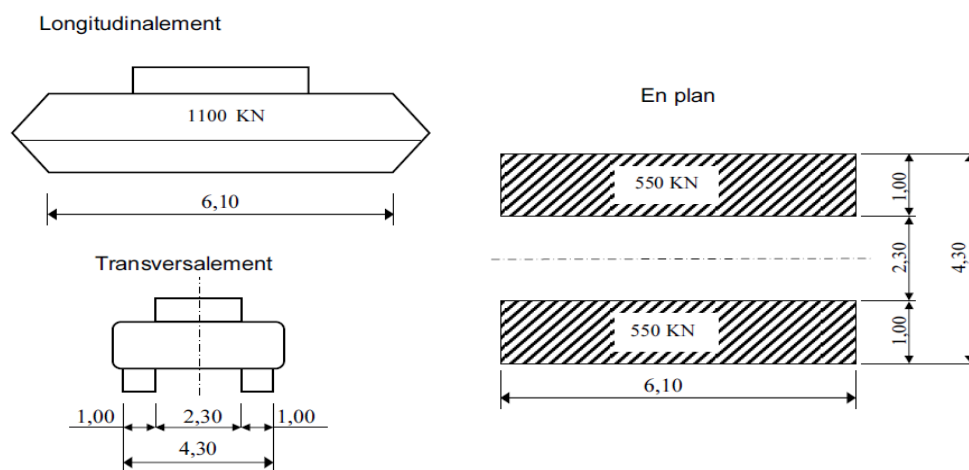


Figure. IV.5. Disposition du système Mc120

IV.3.4 convois exceptionnels :

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

1. Convois types D :

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

a. Convoi type D280:

Ce convoi comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes répartis au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé, la distance entre axes des deux rectangles est de 19 m .

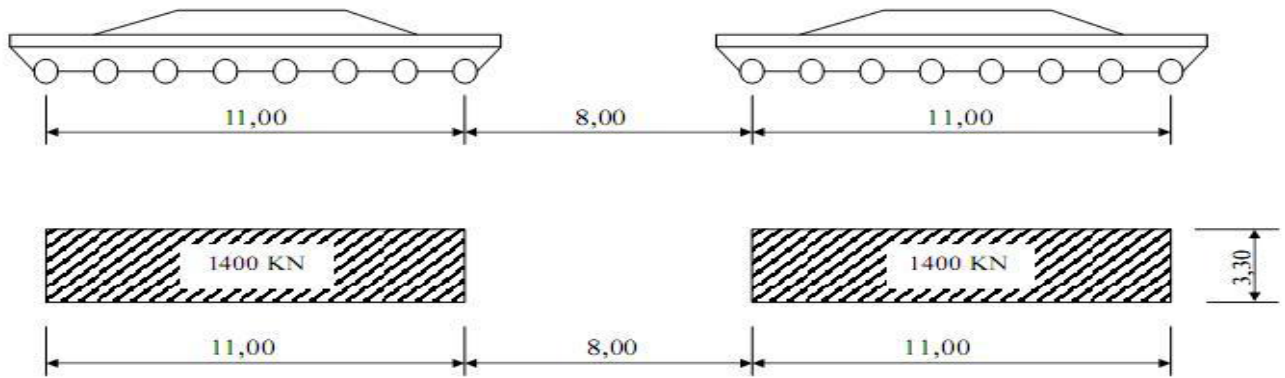


Figure. IV.6. Disposition du système D280

b. Convoi type D240 :

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux, et de charge totale de 240 tonnes comme il est illustré dans la figure qui suit :

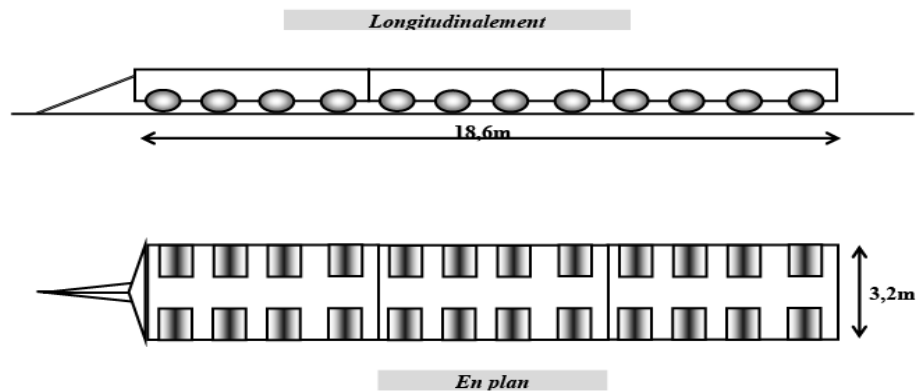


Figure. IV.7. Disposition du système D240

2. Convois types E :

Le convoi exceptionnel de type E comporte deux types :

a. type E360 :

Constitué une remorque de trois éléments à quatre ligne à trois essieux, de 360 t de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle chargé uniformément de 5,10m de largeur et de 18,60m de longueur.

b. type E400 :

Ce convoi comporte deux remorques supportant chacune 200 tonnes répartis au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de dimensions (15mx3,3m), la distance entre axes des deux rectangles est de 18 m.

IV.3.5 coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes de charges B et Mc 120 sont majorés par un coefficient δ appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une étude pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient.

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = \alpha + \beta \\ \alpha = \frac{0,6}{1 + 4G/S} \\ \beta = \frac{0,4}{1 + 0,2L} \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} G : \text{ Poids propre de l'élément considéré.} \\ S : \text{ Surcharge maximale.} \\ L : \text{ La longueur de l'élément considéré.} \end{array} \right.$$

Le tableau suivant résume le coefficient de majoration pour la travée de rive et pour la travée intermédiaire :

Type de la travée	G (KN)	Système de charge	S (KN)	δ
Travée de rive (27,5m)	4826,53	Bc	1920	1,115
		Mc120	1100	1,095
		Fc	1,7	1,061
Travée intermédiaire (50m)	8775,50	Bc	1920	1,067
		Mc120	1100	1,054
		Fc	1,7	1,036

Tab IV.8 Les valeurs de coefficient de majoration δ

N.B Fc est défini ci-dessous.

IV. 4 Force centrifuge (Fc) :

Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système Bc disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface, Valeur de la force centrifuge développée par un essieu [3]:

$$\text{Pour } \left\{ \begin{array}{l} R \leq 400\text{m} \\ R > 400\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} F_c = \frac{R+150}{6R+350} \\ F_c = \frac{80}{R} \end{array} \right.$$

Tel que :

- ✓ R est le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont.
- ✓ Fc est la force centrifuge en tonne.

Pour notre ouvrage, on a un rayon $R=470\text{m}$, ce qui donne une force centrifuge $F_c=1,7\text{KN}$.

$F_c = 1.7\text{KN}$

Comme pour les systèmes de charge Bc et Mc, la force centrifuge est multipliée par le coefficient de majoration δ (calculé en IV.3.5),[3].

IV. 5 Force de freinage (Fr) :

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

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

Cet effort est donné par [3] :

$$Fr = \frac{Ax\Omega}{20+0,0035\Omega} \quad \Omega = \text{surface chargée en (m}^2\text{)}$$

Pour notre ouvrage, La surface chargée a une largeur chargeable $l_s = 12$ m et une longueur totale $L = 155$ m d'où :

$$\Omega = L \times L_c = 155 \times 12 = 1860 \text{ m}^2$$

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

$$A = a_1 a_2 A(L) = 0,75 \times 1,17 \times 445,56 = 392,1 \text{ kg/m}^2$$

$$Fr = \frac{3,921 \times 1860}{20 + 0,0035 \times 1860} = 275,11 \text{ KN}$$

Alors, l'effort de freinage développé sous le système A Fr = 275,11 KN.

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

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi, les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, de même pour le coefficient bc. L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité au poids d'un véhicule de 30t.

D'où, l'effort de freinage développé sous le système Bc..... Fr = 300 KN.

IV. 6 Combinaisons de charges:

Il convient de combiner les différentes charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limitent à considérer. Les combinaisons de charges expriment différentes répartitions des efforts appliqués (en distinguant les charges permanentes, d'exploitation et climatiques) aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre.

Un coefficient de majoration est affecté à chaque charge et surcharge en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante, ces coefficients de majoration sont mentionnés sur le tableau ci-dessous :

Type de charge	ELU	ELS
Poids propre G	1,35	1
A(l)	1,6	1,2
Bc	1,6	1,2
Mc120	1,35	1
D240	1,35	1
D280	1,35	1
Vent	1,5	0
Température ΔT	0	0,5

Tab IV.9 Coefficients multiplicateurs des différentes charges [6]

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

G : l'ensemble des charges permanentes.

A(l) : surcharge du système A.

Bc : surcharge du système Bc.

Mc120 : charge militaire.

D240, D280 : charge exceptionnelle.

W : vent sur ouvrage.

ΔT : variation uniforme de température.

Etat limite	Combinaison	N° de la combinaison
ELU	1,35G +1,6(A(l) +ST)	1
	1,35G +1,6(BC +ST)	2
	1,35G +1,35MC120	3
	1,35G +1,35D240	4
ELS	G +1,2 (A(l) +ST)	5
	G +1,2 (BC +ST)	6
	G +1,2 Mc120	7
	G + D240	8
	G +1,2(A(l) +ST) +0,5 ΔT	9
	G +1,2 (BC +ST) +0,5 ΔT	10
	G +MC120 + 0,5 ΔT	11
	G +D240 +0,5 ΔT	12

Tableau IV.10 Les différentes combinaisons de charges [6]

IV.7 Conclusion

Après avoir terminé avec la définition des charges et surcharge on passe à l'étude en phase d'exécution de notre ouvrage dans le chapitre ci-après, rappelant que notre ouvrage est de première classe, il est composé de 4 voies de 3m de largeur. Il est bordé de deux barrières de sécurité. L'ouvrage est calculé sous les systèmes de charge A, Bc, Bt, Mc120 et le convoi D.

Chapitre V

Etude en phase d'exécution

V.1.Introduction :

Le présent chapitre va porter sur l'étude en phase d'exécution qui se déroulera suivant un algorithme bien précis en fait de faciliter la mise en œuvre, le coût de l'ouvrage et l'optimisation de la méthode de construction.

Le calcul des sollicitations dans le tablier doit tenir compte des phases de construction. Dans le cas étudié, les phases déterminantes sont :

- Mise en place de la charpente métallique
- Coulage de la dalle en béton par étapes

V.2. modélisation:

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour but l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

1. définition des lignes de construction du pont.
2. la définition des matériaux utilisés (béton, acier).
3. la définition des différentes sections de l'ouvrage.
4. la définition des conditions d'appuis.
5. la définition de cas de charge et des combinaisons de calcul
6. l'analyse de la structure.
7. vérification et interprétations des résultats.

Le modèle de la structure généralement utilisé est l'assimilation de la structure porteuse à une barre de section identique à la section transversale de pont et analysée au moyen de la statique des barres. Cette modélisation est admissible si les hypothèses suivantes sont remplies [9] :

- ✓ La longueur de la poutre est nettement plus grande que les dimensions de la section transversale (largeur et hauteur),
- ✓ La forme de la section transversale est conservée après déformation,
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Les appuis sont considérés comme des appuis simple au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées, enfin, l'étude de notre ouvrage sera effectuée selon deux phases :

- 1- Etude en phase d'exécution.
- 2- Etude en phase de service.

V.3 Les différentes étapes de construction du pont :

La réalisation d'un pont mixte passe essentiellement par trois étapes résumées comme suit :

d) Construction des appuis (culées et piles) :

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble.

Les appuis sont réalisés en deux étapes :

- Réalisation de l'infrastructure (semelles et pieux).
- Réalisation de la partie superficielle des appuis.

e) Pose de la charpente métallique :

La rapidité d'exécution et la minimisation des durées d'interruption de la circulation des voies franchies constituent dans certains cas des critères déterminants pour le choix d'un mode d'exécution.

Suite à la fabrication des tronçons en usine, le montage des structures métalliques comporte plusieurs opérations élémentaires :

- l'assemblage des tronçons par soudages.
- la mise en place de la charpente dans sa position définitive.

Les techniques de montage les plus utilisées sont le lançage et le grutage, dans notre cas le montage se fait biais de grue.

La mise en place par levage à la grue est très avantageuse car elle demande une installation de chantier réduite et peu de personnel. Elle nécessite toutefois une grande accessibilité autour de l'ouvrage.

f) Coulage de la dalle :

Bien qu'il existe de nombreuses méthodes de coulage de la dalle, la méthode la plus utilisée est celle dite « en piano » qui consiste à couler d'abord une partie de la travée ensuite couler une autre partie de la travée adjacente et revenir à la fin au coulage de la zone d'appui.

Dans le cas d'une dalle coulée sur place et directement liée à la structure métallique lors de la prise de béton, les opérations de bétonnage peuvent introduire des efforts de traction dans la dalle sur appui intermédiaire, contribuant à la création d'une fissuration transversale dans la dalle. [9]

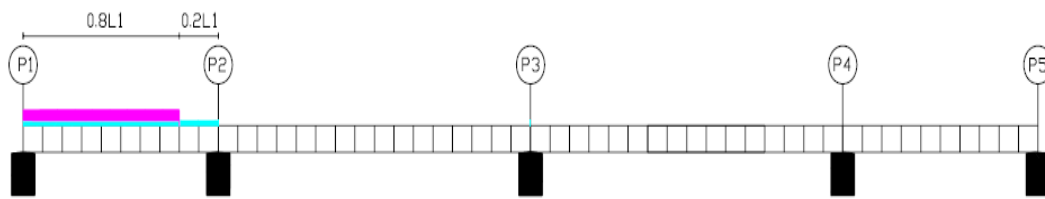
La méthode de bétonnage dite en piano permet d'éviter cette traction sur appuis.

V. 4. Les différentes étapes de bétonnage de la dalle :

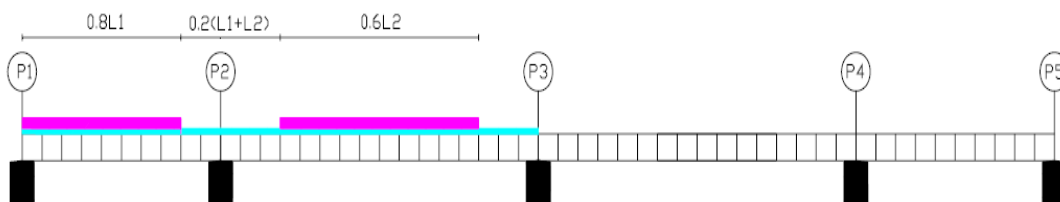
En suivant la méthode de bétonnage décrit précédemment le coulage de la dalle de notre ouvrage passe par sept phases illustrées dans les schémas qui suivent :

Phase 1 :

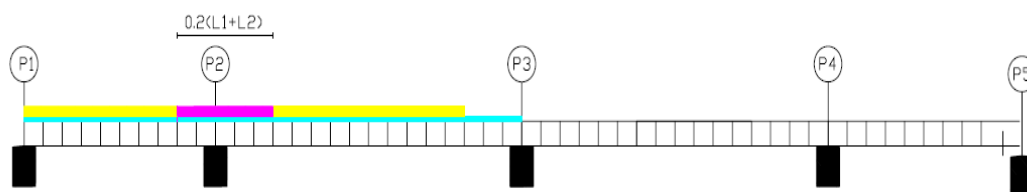
Elle comporte la mise en œuvre des pré-dalles de la travée p1-p2 et le bétonnage d'une partie de cette dernière.

**Phase 2 :**

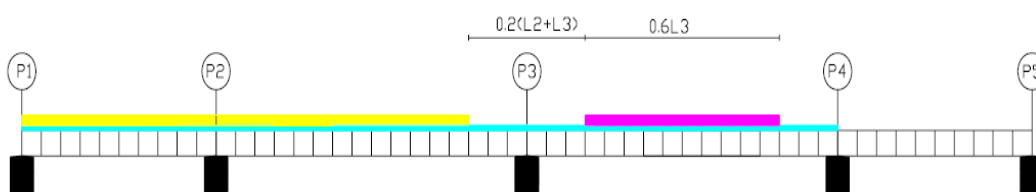
Elle consiste à la mise en place des prédalles de la travée p2-p3 et le coulage d'une partie de la dalle de la travée p2-p3.

**Phase 3 :**

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui p2.

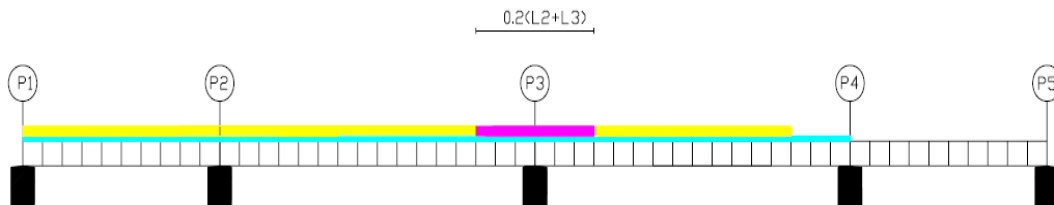
**Phase 4 :**

On prévoit la mise en œuvre des prédalles de la travée p3-p4 et le bétonnage d'une partie de cette dernière.

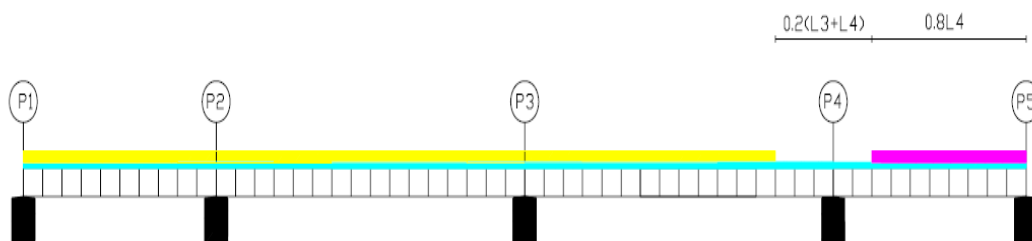


Phase 5 :

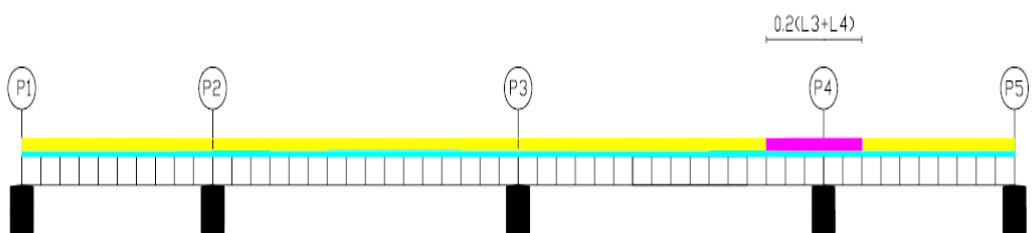
On procède au coulage de la dalle de la zone d'appui p3

**Phase 6 :**

Dans cette phase on met en œuvre des prédalles des de la travée p4-p5 et le coulage d'une partie de la dalle de la travée p4-p5.

**Phase 7:**

Dans la dernière phase on procède au coulage de la partie de la dalle sur l'appui p4.

**V.5. Evaluation des sollicitations :**

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

Phases	M_{\max} (KN.m)	M_{\min} (KN.m)	T_{\max} (KN)
Phase 1	9645,48	12154,71	-2110,33
Phase 2	22950,60	25402,71	3001,53
Phase 3	24201,19	-28268,64	-4131,39
Phase 4	21369,21	-35738,22	-3789,87
Phase 5	21953,92	-40279,23	4500,90
Phase 6	21351,85	-38661,25	-4418,88
Phase 7	21126,14	-39462,36	4440,29

Tableau. V.1. Sollicitations des différentes phases

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

a- Diagrammes du moment fléchissant :

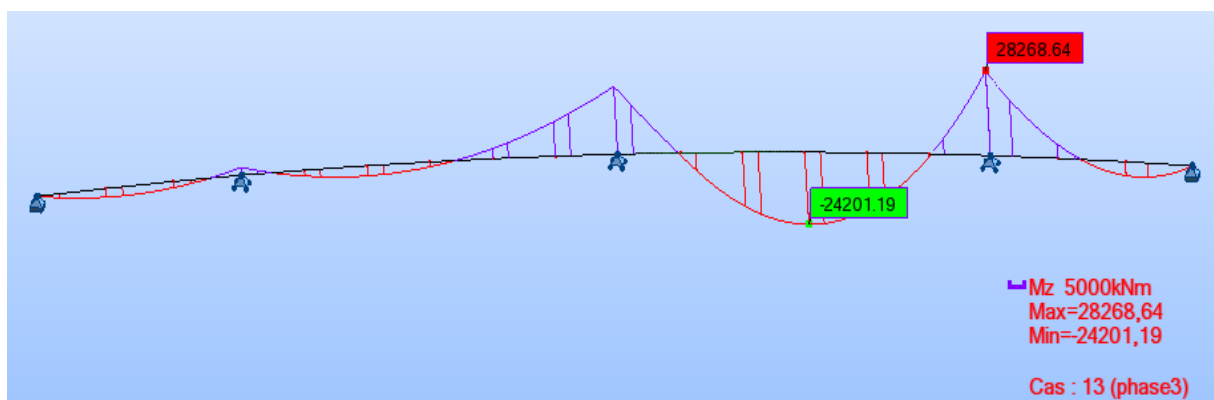


Figure. V.1 Diagramme du moment fléchissant de la phase 3

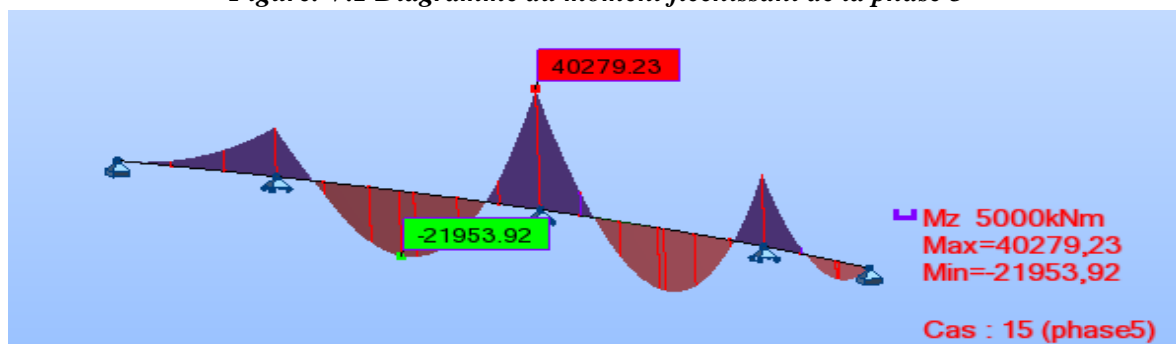


Figure. V.2 Diagramme du moment fléchissant de la phase 5

b- Diagrammes de l'effort tranchant :

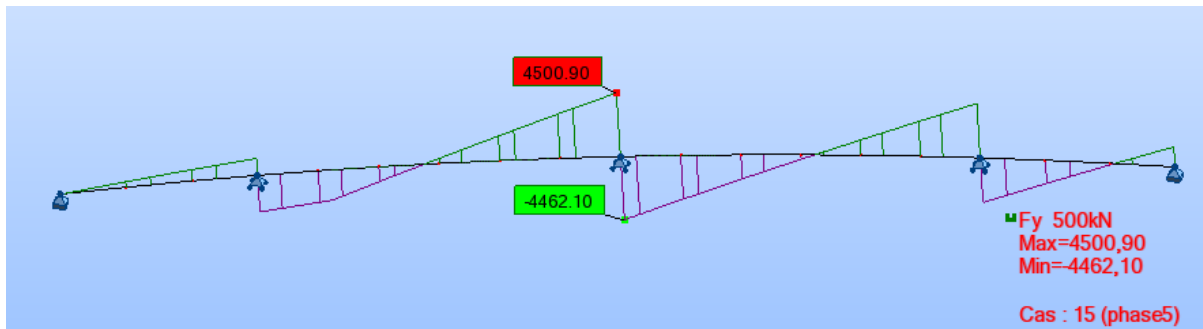


Figure. V.3. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 5

Remarque : les autres diagrammes de moment fléchissant et l'effort tranchant se trouve en annexe I

V.6. Caractéristiques géométriques de la section d'acier :

Avant de procéder aux différentes vérifications, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de la section d'acier puisque c'est cette dernière qui résiste seule aux différentes sollicitations en phase d'exécution étant donné que la section de béton est considérée comme non participante.

V.6.1 Détermination du centre de gravité de la section d'acier Y_G :

En raison de la symétrie $X_G=0$.

Il reste à déterminer Y_G tel que : $Y_G = \frac{\sum Y_{gi} \cdot nS_i}{\sum nS_i}$

Y_{gi} : centre de gravité de l'élément « i ».

S_i : surface de l'élément « i ».

n : nombre des éléments possédant la même coordonnée du centre de gravité Y_{gi} .

Ces paramètres sont résumés dans le tableau suivant

	dimensions (mm x mm)	n	Y_{gi} (mm)	S_i (10^2 mm ²)
Semelle supérieure	1000X50	2	1575	500,00
Semelle inférieure	5800X40	1	20	2320,00
Ame	1667X20	2	795	333,4
âme du raidisseur	30 X250	4	165	75,00
semelle du raidisseur	250X30	4	305	75,00

Tableau V.2 centre de gravité des éléments de la section d'acier

Tout calcul fait donne :

$$Y_G = 499,45 \text{ mm}$$

$$S_a = 0,459 \text{ m}^2$$

V.6.2 Détermination de l'inertie de la section d'acier I_a :

Le tableau suivant résume les différentes inerties des éléments de la section d'acier par rapport au centre de gravité de la section.

	Dimensions (mm *mm)	n	Y _{gi} (mm)	S _i (10 ² mm ²)	I _{xxi} / Y _{gi} (10 ⁶ mm ⁴)	D _i (mm)	I _{xxi} / Y _G (10 ¹⁰ mm ⁴)
Semelle supérieure	1000X50	2	1575	500	10,41	1076	5,79
Tôle de fond	5800X40	1	20	2320	30,93	-480	5,35
Ame	1667X20	2	795	344	1379	296	0,439
Ame de raidisseur	30X250	4	165	75,00	39,06	-334	0,088
Semelle de raidisseur	250X30	4	305	75,00	0,56	-195	0,028

Tableau V.3.moment d'inertie des éléments de la section.

- Y_{gi}: centre de gravité de l'élément « i ».
- S_i : surface de l'élément « i ».
- n : nombre des éléments possédant la même inertie.
- I_{xxi}/ Y_{gi} : moment d'inertie de l'élément « i » par rapport à son centre de gravité.
- I_{xxi}/ Y_G : moment d'inertie de l'élément « i » par rapport au centre de gravité de la section d'acier.

➤ On a $I_a = \sum n I_{xxi} / Y_G$.

Donc :

$$I_a = 1.83 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

V.6.3. Les différentes étapes de vérification :

Les principales vérifications sont effectuées pour garantir l'aptitude au service et la sécurité structurale.

V.6.3. 1. Vérification des contraintes normales :**➤ Contraintes normales [10] :**

Les contraintes normales dans la semelle supérieure σ_s et inférieure σ_i sont les contraintes de compression et de traction, σ est la contrainte élastique admissible dans l'acier de la poutre est

$$\sigma_s = \frac{M_y V_s}{I_a} \quad , \quad \sigma_i = \frac{M_y V_i}{I_a} \quad , \quad \sigma = \frac{f_y}{1,1} = 322,72 \text{ Mpa.}$$

Tel que :

- M_y : le moment positif (négatif) maximal. D'après les diagrammes ci-dessus on a :

$$M_{y \text{ positif}} = 24,20 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y \text{ négatif}} = -40,27 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

- V_s, i = la hauteur de la fibre supérieure, (inférieure respectivement) par rapport au centre de Gravité de la section d'acier Y_G , d'où :

$$V_s = 1100 \text{ mm} \quad , \quad V_i = 499,45 \text{ mm.}$$

a) Vérification des contraintes dues au moment positif :

$$\sigma_s = \frac{M_y V_s}{I_a} = \frac{24,20 \times 1,100}{1,89} = 145,55 \text{ Mpa} \leq \sigma = 322,72 \text{ Mpa,}$$

✓ la contrainte de compression dans l'acier est vérifiée

$$\sigma_i = \frac{M_y V_i}{I_a} = \frac{24,20 \times 0,499}{0,183} = 65,55 \text{ Mpa} \leq \sigma = 322,72 \text{ Mpa,}$$

✓ la contrainte de traction dans l'acier est vérifiée.

b) Vérification des contraintes dues au moment négatif :

$$\sigma_s = \frac{M_y V_s}{I_a} = \frac{40,27 \times 1,1}{0,183} = 242,23 \text{ Mpa} \leq \sigma = 322,72 \text{ Mpa,}$$

✓ la contrainte de traction dans l'acier est vérifiée.

$$\sigma_i = \frac{M_y V_i}{I_a} = \frac{40,27 \times 0,499}{0,183} = 109,93 \text{ Mpa} \leq \sigma = 322,72 \text{ Mpa,}$$

✓ la contrainte de compression dans l'acier est vérifiée.

V.6.3.2: Vérification de la contrainte de cisaillement:

L'effort tranchant est considéré comme entièrement pris par les âmes du caisson, la contrainte de cisaillement dans chacune des âmes en tenant compte de l'inclinaison est donnée par la relation suivante :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{2 \cdot A \cdot \cos(\theta)}$$

T_{\max} : L'effort tranchant maximum. ($T_{\max}=4,5\text{MN}$)

A : l'aire de l'âme. ($A=0,0334\text{m}^2$)

θ : L'angle de l'inclinaison de l'âme par rapport à la verticale. ($\theta = 25^\circ$)

Il faut vérifier que : $\tau_{\max} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$

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

Dans notre cas :

$$\tau_{\max} = \frac{4,5}{2 \cdot 0,0334 \cdot \cos(25)} = 74,33\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 205\text{Mpa}$$

Donc $\tau_{\max} < \bar{\tau}$

✓ Contrainte de cisaillement vérifiée.

V.6.3.3: Vérification du voilement de l'âme :

Le voilement est un phénomène d'instabilité de plaques minces sollicitées dans leur plan, il y a lieu de le vérifier.

On vérifie ici le panneau dont les sollicitations sont les plus élevées.

Le panneau de l'âme considérée est délimité par les semelles et les cadres d'entretoisement. Il est de dimensions ($a \times b$) et d'une épaisseur t_w tel que :

$$a=1,667\text{m} \quad ; \quad b=4\text{m} \quad ; \quad t_w=0,02\text{m}$$

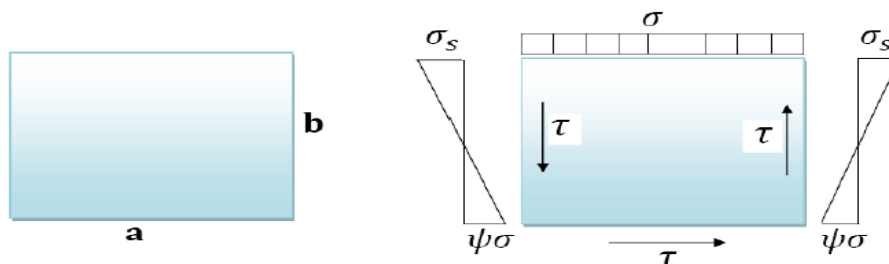


Figure. V.4. Contraintes dans l'âme.

La vérification du voilement consiste à vérifier la condition donnée par [3]:

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

Avec :

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte de cisaillement.

S_σ : dépend du paramètre ψ

ψ : le rapport entre la contrainte de traction maximale et la contrainte de compression maximale.

$$S_\sigma = \begin{cases} 1,8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1,4 + 0,4 \psi & \text{Si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{Si } \psi \leq -1 \end{cases}$$

Les contraintes critiques sont définies comme suit :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma = 190000 \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\tau = 190000 \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\tau$$

K_σ, K_τ : Valeurs minimales des coefficients de voilement données en fonction des conditions de bord et les types de sollicitations. Ils dépendent des paramètres ψ et $\alpha = \frac{a}{b}$.

$$\psi \leq -1 \text{ et } \alpha \geq 0,667 \quad K_\sigma = 23,9$$

$$0 \leq \psi \leq 1 \quad \begin{cases} \alpha \geq 1 & K_\sigma = \frac{8,4}{\psi + 1,1} \\ \alpha \leq 1 & K_\sigma = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,1}{\psi + 1,1} \end{cases}$$

$$-1 \leq \psi \leq 0 \quad K_\sigma = (1 + \psi) (\psi \geq 0) - (\psi \leq -1) + 10\psi (1 + \psi)$$

$$K_{\tau} = \begin{cases} 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \geq 1 \\ 4 + \frac{5,34}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \leq 1 \end{cases}$$

Pour le cas de notre ouvrage :

Les contraintes maximales de traction et de compression à calculer dans l'âme sont celles obtenues pour le moment positive $M=24,02119\text{Mpa}$

$$\sigma_t = \frac{M \times (V_i - e_1)}{I_a} = \frac{24,2 \times (0,499 - 0,04)}{0,183} = 58,87\text{Mpa}$$

$$\sigma_c = \frac{M \times (V_s - e_2)}{I_a} = \frac{24,2 \times (1,1 - 0,05)}{0,183} = 138,92\text{Mpa}$$

e_1 ; e_2 sont respectivement les épaisseurs de la tôle de fond et des semelles supérieures.

$$\psi = -\frac{\sigma_t}{\sigma_c} = -\frac{58,87}{138,92} = -0,424$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{4}{1,667} = 2,40$$

Tout calcul fait donne :

$$K_{\sigma} = 14,80 ; \quad K_{\tau} = 6,03 \quad ; \quad S_{\sigma} = 1,23$$

$$\sigma_{cr} = 190000 \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_{\sigma} = 190000 \times \left(\frac{0,02}{1,667}\right)^2 \times 14,80 = 404,76\text{Mpa}$$

$$\tau_{cr} = 190000 \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_{\tau} = 190000 \times \left(\frac{0,02}{1,667}\right)^2 \times 6,03 = 164,91\text{Mpa}$$

$$\left(S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = \left(1,23 \frac{138,92}{404,76}\right)^2 + \left(\frac{74,33}{164,91}\right)^2 = 0,38 \leq 1,8$$

✓ La condition de stabilité vis-à-vis du voilement est bien vérifiée.

V.7.conclusion :

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

Chapitre VI

Etude en phase de service

VI.1. Introduction :

Ce chapitre a pour objectif, le dimensionnement de la dalle en béton et la détermination de ferrailage nécessaire avec l'étude de la section mixte après avoir évalué les différentes sollicitations aux différents états limites (ELS et ELU) et enfin on procède aux vérifications vis-à-vis les phénomènes d'instabilité.

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

VI.2.1 Fonctionnement :

Dans sa fonction de platelage du tablier, la dalle en béton doit pouvoir supporter les charges permanentes et les surcharges locales de circulations routières ou ferroviaires et transmettre les sollicitations engendrées par ces dernières à la poutre métallique et la participation à la flexion de l'ensemble de l'ouvrage.

La dalle doit résister à la flexion transversale (locale) ce qui nous amène à chercher les moments transversaux M_x et M_y en vue de la dimensionner.

Les sollicitations sous les différentes charges obtenues de la flexion peuvent être calculées en considérant la dalle comme étant un panneau reposant dans le sens longitudinal sur les pièces de pont et dans le sens transversale comme étant appuyé sur les âmes métalliques tel illustré dans la figure ci-dessous :

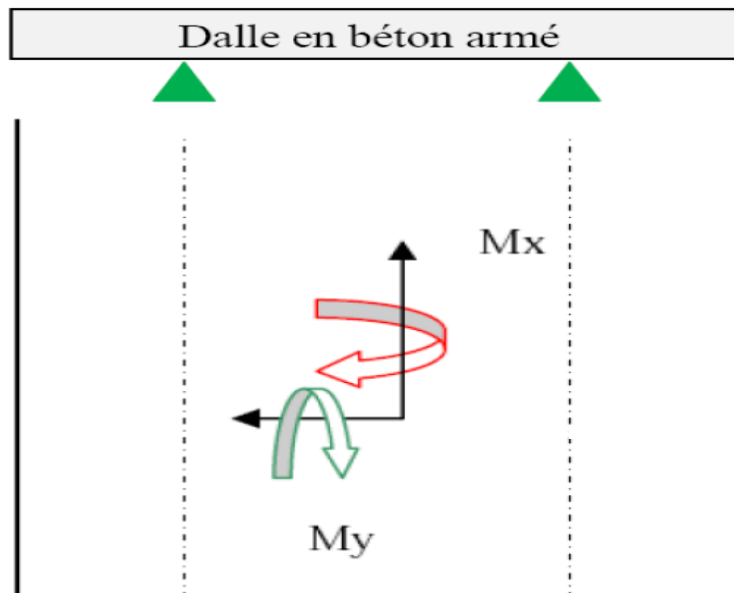


Figure VI.1 Modélisation de la dalle

M_y : moment transversal selon l'axe (Y)

M_x : moment longitudinal selon l'axe (X)

VI.2.2. Evaluation des sollicitations :

Le calcul des moments se fera au droit des deux sections dangereuses, à l'aide de logiciel Robot, on détermine les sollicitations les plus défavorables (moment positif, négatif et effort tranchant), pour une bande de un mètre de largeur dans le sens longitudinal et pour une autre bande de même largeur dans le sens transversal puis on procède au calcul des armatures :

A_{Ls} : Section d'armatures longitudinales supérieures.

A_{Li} : Section d'armatures longitudinale inférieures.

A_{Ts} : Section d'armatures transversales supérieures.

A_{Ti} : Section d'armatures transversales inférieures.

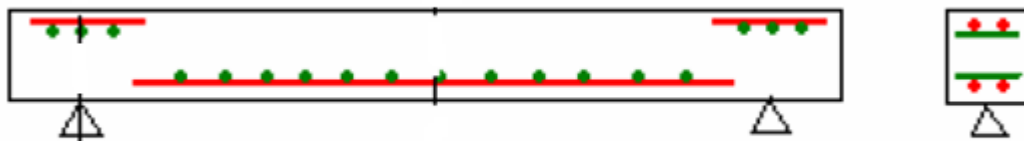


Figure VI.2. Section transversale de la dalle.

Les charges prises en compte pour le calcul sont :

a) charges permanentes :

On établira les moments tels qu'il est indiqué précédemment pour une tranche d'un mètre.

Les moments seront principalement calculés au droit des sections dangereuses. On notera

M_{Xp} : le moment positif dans le sens longitudinal.

M_{Xn} : le moment négatif dans le sens longitudinal.

M_{Yp} : le moment positif dans le sens transversal.

M_{Yn} : le moment négatif dans le sens transversal.

T_{max} L'effort tranchant maximum.

Le bilan des charges permanentes appliquées sur la bande de la dalle est le suivant :

- poids propre : 7KN/m^2 .
- revêtement : $2,2\text{KN/m}^2$.
- barrières : $3,15\text{KN/m}$ par barrière.

Les barrières sont prises comme des charges linéairement réparties tandis que le poids propre et le revêtement sont pris comme (charge surfacique) uniformément répartis. Les valeurs des sollicitations sous les effets des charges permanentes sont rapportées sur le tableau ci-après :

Charges permanentes	Sollicitations			
	M_{Xp} (+) (KN.m/m)	M_{Xn} (-) (KN.m/m)	M_{Yp} (+) (KN.m/m)	M_{Yn} (-) (KN.m/m)
	5,51	42,97	1,87	42,44

Tableau VI.1. Sollicitations dues aux charges permanentes

Les cartographies ci-dessous illustrent les sollicitations induites par le bilan de charges permanentes données par le logiciel Robot :

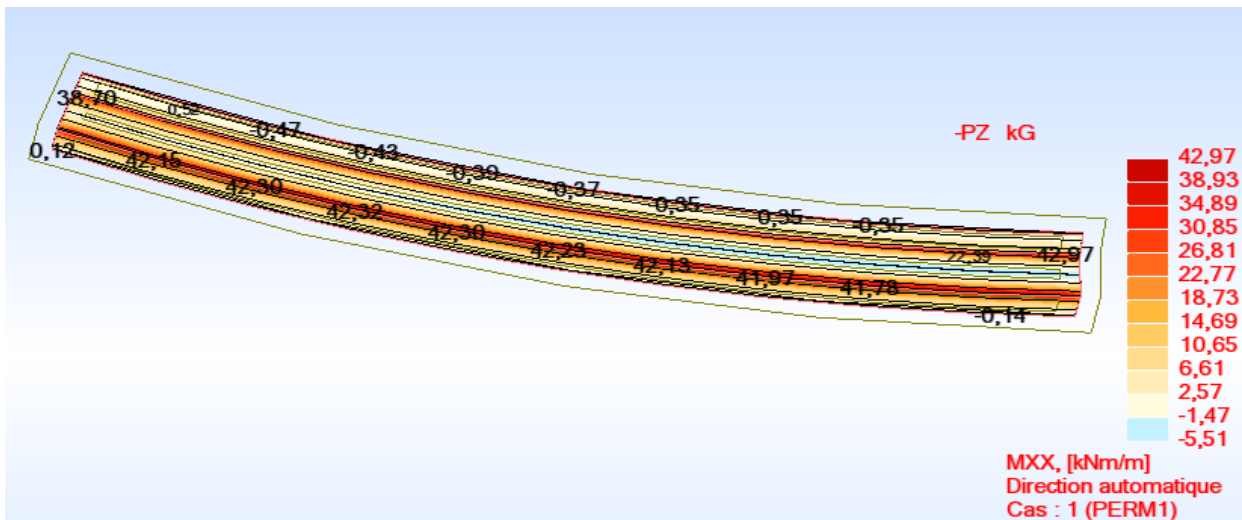


Figure VI.3. Cartographie du moment fléchissant M_{xx} dû aux charges permanentes.

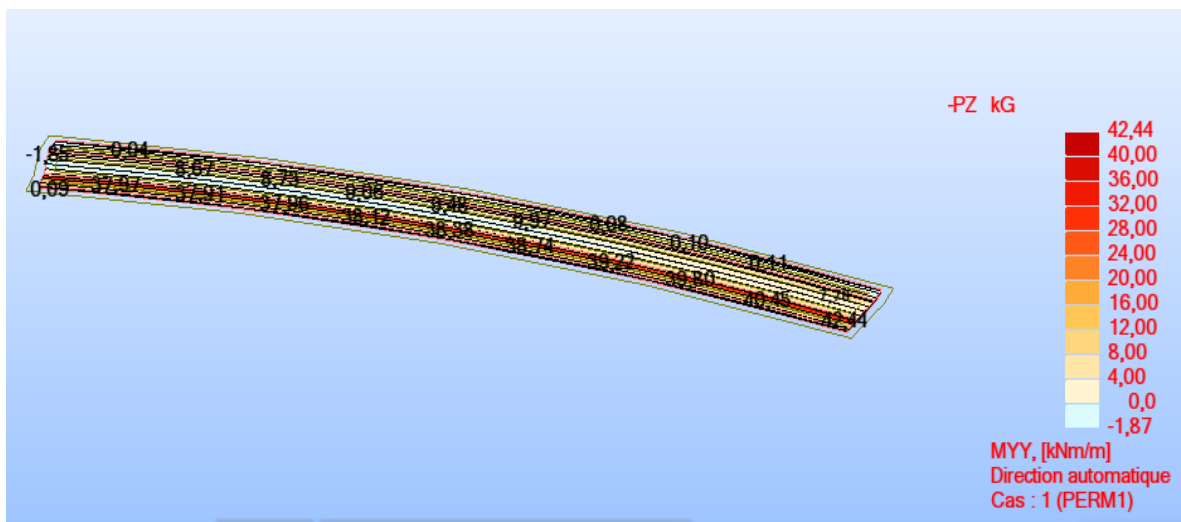


Figure VI.4. Cartographie du moment fléchissant M_{yy} dû aux charges permanentes.

b) Surcharges d'exploitations :

En ce qui concerne la flexion transversale les surcharges routières prises pour le calcul sont les suivantes :

- Système de surcharge A.
- Convoi de surcharge Bc.
- Convoi exceptionnel de type D240.

Le calcul des efforts se fera automatique à l'aide du logiciel Robot. On remarque que les valeurs maximales des moments ainsi que l'effort tranchant sont donnés par les convois Bc et D240.

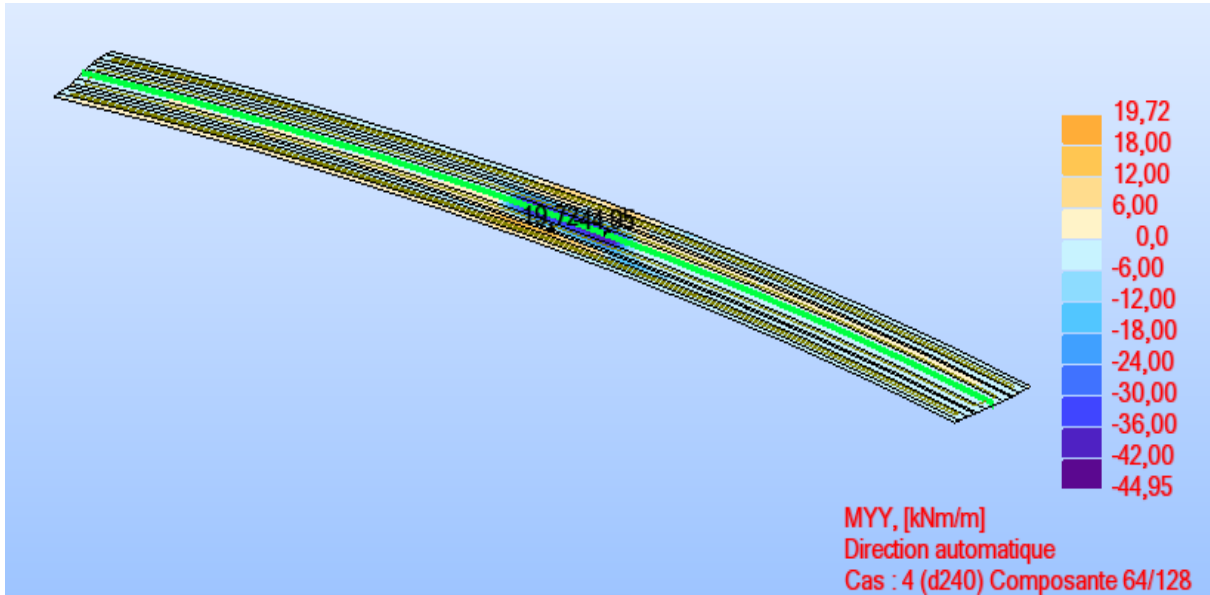


Figure VI.5. Cartographie du moment fléchissant M_{yy} dû au convoi D240.

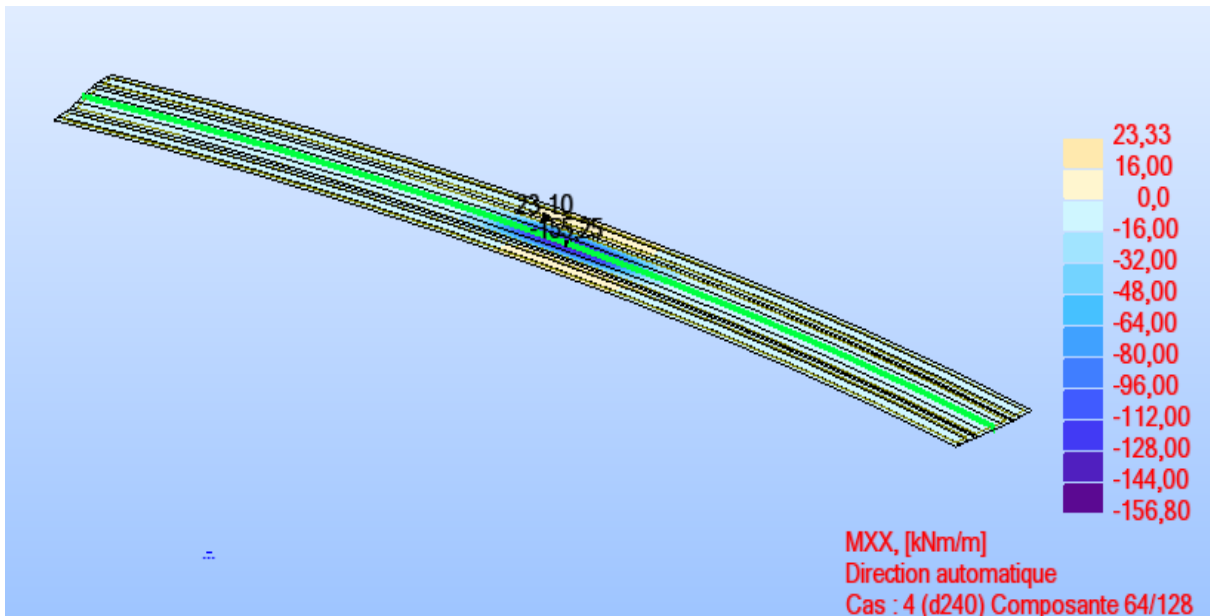


Figure VI.6. Diagramme du moment fléchissant M_{xx} dû au convoi D240.

Surcharges	Sollicitations			
	M_{Xp} (+) (KN.m/m)	M_{Xn} (-) (KN.m/m)	M_{Yp} (+) (KN.m/m)	M_{Yn} (-) (KN.m/m)
Bc	115,112	87,93	74,23	60,07
D240	155,25	23 ,10	44,95	19,72

Tableau VI.2.Sollicitations dus aux charges d'exploitation

VI.2.3.Combinaisons de calcul :

Le calcul se fait en suivant les combinaisons aux états limites ultimes et de services données par le règlement référence:

- **Etat limite ultime (ELU):**
1.35G+1 ,5Q
- **Etat limite de service (ELS) :**
G+Q

G : Efforts donnés par les charges permanentes.

Q : Efforts donnés par les charges d'exploitations(le plus défavorable).

Les valeurs des moments et de l'effort tranchant données par les deux combinaisons sont indiquées dans le tableau suivant :

	M_{Xp} (+) (KN.m/m)	M_{Xn} (-) (KN.m/m)	M_{Yp} (+) (KN.m/m)	M_{Yn} (-) (KN.m/m)
Charges permanentes G	5,51	42,97	1,85	42,44
Bc	115,112	87,93	74,23	60,07
D240	155,25	23 ,10	44,95	19,72
ELU	240,31	189,9	113,84	147,4
ELS	160,76	130,9	76,08	102,51

Tableau VI.3.Sollicitations sous combinaisons de calcul.

VI.2.4 .Calcul du ferrailage longitudinal :

a) Section des armatures longitudinales inferieures (A_{Li}):

▪ Calcul à l'ELU :

Le moment ultime $M_U=240,31$ KN.m soit $M_u=0,24031$ MN.m
 $b=1$ m ; $d=0,25$ m

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{0,24031}{1 \times (0,25)^2 \times 22,6} = 0,17 < 0,187 \quad \longrightarrow \quad \text{Pivot A}$$

$$A_{Li} = \frac{0,8 \alpha x b x d x f_{bu}}{\sigma_s} \quad \text{Avec } \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,234$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\bullet \quad A_{Li} = \frac{0,8 \times 0,234 \times 1 \times 0,25 \times 22,6}{348} = 30,4 \text{ cm}^2$$

▪ On adopte pour l'ELU une section d'acier :

$$A_{Li} = 7HA25/ml(34,36 \text{ cm}^2)$$

❖ Vérification des contraintes à L'ELS:

Les contraintes à l'ELS doivent vérifier les deux conditions suivantes :

• Pour le béton :

$$\sigma_{bmax} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

• Pour l'acier :

$$\sigma_{smax} \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \quad \text{dans le cas de la fissuration préjudiciable ;}$$

$$f_{t28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\eta = 1,6 \quad (\text{cas des armatures à haute adhérence}).$$

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

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

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

$$n=15$$

Y_{max} étant la solution de l'équation : $by^2 + 30 A_{Li}y - 30dA_{Li} = 0$

- Tout calcul fait donne : $Y_{max} = 15,87m$

$$I = \frac{b}{3} Y_{max}^3 + 15 A_{Li} (d - Y_{max})^2 = 1,76 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$M_{ser} = 160,76 KN \cdot m = 0,16076 MN \cdot m/m$$

D'où les résultats suivantes :

- $\sigma_{bmax} = \frac{0,16076 \times 0,1587}{1,76 \cdot 10^{-3}} = 14,49 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 24 Mpa$
- $\sigma_{smax} = 15 \cdot \frac{0,16076 \cdot (0,25 - 0,1587)}{1,76 \cdot 10^{-3}} = 125 < \bar{\sigma}_s = 241 Mpa$

Les contraintes à l'ELS sont bien vérifiées donc la section calculée à l'ELU sera maintenue.

$$A_{Li} = 7HA25/ml(34,36 cm^2) \text{ Avec un espacement } \delta_{A_{Li}} = \frac{100 - 7 \times 2,5}{7} = 12 cm$$

b) Section d'armatures longitudinales supérieures (A_{Ls}) :

❖ Calcul à l'ELU (moment négatif) :

Le moment ultime $M_u = -0,1899 MN \cdot m$

$$\mu = \frac{0,1899}{1 \times (0,25)^2 \times 22,6} = 0,134 < 0,187 \quad \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,18$$

$$\sigma_s = 348 Mpa$$

$$A_{Ls} = \frac{0,8 \times 0,18 \times 1 \times 0,25 \times 22,6}{348} = 23,38 cm^2$$

On adopte pour l'ELU une section d'armature :

- $A_{Ls} = 5HA25/ml(24,54 cm^2)$

❖ Vérification des contraintes à L'ELS:

$$M_{ser} = 0,1309MN.m$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 24Mpa ; \overline{\sigma}_s = 241Mpa ; n=15$$

$$Y_{max} \text{ étant la solution de l'équation : } by^2 + 30 A_{Ls}y - 30dA_{Ls} = 0$$

- Tout calcul fait donne : $Y_{max} = 13,34cm$

$$I = \frac{b}{3} Y_{max}^3 + 15A_{Ls}(d - Y_{max})^2 = 1,3.10^{-3}m^4$$

- $\sigma_{bmax} = \frac{0,1309 \times 0,1334}{1,3.10^{-3}} = 13,23Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 24Mpa$
- $\sigma_{smax} = 15. \frac{0,1309.(0,25-0,1334)}{1,3.10^{-3}} = 179,88 < \overline{\sigma}_s = 241Mpa$

Les contraintes à l'ELS sont bien vérifiées donc la section calculée à l'ELU sera maintenu.

$$A_{Ls} = 5HA25/ml(24,54cm^2) \text{ Avec un espacement } \delta_{A_{Ls}} = \frac{100-5 \times 2,5}{5} = 18cm$$

VI.2.5 .Calcul du ferrailage transversal:

a) Section des armatures transversales inférieures(A_{Ti}) :

❖ Calcul à l'ELU (moment positif):

Le moment ultime $M_u=0,11384MN.m$

$$\mu = \frac{0,11384}{1 \times (0,25)^2 \times 22,6} = 0,08 < 0,187 \quad \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25. \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}\right) = 0,104$$

$$\sigma_s = 348Mpa$$

$$A_{Ti} = \frac{0,8 \times 0,104 \times 1 \times 0,25 \times 22,6}{348} = 13,5cm^2$$

On adopte pour l'ELU une section d'armature :

- $A_{Ti} = 8HA16/ml(14,07cm^2)$

▪ Vérification des contraintes à L'ELS:

$$M_{ser} = 0,07608MN.m$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 24\text{Mpa} ; \bar{\sigma}_s = 241\text{Mpa} ; n=15$$

$$Y_{max} \text{ Étant la solution de l'équation : } by^2 + 30 A_{Ti}y - 30dA_{Ti} = 0$$

$$\text{Tout calcul fait donne : } Y_{max} = 8,37\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} Y_{max}^3 + 15A_{Ti}(d - Y_{max})^2 = 0,86.10^{-3}\text{m}^4$$

- $\sigma_{bmax} = \frac{0,07608.0,0837}{0,86.10^{-3}} = 8,16\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24\text{Mpa}$
- $\sigma_{smax} = 15. \frac{0,07608 \times (0,25 - 0,0837)}{0,86.10^{-3}} = 214 < \bar{\sigma}_s = 241\text{Mpa}$

Les contraintes à l'ELS sont bien vérifiées donc la section calculée à l'ELU sera maintenu.

$$A_{Ti} = 8\text{HA16/ml}(14,07\text{cm}^2) \text{ Avec un espacement } \delta_{A_{Ti}} = \frac{100-8 \times 1,6}{8} = 11\text{cm}$$

b) Section des armatures transversales supérieures(A_{Ts}) :

❖ **Calcul à l'ELU (moment négatif) :**

Le moment ultime $M_u=0,1474\text{MN.m}$

$$\mu = \frac{0,1474}{1 \times (0,25)^2 \times 22,6} = 0,105 < 0,187 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25. \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,139$$

$$\sigma_s = 348\text{Mpa}$$

$$A_{Ts} = \frac{0,8 \times 0,139 \times 1 \times 0,25 \times 22,6}{348} = 18,06\text{cm}^2$$

On adopte pour l'ELU une section d'armature :

- $A_{Ts} = 10\text{HA16/ml}(20,10\text{cm}^2)$

- **Vérification des contraintes à L'ELS:**

$$M_{ser} = 0,10251\text{MN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 24\text{Mpa} ; \bar{\sigma}_s = 241\text{Mpa} ; n=15$$

$$Y_{max} \text{ Étant la solution de l'équation : } by^2 + 30 A_{Ts}y - 30dA_{Ts} = 0$$

- Tout calcul fait donne : $Y_{max} = 9,63\text{cm}$

$$I = \frac{b}{3} Y_{max}^3 + 15A_{Ts}(d - Y_{max})^2 = 1,01.10^{-3}\text{m}^4$$

- $\sigma_{bmax} = \frac{0,10251 \cdot 0,0963}{1,01 \cdot 10^{-3}} = 8,97 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 241 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{smax} = 15 \cdot \frac{0,10251 \cdot (0,25 - 0,0963)}{1,01 \cdot 10^{-3}} = 214,85 < \overline{\sigma}_s = 241 \text{ Mpa}$

Les contraintes à l'ELS sont bien vérifiées donc la section calculée à l'ELU sera maintenue.

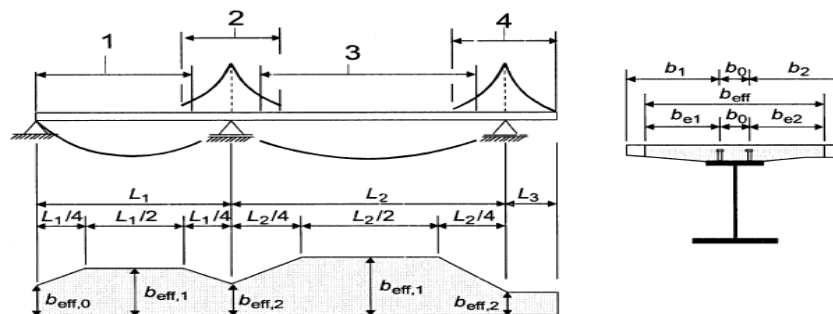
$$A_{Ts} = 10 \text{ HA16/ml} (20, 10 \text{ cm}^2) \text{ Avec un espacement } \delta_{A_{Ts}} = \frac{100 - 10 \times 1,6}{10} = 9 \text{ cm}$$

VI.2.6 Section de béton :

Lorsque l'analyse globale élastique est utilisée, une largeur efficace constante est prise sur toute la longueur totale de chaque travée. Au niveau d'un appui intermédiaire, la largeur efficace totale b_{eff} peut être déterminée par [1] :

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad \text{avec :}$$

- $\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1$, si $\beta_i \geq 1$ on prend $\beta_i = 1$.
- b_0 : est l'entraxe des connecteurs en saillie (les goujons de l'extrémité), sachant que l'enrobage minimal $\geq 50 \text{ mm}$ [1] .
- b_{ei} : est la valeur de la largeur efficace de la semelle en béton de chaque côté de l'âme, prise égale à $L_e/8$ sans être toutefois supérieure à la largeur géométrique b_i .
- L_e : L_e est la portée équivalente de la travée d'extrémité conformément à la Figure



Légende :

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ pour $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ pour $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ pour $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ pour $b_{eff,2}$

Figure VI.7. Détermination de la largeur efficace [1]

Ces relations nous donnent :

$$L_e = 0,85 L = 0,85 \times 27,5 = 23,38 \text{ m} ; b_1 = b_2 = 3,41 \text{ m} ; \beta_1 = \beta_2 = 0,72.$$

$$b_0 = 100 - (c \times 2) - D_g = 100 - (9 \times 2) - 2,2 = 88,8 \text{ cm}$$

c : est l'enrobage pris égale à 9 cm.

D_g : est le diamètre d'un goujon.

$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} = 5,71\text{m}$ d'où la largeur efficace totale de la dalle en béton est $b_{eff} = 11,42\text{m}$

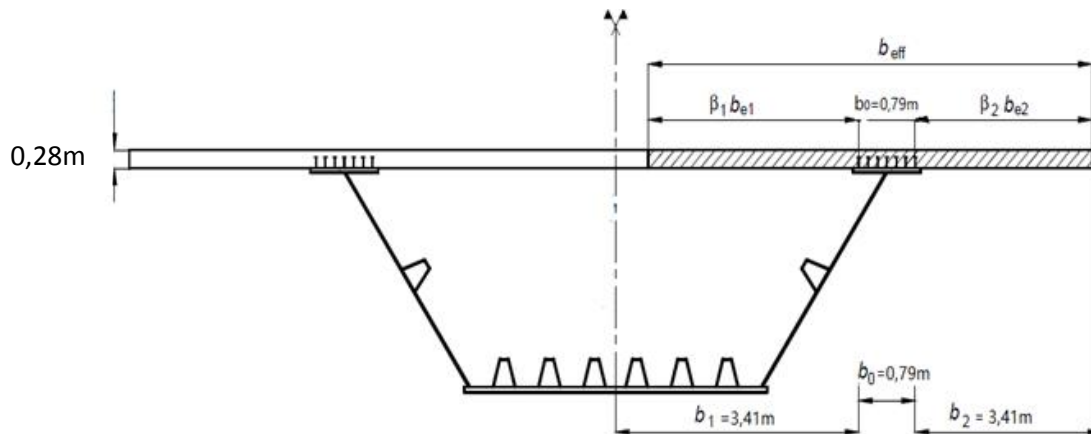


Figure VI.8. Largeur efficace de la dalle.

a) Aire de la dalle :

L'aire de la dalle est donnée par :

$$S_b = b_{eff} \times e \quad \text{tel que : } e = 28\text{cm d'où}$$

$$S_b = 3,2\text{m}^2$$

b) L'inertie de la dalle :

$$I_b = \frac{b_{eff} \times e^3}{12} = \frac{11,42 \times 0,28^3}{12}$$

$$I_b = 0,02\text{m}^4$$

VI .3 justification de la section mixte :

VI.3.1. Hypothèses de calcul :

Afin d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier son comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées. A cet effet, on suppose que les hypothèses ci-dessous sont vérifiées :

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

$$\varepsilon = \sigma a / E a \dots\dots\dots \text{pour l'acier.}$$

$$\varepsilon = \sigma b / E b \dots\dots\dots \text{pour le béton.}$$

D'après la première hypothèse on a :

$$\sigma_a/\sigma_b = E_a/E_b = n$$

Avec :

$$E_{bi} = 1100(f_{cj})^{0,3} \quad \text{pour des charges instantanées.}$$

$$E_{bv} = \frac{E_{bi}}{3} \quad \text{pour des charges à long terme (différées).}$$

n : coefficient d'équivalence variant en fonction de E_b , et prenant les valeurs présentées sur le tableau ci-dessous, pour chaque type de sollicitation :

sollicitation	Chargement	n
Charge instantanées	Surcharge	6
charges différées.	Retrait, température	15
charges à long terme	Charges permanentes, fluage	18

Tableau. VI.4. Valeurs du coefficient d'équivalence « n »

VI.3.2. Section homogénéisée :

Pour avoir la section homogène, on doit remplacer la section du béton S_b par une section équivalente en acier S_b/n , afin de définir une section homogène entre l'acier et le béton donnée par la formule suivante :

$$S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

a) Inertie de la section mixte :

L'inertie de la section homogénéisée par rapport à son centre de gravité G est donnée par [5] :

- Comportement de la section mixte vis-à-vis le moment positif :
- Pour la section en travée on a :

$$I_m = I_a + I_b/n + a.b.S$$

- Comportement de la section mixte vis-à-vis le moment négatif :

Le béton dans ce cas est tendu, donc son inertie est négligée, le comportement de la section mixte dépend seulement de la charpente et des armatures de béton :

$$I_m = I_a + S_a a^2 + S_{arm} b^2$$

$$\text{Sachant que : } a = \frac{c S_b}{n S} \quad b = \frac{c S_a}{S} \quad c = a + b$$

Avec :

- I_a : moment d'inertie de la section d'acier par rapport à G_a ;
- I_b : moment d'inertie de la section du béton par rapport à G_b ;
- a et b : distances respectives de G_a et G_b par rapport à G ;
- c : distance entre G_a et G_b
- G_a : centre de gravité de la section d'acier ;
- G_b : centre de gravité de la section du béton ;

G : centre de gravité de la section homogénéisée.

S_{arm} : section des armatures longitudinales de la dalle sur sa largeur efficace tel que :

$$S_{arm} = A_s \times b_{eff}$$

Rappelant que la section d'armature longitudinale déterminée en flexion locale est de 5H25 pour la nappe inférieure, et de 7H25 pour la nappe supérieure d'où $A_s=58,9\text{cm}^2$.

On résume les résultats obtenus dans le tableau suivant :

n	S	a	b	Im mi-travée	Im appui	Va	Vá	V _{arm}	Vb
18	0,638	0,345	0,895	0,381	0,291	0,756	0,844	0,896	1,036
15	0,672	0,394	0,846	0,408	0,302	0,707	0,893	0,847	0,987
6	0,99	0,668	0,564	0,560	0,409	0,433	1,258	0,573	0,713

Tableau. VI.5. Caractéristique géométrique de la section mixte

VI.3.3. sollicitation à l'ELS :

a) Charges permanentes :

Les différents systèmes de charges pris dans notre modélisation sont :

Poids propre de la dalle G_d	98KN /m
Poids propre de la charpente métallique G_c	40,64 KN/m
Charge complémentaire permanente, G_{pc}	35,56 KN/m

b) Surcharges de trafic :

Les charges roulantes prises dans notre calcul (modélisation au ROBOT Millénium), sont les surcharges A, B, M120, et D240. Afin d'évaluer les sollicitations sous ces différents systèmes de charge, on procède au calcul automatique à l'aide du logiciel ROBOT. où on a obtenu les diagrammes des moments et des efforts suivants :

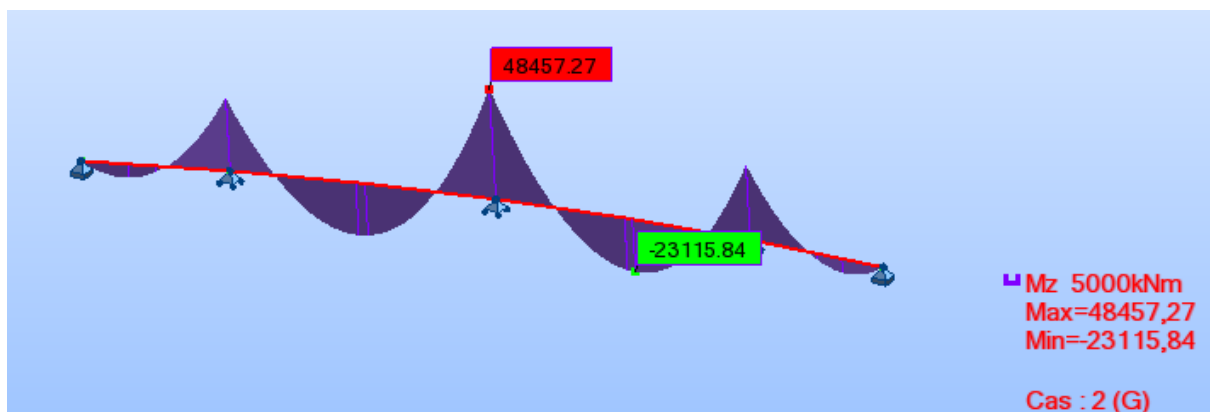


Fig. VI.9. Diagramme des moments fléchissant sous PP (G)

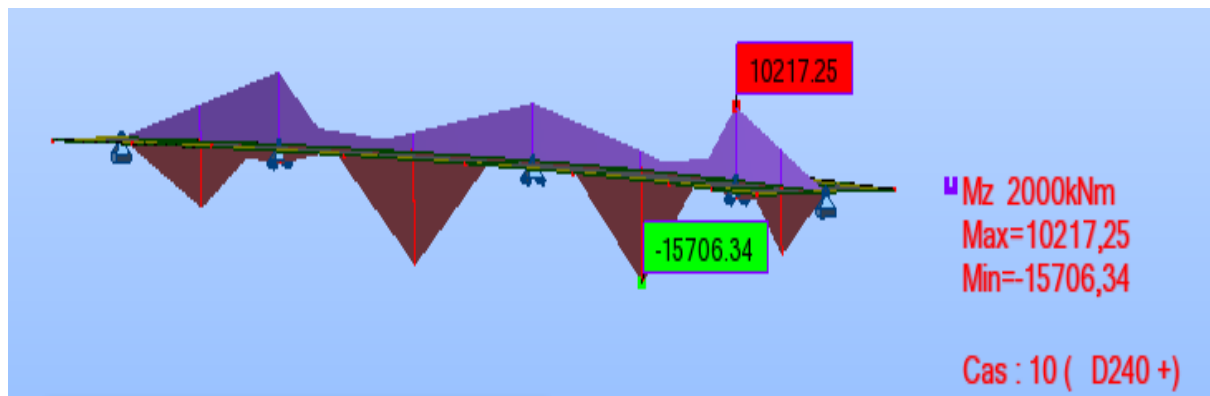


Fig.VI.10. Diagramme des moments fléchissant sous (D240)

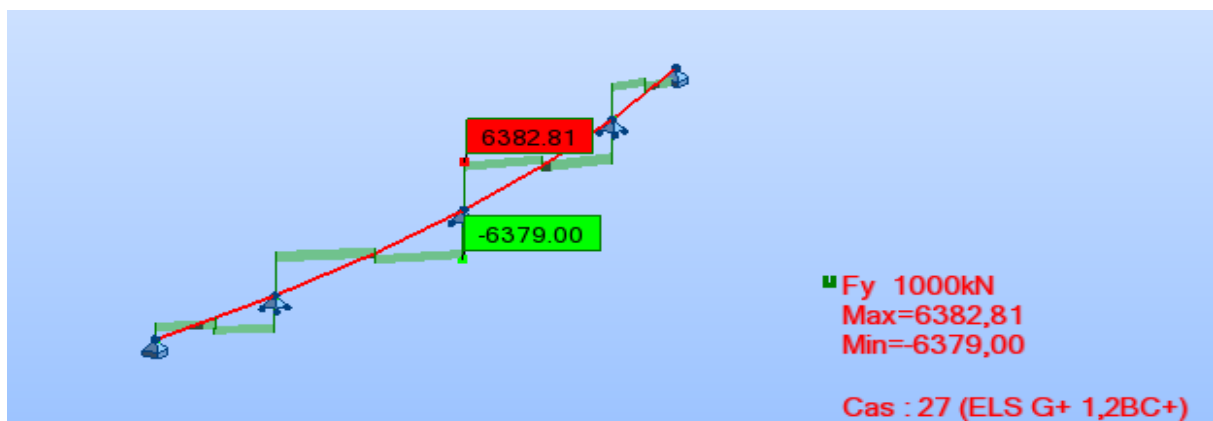


Fig. VI.11. Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison G+1,2Bc

Les valeurs des sollicitations sous les effets des charges permanentes et des charges roulantes (D240 cas le plus défavorable) sont rapportées sur le tableau ci-dessous :

charges	Sollicitations à ELS		
	M_{max+} [MN.m]	M_{max-} [MN.m]	T_{max} [MN] Sous la combinaison G+Bc
Poids propre (G)	23,115	48,457	6,382
D240	15,706	10,217	

Tableau. VI.6. Sollicitations dues aux charges et surcharges à l'ELS

c) Contraintes dues aux sollicitations internes :

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

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

1- Effets du retrait :

Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton, engendre un état de contrainte interne dans la section mixte Soit : $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$.

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

- Contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = \varepsilon_r \times E_b \times \frac{A}{S} \times \frac{I_a}{I_m}$$

- Contrainte de compression de la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_s = \varepsilon_r \times E_b \times \frac{B}{S} \times \frac{(I_a + b.s.d)}{I_m}$$

- Contrainte de compression de la fibre inférieure de l'acier :

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

Avec :

d, d' : Distances du centre de gravité G_a de l'acier respectivement aux fibres supérieure et inférieure de la poutre métallique.

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

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

E_b : Module d'élasticité du béton.

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

2- Effet d'une différence de température entre l'acier et le béton :

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait, dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0$) état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, dans le cas où la dalle est plus chaude ($\Delta T < 0$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

Les contraintes dues à la température T sont :

- Contrainte dans le béton : $\sigma'_b = \sigma_b/3$
- Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier : $\sigma'_s = \sigma_s/3$
- Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier : $\sigma'_i = \sigma_i/3$

VI.3.4 vérification des contraintes

➤ Principe de vérification

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

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

✓ Pour le béton : $\Sigma \sigma_b \leq \sigma = (0,85f_{cj}) / 1,5$

✓ Pour l'acier : $\Sigma \sigma_s \leq \sigma_e / 1,15$

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

✓ Pour l'acier : $\Sigma \sigma_s \leq \sigma_e / 1,15$

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

$$\Sigma \sigma_{arm} < \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = 240 \text{ Mpa} \quad \text{avec } \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

η : Coefficient de fissuration

a) Vérification des contraintes dues aux moments positifs (section en travée)

On rapporte sur le tableau ci-dessous les valeurs des contraintes dues au moment positif obtenu sous l'effet de poids propre G, les sollicitations internes (retrait de béton et la température) et la surcharge la plus défavorable qui est la D240.

n	charge	M_{max+} [MN.m]	$\sigma_b = \frac{MxV_b}{n.Im}$ [Mpa]	$\sigma_s = \frac{MxV_a}{Im}$ [Mpa]	$\sigma_i = \frac{MxV_a}{Im}$ [Mpa]
18	G	23,117	3,49	45,86	-50,21
15	Retrait	-	- 1,71	21,25	-13,07
	Température	-	-0,57	7,08	-4,36
6	D240	15,706	3,33	12,14	-35,28
Σ			4,54	86,33	102,92

Tableau. V.7. Contraintes dues au moment positif à l'ELS

$$\left. \begin{aligned} \Sigma \sigma_b &= 4,54 \text{ Mpa} \leq \sigma = \frac{0,85 \times 40}{1,5} = 22,67 \text{ Mpa.} \\ \Sigma \sigma_s &= 86,33 \text{ Mpa} \leq 355/1,15 = 308,70 \text{ Mpa} \\ \Sigma \sigma_i &= 102,92 \leq 308,70 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \checkmark \text{ Contraintes normales vérifiées.}$$

Pour la contrainte de cisaillement on a un effort tranchant maximal $T_{\max} = 6,382 \text{ MN}$.
Rappelant que l'aire de l'âme $A = 0,0344 \text{ m}^2$ et θ l'angle de l'inclinaison de l'âme par rapport à la verticale. ($\theta = 25^\circ$)

Pour notre cas :

$$\tau_{\max} = \frac{6,382}{2 \cdot 0,0344 \cdot \cos(25)} = 102,32 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 205 \text{ Mpa} \quad \text{On voit bien que}$$

$$\tau_{\max} \leq \tau$$

$$\left. \begin{aligned} & \\ & \end{aligned} \right\} \checkmark \text{ Contrainte de cisaillement vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dues aux moments négatifs (section en appui) :

On rapporte sur le tableau ci-après les valeurs des contraintes dues au moment négatif obtenu sous l'effet des différentes charges et surcharges :

n	charge	M_{\max} [MN.m]	$\sigma_{\text{arm}} = \frac{MxV_{\text{arm}}}{I_m}$ [Mpa]	$\sigma_s = \frac{MxV_a}{I_m}$ [Mpa]	$\sigma_i = \frac{MxV_{\dot{a}}}{I_m}$ [Mpa]
18	G	48,457	-149,20	-125,98	140,56
15	Retrait	-	- 2,31	0,6	-0,2
	Température	-	- 0,77	0,2	-0,06
6	D240	10,217	-14,32	-7,90	22,95
Σ			166,6	-133,08	163,25

Tableau. VI.8. Contraintes dues au moment négatif à l'ELS

$$\left. \begin{aligned} \Sigma \sigma_{arm} &= 166,6 \text{ Mpa} \leq \sigma = 240 \text{ Mpa.} \\ \Sigma \sigma_s &= 133,08 \text{ Mpa} \leq 355/1,15 = 308,70 \text{ Mpa} \\ \Sigma \sigma_i &= 163,25 \text{ MPa} \leq 308,70 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \checkmark \text{ Contraintes normales vérifiées.}$$

VI.4. Vérification à l'ELU (justification des sections mixtes) [12]:

La vérification des sections à l'ELU est faite en considérant le type d'analyse approprié selon la classe de la section.

Les sections sont classées sur une échelle de 1 à 4 en fonction de l'élancement (largeur/épaisseur noté c/t) des différents parois comprimées qui les composent, de leur limite d'élasticité et des contraintes sollicitant à l'ELU.

- **Classe 1 :**

Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement et possédant une réserve plastique suffisante pour introduire dans la structure une rotule plastique susceptible d'être prise en compte dans une analyse global plastique.

- **Classe 2 :**

Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais ne possédant pas de réserve plastique suffisante pour introduire une éventuelle rotule plastique dans l'analyse globale

- **Classe 3:**

Section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique mais pas sa résistance plastique à causes de risque de voilement.

- **Classe 4 :**

Section transversale à parois élancées ne pouvant atteindre sa résistance élastique à cause des risques de voilement.

Cette classification est résumée dans la figure ci-dessous :

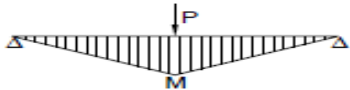
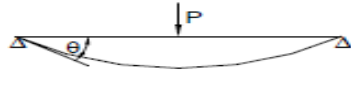
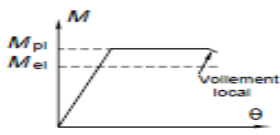
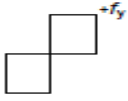
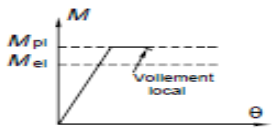
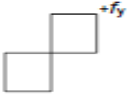
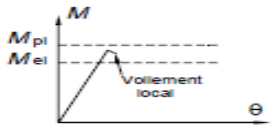
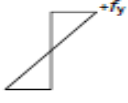
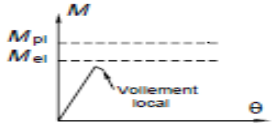
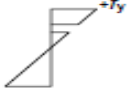
			
CLASSE	MODELE DE COMPORTEMENT	RESISTANCE DE CALCUL	CAPACITE DE ROTATION PLASTIQUE
1		PLASTIQUE sur section complète 	Importante
2		PLASTIQUE sur section complète 	Limitée
3		ELASTIQUE sur section complète 	Aucune
4		ELASTIQUE sur section incomplète 	Aucune

Figure VI.12. Classes de section [12].

Le système de classification établi pour les poutres en acier s'applique aussi aux poutres mixtes. La classe d'une section mixte est la classe la plus élevée des parois comprimées en acier qui la composent.

VI.4. 1 .Section en travée (moment positif) :

Ce type de sollicitations met la dalle totalement ou partiellement en compression et le profilé en acier totalement ou partiellement en traction d'où la participation des deux matériaux à la résistance globale à la flexion longitudinale de la section (les armatures comprimées étant négligées).

a) Détermination de la classe de la section :

- La tôle de fond est tendue donc de classe 1.
- La semelle supérieure mixte est connectée selon [1] donc de classe 1.
- Pour déterminer la classe de l'âme on cherche la position de l'axe neutre plastique.

❖ Position de l'axe neutre plastique :

La force de résistance plastique dans le béton est :

$$F_{BC} = f_{bu} \times S_b = 22,6 \times 3,2 = 72,32MN$$

La force de résistance plastique dans les deux semelles supérieures est :

$$F_{sup} = 2 \times f_y \times S_{sup} = 2 \times 355 \times 1 \times 0,05 = 35,5MN$$

La force de résistance plastique dans les deux âmes est :

$$F_{ame} = 2 \times f_y \times S_{ame} = 2 \times 355 \times (1,6 - 0,04 - 0,05) \times 0,02 = 21,44MN$$

La force de résistance plastique dans la tôle de fond avec les raidisseurs est :

$$F_{inf} = f_y \times S_{inf} = 355 \times (5,8 \times 0,04 + 8 \times 0,25 \times 0,03) = 103,66MN$$

Les forces de traction et de compression dans le cas de la flexion simple doivent être équilibrées or on remarque que :

$$F_{BC} + F_{sup} = 107,82MN < F_{ame} + F_{inf} = 125,1MN$$

Donc l'axe neutre plastique se trouve à une distance « Z_{PL} » de l'interface âme –semelles supérieurs c'est à dire une partie de l'âme est tendue $S_{ame t}$ et l'autre partie est comprimée $S_{ame c}$. l'équation d'équilibre donne :

$$F_{BC} + F_{sup} + f_y S_{ame c} = f_y S_{ame t} + F_{inf}$$

$$107,82 + 2 \times 355 \times Z_{PL} \times 0,02 = 2 \times 355 \times (1,51 - Z_{PL}) \times 0,02 + 103,66$$

$$Z_{PL} = 0,60m$$

$$\bullet \text{ On a: } \begin{cases} \frac{c}{t} = \frac{1,6-0,05-0,04}{0,02} = 75,5 . \\ \alpha = \begin{cases} Z_{PL}/h_a = \frac{0,275}{1,51} = 0,397 < 0,5 \quad ; \quad h_a \text{ est la hauteur de} \\ \text{l'âme.} \end{cases} \end{cases}$$

Pour $\alpha < 0,5$: La limite de la classe 2 [annexe] est $\frac{c}{t} = \frac{41,5\varepsilon}{\alpha} = \frac{41,5 \times 0,81}{0,397} = 84,67$

Or dans notre cas $\frac{c}{t} = 75,5 < 84,67$

Donc l'âme est de classe 2

Conclusion : la section en travée est de classe 2. Elle est justifiée par une analyse globale plastique.

b) Calcul du moment résistant positif (M_{r+}) :

Après détermination de la classe de la section et son axe neutre plastique, on évalue le moment résistant plastique de la section comme suit :

$$M_{r+} = \sum f_{yi} S_i d_i$$

$$f_{yi} = f_y = 355Mpa \quad \text{Pour l'acier.}$$

$$f_{yi} = f_{bu} = 22,6Mpa \quad \text{Pour le béton.}$$

S_i : Surface de l'élément i

d_i : Distance du centre de gravité de l'élément i par rapport à l'axe neutre plastique.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

L'élément « i »	$f_{yi}(Mpa)$	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$M_{r+}(MN.m)$
La dalle (efficace)	22,6	3,2000	0,790	57,13
Semelles supérieures	355	0,1000	0,625	22,08
Ames comprimées	355	0,0240	0,300	2,55
Ames tendues	355	0,0364	0,455	5,87
Tôle de fond	355	0,2320	0,930	76,59
Ames des raidisseurs	355	0,0300	0,785	8,36
Semelles des raidisseurs	355	0,0300	0,645	6,87
Bilan				176,9

Tableau VI.9 Moment résistant positif.

$$M_{r+} = 176,9 MN.m$$

Le moment positif maximal à l'ELU est donné par la combinaison 1,35G+1,6 Bc tel que $M_{s+}=58,542MN.m$.

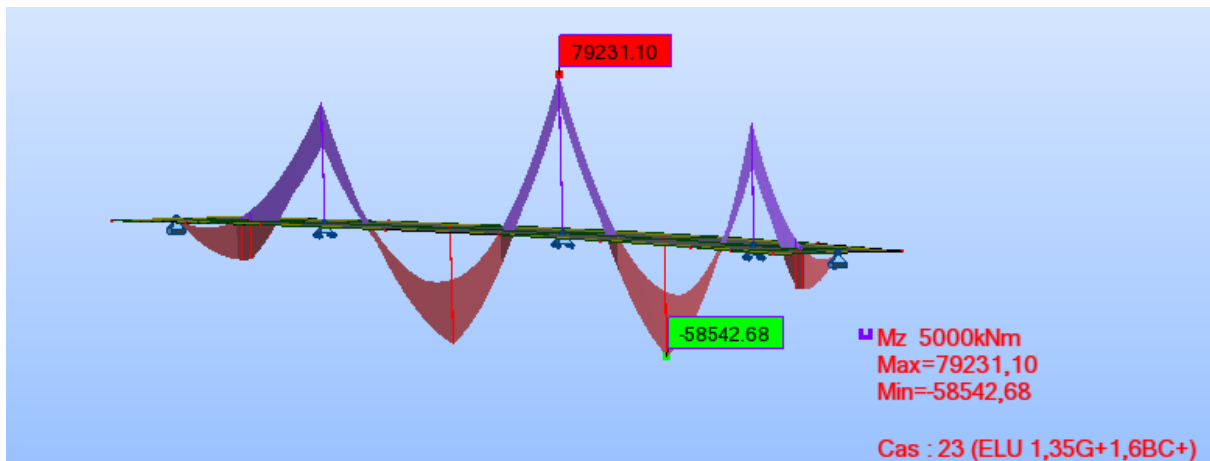


Figure VI.13.moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc

On remarque bien que :

$$M_{s+}=58,542MN.m \leq M_{r+}=176,9MN.m \quad \text{dont}$$

M_{s+} : moment positif maximal de sollicitation à ELU

M_{r+} : Moment plastique Donc la section mixte est justifiée par rapport à la sollicitation en flexion à l'ELU.

VI.4.2.comportement de la section mixte pour un moment négatif :

VI.4.2.1. Sollicitations :

Le moment négatif maximal à l'ELU est $M_{s-}=-79,231MN.m$.

VI.4.2.2. Aire efficace de la semelle inférieure :

La semelle inférieure est une plaque raidie longitudinalement par les 4 raidisseurs en Té .comme elle est comprimée à l'ELU dans la section étudiée (section d'appui), il convient de porter attention à son éventuel voilement.

a) Vérification de l'instabilité de la semelle inférieure [12] :

On doit vérifier que $\frac{c}{t} \leq 42 \varepsilon$ tel que :

C : est la largeur de la semelle inférieure entre les deux extrémités intérieures des âmes.

t : l'épaisseur de la semelle inférieure

ε = pris égale 0,81 pour $f_y=355\text{Mpa}$

$\frac{5540}{40} \leq 42 \times 0,81 \longrightarrow 139 \geq 34,02$ condition non vérifiée donc la semelle inférieure est de classe 4, alors il y a un risque de voilement ce qui nous conduit à calculer son aire efficace.

b) Voilement des sous panneaux élémentaires [12] :

Avant d'aborder le calcul de l'aire efficace de la semelle, on doit s'assurer que les sous panneaux élémentaires composant la tôle de fond et les raidisseurs ne voilent pas.

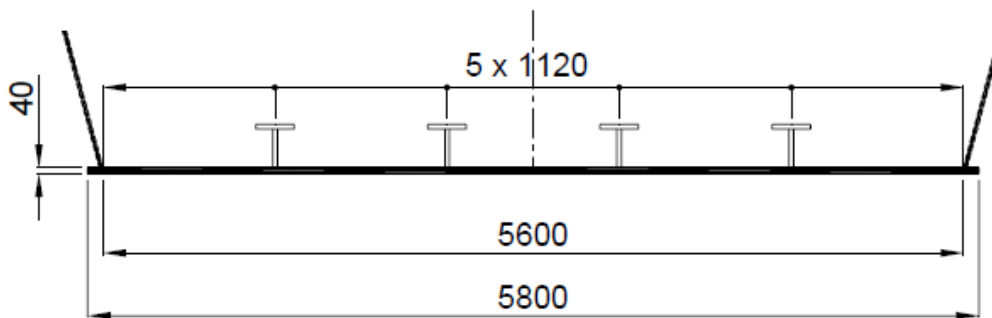


Figure VI.14. Tôle de fond raidie longitudinalement

- Sous panneau de tôle de fond : $1090 \times 40 \text{ mm}^2$ [12] :

$$c/t = 27,25 \leq 38 \varepsilon \quad \text{donc classe 2}$$

- Âme des raidisseurs : $250 \times 30 \text{ mm}^2$ [12] :

$$c/t = 8,33 = 10,1 \cdot \varepsilon \leq 33 \cdot \varepsilon \quad \text{donc classe 1}$$

- Semelle en console des raidisseurs : $110 \times 30 \text{ mm}^2$ [12] :

$$c/t = 3,66 = 4,44 \cdot \varepsilon \leq 9 \cdot \varepsilon \quad \text{donc classe 1}$$

Tous ces sous-panneaux et raidisseurs ne présentent donc aucun risque de voilement et sont pleinement efficaces :

$\rho = 1$ où ρ est le facteur de réduction appliqué sur l'aire brute pour obtenir l'aire efficace.

c) Voilement d'ensemble de la plaque raidie :

Puisque la tôle de fond est de classe 4, on doit chercher son aire efficace pour cause de voilement. L'aire efficace A_{eff} correspondante est calculée à l'aide de l'expression [11] :

$$A_{\text{eff}} = \rho_c A_{\text{eff, milieu}} + A_{\text{eff, bords}}$$

Où :

- $A_{\text{eff, milieu}}$ est l'aire efficace de la partie centrale de la plaque raidie en tenant compte du voilement des sous-panneaux
- $A_{\text{eff, bords}}$ est l'aire efficace des bords de la plaque raidie en tenant compte du voilement des sous-panneaux
- ρ_c est le facteur de réduction de la plaque raidie déterminé en examinant son comportement d'ensemble. Ce facteur affecte uniquement la partie centrale de la plaque raidie.

La figure schématise ces aires efficaces.

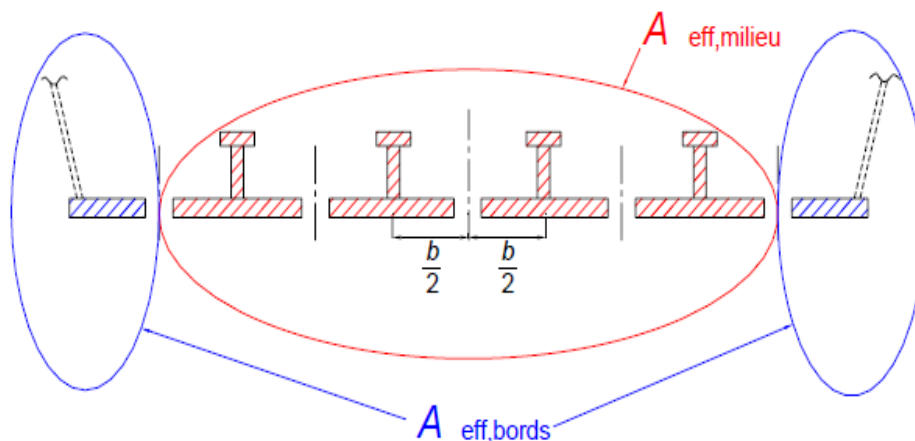


Figure VI.15. Distinction milieu / bord pour une tôle de fond raidie longitudinalement

Le facteur de réduction ρ_c est déterminé par interpolation entre les facteurs de réduction déterminés pour le flambement d'un raidisseur associé à une largeur participante de la tôle de fond (comportement de colonne χ_c), et pour le voilement de la plaque dans son ensemble (comportement de plaque ρ) [11] :

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c$$

- Le facteur de flambement χ_c :

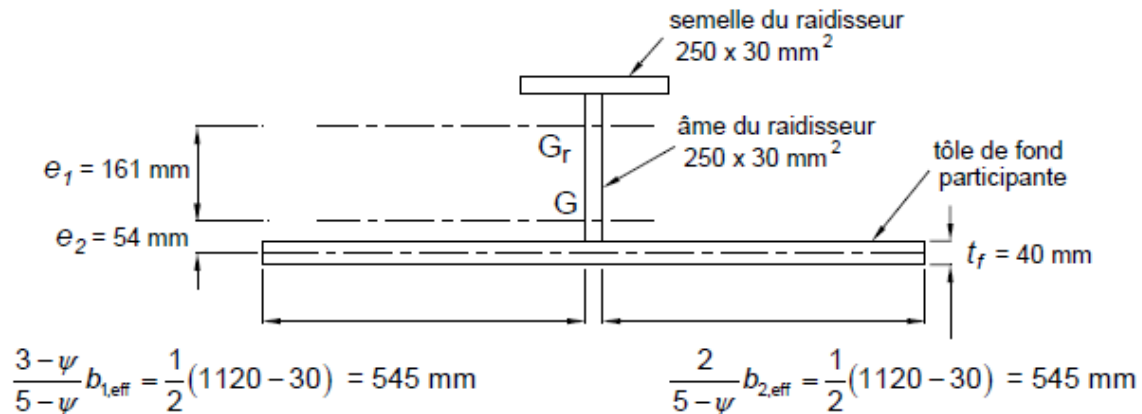


Figure VI.16. Section transversale de la colonne

Les caractéristiques mécaniques de cette colonne sont les suivantes :

- $e_1 = 161$ mm (distance entre centre de gravité de la colonne et centre de gravité du raidisseur seul) ;
- $e_2 = 54$ mm (distance entre centre de gravité de la colonne et centre de gravité de la tôle de fond collaborant)
- A_c est la surface de la colonne : $A_c = 59800$ mm²
- I_c est l'inertie de la colonne : $I_c = 6,385.108$ mm⁴

La contrainte critique de flambement de la colonne vaut :

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E I_c}{A_c a^2} = 1383 \text{ Mpa}$$

(Avec $a = 4$ m, longueur de la colonne entre cadres transversaux du caisson)

Le coefficient d'efficacité de la colonne β vis-à-vis du voilement local :

$$\beta = \frac{A_{c \text{ eff}}}{A_c} = 1$$

On en déduit l'élancement réduit de la colonne :

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta f_Y}{\sigma_{cr,c}}} = 0,5$$

Le facteur d'imperfection usuel $\alpha = 0,49$ de la courbe c est remplacé par :

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{\frac{i}{e}} = 0,63$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 103,3, e = \max(e_1; e_2) = 161 \text{ mm}$$

On obtient ainsi :

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha_e (\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2 \right] = 0,72$$

$$\chi_c = \frac{1}{\phi^2 + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_c^2}} = 0,808$$

- **Le facteur ρ (voilement) :**

La contrainte critique élastique de voilement de la plaque raidie vaut :

$$\sigma_{cr,p} = K_\sigma \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} \quad \text{Tel que } t=40\text{mm et } b=5600\text{mm}$$

Le coefficient de voilement k_σ , s'obtient à l'aide de logiciels spécifiques ou d'abaques de calcul. L'annexe A1 de l'EN1993-1-5 donne une formulation approchée dans le cas où la plaque est munie d'au moins 3 raidisseurs longitudinaux également espacés [12].

$$K_\sigma = 127,83 ; \sigma_E = 9,68 \text{MPa} \text{ on aura alors } \sigma_{cr,p} = 1237,4 \text{MPa}$$

On en déduit l'élancement réduit de plaque raidie :

$$\beta = \frac{A_{c \text{ eff}}}{A_p} = 1$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta f_Y}{\sigma_{cr,p}}} = 0,528$$

$$\rho = 1,0 \text{ pour } \lambda_p \leq 0,673$$

- **facteur de réduction ρ_c :**

L'interpolation entre comportement de colonne et comportement de plaque se fait par :

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c \quad \text{où} \quad 0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1$$

$$\text{On a } \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = -0,105 \text{ donc } \xi = 0 \text{ d'où } \rho_c = \chi_c = 0,808$$

Le traînage de cisaillement est pris en compte à l'ELU au moyen du facteur de réduction β^k où β est le facteur élastique. L'aire efficace de la plaque raidie en tenant compte du voilement et du traînage de cisaillement s'obtient par [12] :

$$A_{\text{eff}} = \beta^k [\rho_c A_{\text{eff, milieu}} + A_{\text{eff, bords}}]$$

$$B^k = 0,9626 \quad \rho_c = 0,808$$

Les sous panneaux n'ont aucun risque vis à vis du voilement donc :

$$A_{\text{eff, milieu}} = 239200 \text{ mm}^2 ; A_{\text{eff, bords}} = (5800 - 4 \times 1120) \times 40 = 52800 \text{ mm}^2$$

On déduit alors que l'aire efficace de la plaque raidie $A_{\text{eff}} = 236870,45 \text{ mm}^2$ que l'on peut comparer à l'aire brute comprimée initiale de la tôle de fond raidie $A_c = 292000 \text{ mm}^2$. Cela correspond à une réduction de 19% de la section de la membrure inférieure. Remplaçant l'aire brute de la membrure inférieure par son aire efficace. Les épaisseurs des différents éléments de la partie "milieu" sont affectées d'un coefficient $k_1 = \rho_c \beta^k$ alors que les épaisseurs des éléments de la partie "bord" sont affectées d'un coefficient $k_2 = \beta^k$.

d) Les nouvelles épaisseurs des raidisseurs et de la tôle de fond sont :

- Pour la semelle : $t_m = 31 \text{ mm}$ et $t_b = 38 \text{ mm}$ tel que :
 t_m, t_b sont les épaisseurs de la semelle au milieu et aux bords respectivement
- Les raidisseurs : la nouvelle épaisseur de la semelle et de l'âme est : $t_r = 23 \text{ mm}$ au lieu de 30 mm

VI.5. comportement de la nouvelle section mixte pour un moment négatif :

Les caractéristiques géométriques de la nouvelle section d'acier sont résumées dans les tableaux ci-dessous

éléments	dimensions (mm x mm)	N	Y_{gi} (mm)	S_i (10^2 mm^2)
Semelle supérieure	1000X50	2	1573	500,00
Semelle inférieure BORD	1320X38	1	19	501,6
Semelle inférieure MILIEU	4480 X31	1	15,5	1388,8
Ame	1667X20	2	793	333,4
âme du raidisseur	23 X250	4	156	57,5
semelle du raidisseur	250X23	4	292,5	57,5

Tableau V.10 Caractéristiques géométriques de la nouvelle section d'acier

	Dimensions (mm *mm)	n	Y _{gi} (mm)	S _i (10 ² mm ²)	I _{xxi} / Y _{gi} (10 ⁶ mm ⁴)	D _i (mm)	I _{xxi} / Y _G (10 ¹⁰ mm ⁴)
Semelle supérieure	1000X50	2	1573	500	10,41	1017	5,17
Tôle de fond BORD	1320X38	1	19	501,6	6,04	-537	1,45
Tôle de fond MILIEU	4480 X31	1	15,5	1388,8	11,12	540,5	4,06
Ame	1667X20	2	793	333,4	1379	237	0,325
Ame de raidisseur	23X250	4	156	57,5	29,95	-400	0,095
Semelle de raidisseur	250X23	4	292,5	57,5	0,25	-263,5	0,040

Tableau VI.11. Moment d'inertie des éléments de la section

Les caractéristiques mécaniques finales de la section efficace (tôle de fond et âme) du caisson métallique sont :

$$S_a=0,402m^2 ; Y_g=0,556m ; I=0,170m^4$$

Les caractéristiques mécaniques finales de la section efficace mixte (charpente et armatures passives) sont :

$$S=0,580m^2 ; Y_m=0,86m ; I_m=0,26m^4$$

VI.5.1.vérification des contraintes :

a) Contraintes normales

Dans la fibre supérieure de la semelle supérieure :

$$\sigma_s = \frac{MxV_s}{I_m} = \frac{79,231 \times 0,74}{0,26} = 225,50 \text{ Mpa} < \sigma_{max} = \frac{f_y}{1,15} = 308,69 \text{ Mpa}$$

Dans la fibre inférieure de tôle de fond :

$$\sigma_i = \frac{Mxv_i}{I_m} = \frac{79,231 \times 0,86}{0,26} = 262,07 \text{ Mpa} < \sigma_{max} = \frac{f_y}{1,15} = 308,69 \text{ Mpa}$$

Dans les armatures de la dalle :

$$\sigma = \frac{Mxv}{I_m} = \frac{79,231 \times 0,88}{0,26} = 268,16 \text{ Mpa} < f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Contraintes normales

Vérifiées

b) Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Il est en général admis que les contraintes tangentielles sont prises par la section métallique, précisément les âmes vu la faible contribution des semelles à la résistance à ces dernières donc on doit s'assurer :

$$\tau_{\max} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 205 \text{ Mpa}$$

On a que :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{2 \cdot A \cdot \cos(\theta)}$$

$A = 0,03334 \text{ m}^2$ Surface de l'âme.

$$\theta = 25^\circ$$

T_{\max} Effort tranchant maximum à l'ELU sous la combinaison de charge 1,35G + 1,6Bc tel que illustré dans la figure ci-dessous :

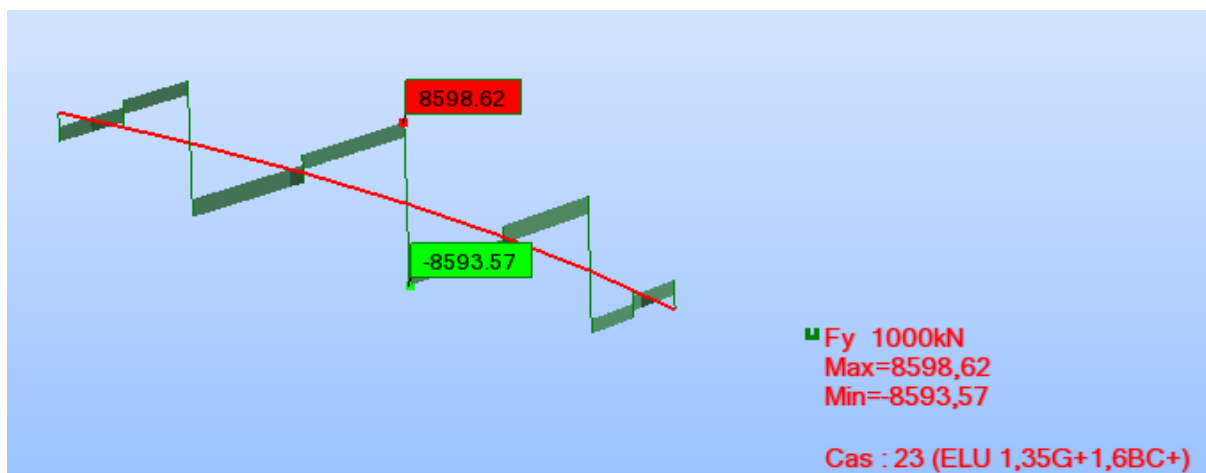


Figure VI.17. Effort tranchant sous le plus défavorable à l'ELU

Donc $T_{\max} = 8,598 \text{ MN}$

$$\text{D' où : } \tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{2 \cdot A \cdot \cos(\theta)} = \frac{8,598}{2 \times 0,03334 \times \cos(25)} = 142,27 \text{ Mpa}$$

$$\text{c) } \tau_{\max} = 142,27 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 205 \text{ Mpa}$$

d) Conclusion : la section est vérifiée vis-à-vis l'effort tranchant.

VI.5.2. Vérification des contraintes au niveau de l'âme :

a) Les contraintes normales :

On a le moment négatif maximal est de $M = 79,231 \text{ MN.m}$, on peut déterminer les contraintes normales extrêmes sollicitant l'âme à l'ELU :

$$\sigma_s = \frac{MxV_s}{I_m} = \frac{79,231 \times 0,69}{0,26} = 210,26 \text{ Mpa} \quad \text{dans la fibre supérieure de l'âme}$$

$$\sigma_i = \frac{Mxv_i}{I_m} = \frac{79,23 \times 0,82}{0,26} = 249,8 \text{ Mpa} \quad \text{dans la fibre inférieure de l'âme}$$

b) Classification de l'âme [12] :

$$\psi = \sigma_s / \sigma_i = -0,84 > -1$$

$h_w/t_w = 83,35 \leq \frac{42\epsilon}{0,67+0,33\psi} = 86,7$ donc l'âme est de classe 3 alors y a pas de risque d'instabilité (l'air efficace de l'âme est l'air brute).

c) Vérification du voilement de l'âme :

Le panneau de l'âme considérée est délimité par les semelles et les cadres d'entretoisement. Il est de dimensions (axb) et d'une épaisseur t_w tel que :

$$a=1,667\text{m} \quad ; \quad b=4\text{m} \quad ; \quad t_w=0,02\text{m}$$

La vérification du voilement consiste à vérifier la condition donnée par [3] :

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

Avec :

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte de cisaillement.

S_σ : dépend du paramètres ψ

ψ : le rapport entre la contrainte de traction maximale et la contrainte de compression maximale

$$S_\sigma = \begin{cases} 1,8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1,4+0,4\psi & \text{Si } -1 < \psi < 1 \\ 2 & \text{Si } \psi \leq -1 \end{cases}$$

Les contraintes critiques sont définies comme suit :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(1-\nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma = 190000 \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\tau = 190000 \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\tau$$

K_σ, K_τ : Valeurs minimales des coefficients de voilement données en fonction des conditions de bord et les types de sollicitations .Ils dépendent des paramètres ψ et $\alpha = \frac{a}{b}$.

$$\psi \leq -1 \text{ et } \alpha \geq 0,667 \quad K_\sigma = 23,9$$

$$0 \leq \psi \leq 1 \quad \begin{cases} \alpha \geq 1 & K_\sigma = \frac{8,4}{\psi+1,1} \\ \alpha \leq 1 & K_\sigma = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,1}{\psi+1,1} \end{cases}$$

$$-1 \leq \psi \leq 0 \quad K_\sigma = (1 + \psi) (\psi \geq 0) - (\psi \leq -1) + 10\psi (1 + \psi)$$

$$K_\tau = \begin{cases} 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \geq 1 \\ 4 + \frac{5,34}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \leq 1 \end{cases}$$

Pour le cas de notre ouvrage :

Les contraintes maximales de traction et de compression à calculer dans l'âme sont celles obtenues pour le moment négatif $M=79,23\text{Mpa}$.

$$\sigma_t = \frac{M \times (V_i - e_1)}{I_a} = \frac{79,23 \times (0,86 - 0,04)}{0,26} = 210,29\text{Mpa}$$

$$\sigma_c = \frac{M \times (V_s - e_2)}{I_a} = \frac{79,23 \times (0,74 - 0,05)}{0,26} = 249,8\text{Mpa}$$

$e_1 ; e_2$ sont respectivement les épaisseurs de la tôle de fond et des semelles supérieures.

$$\psi = -\frac{\sigma_t}{\sigma_c} = -\frac{210,29}{249,8} = -0,84$$

$$\alpha = \frac{b}{a} = \frac{4}{1,667} = 2,40$$

Tout calcul fait donne :

$$K_\sigma = 51 ; \quad K_\tau = 6,03 \quad ; \quad S_\sigma = 1,064$$

$$\sigma_{cr} = 190000 \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma = 190000 \times \left(\frac{0,02}{1,667}\right)^2 \times 51 = 1394,8\text{Mpa}$$

$$\tau_{cr} = 190000 \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\tau = 190000 \times \left(\frac{0,02}{1,667}\right)^2 \times 6,03 = 164,91 \text{ Mpa}$$

$$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = \left(1,064 \frac{249,8}{1394,8}\right)^2 + \left(\frac{142,27}{164,91}\right)^2 = 0,781 \leq 1,8$$

✓ La condition de stabilité vis-à-vis du voilement est bien vérifiée.

VI.5.3 .vérification du déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité observé dans les poutres soumises à la flexion, causé de faite que l'inertie dans l'axe de déformation verticale de la section est beaucoup plus faible que celle de l'axe perpendiculaire à celui -ci. La poutre déverse ce qui fait subir à chaque section en plus de la déformation verticale-un mouvement de translation horizontale accompagné d'une rotation autour de son centre de cisaillement [10].

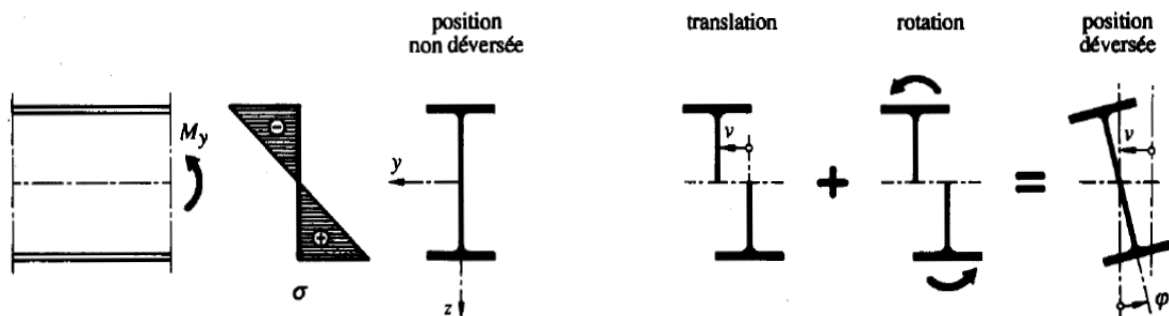


Figure. VI.18. Phénomène de déversement [10].

a) Moment critique du déversement élastique [10]. :

On peut calculer le moment critique du déversement élastique d'une poutre fléchie quel que soit la géométrie de sa section transversale en tenant compte des conditions d'appuis et du type de chargement par la formule suivante :

$$M_{crB} = C_1 \pi^2 E I_z / K_\phi K_v I_D^2 \left[\sqrt{(C_2 Z_a + C_3 \beta)^2 + I_\omega / I_z \times (G K K_\phi^2 I_D^2 / \pi^2 E I_\omega + 1)} + C_2 Z_a + C_3 \beta \right]$$

$$\beta = z_c + 1 / 2 I_y \times \int_A z (y^2 + z^2) dA$$

M_{cr} : moment critique du déversement élastique.

C_1, C_2 et C_3 : facteurs dépendant de type de chargement et des conditions d'appui

K_ϕ et K_v : coefficients d'encastrement aux appuis

Z_a : distance entre le centre de cisaillement C et le point d'application de la charge (positive c'est ce dernier se trouve entre le centre de cisaillement C et la semelle tendue)

β : la caractéristique sectorielle de la section ($\beta = 0$ pour une section bi symétrique)

Z_c : distance entre le centre de cisaillement C et le centre de gravité G (positive si le centre de cisaillement se trouve entre le centre de gravité et la semelle comprimée).

l_D : longueur de déversement (distance entre deux appuis latéraux empêchant le déversement)

G : module de glissement ($G=81 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$)

K : constante de torsion uniforme

GK : rigidité de torsion

I_ω : moment d'inertie sectoriel de la section prise égale à $0,62 \text{ m}^5$ (tire de logiciel Robot)

EI_ω : rigidité de torsion non uniforme

I_z : moment d'inertie par rapport à l'axe Z

I_y : moment d'inertie par rapport à l'axe Y

EI_z : rigidité de flexion latérale

b) Calcul du moment de déversement :

Le moment critique de déversement élastique M_{cr} , exprimé par la relation définie ci-dessus est déterminé à l'aide de la théorie de la stabilité élastique. Pour établir le moment de déversement M_D d'une poutre réelle, il faut, tout comme pour le flambage, tenir compte de ses imperfections géométriques et structurales, ainsi que de la limite d'élasticité de l'acier. Le moment de déversement M_D , qui ne peut pas être supérieur au moment plastique M_{pl} , s'obtient par la relation suivante :

$$M_D = M_R / \sqrt[2,25]{1 + \left(\frac{M_R}{M_{cr}}\right)^{2,25}}$$

M_R : moment élastique M_{el} ou plastique M_{pl} de la section, selon le type de calcul de la résistance.

M_{cr} : moment critique de déversement élastique.

c) Vérification de la résistance au déversement :

Elle se fait à l'aide de la relation suivante :

$$M_d \leq M_D / \gamma_m$$

M_d : moment de déversement

M_D : moment de dimensionnement

γ_m coefficient de sécurité =1,1

- **Calcul de l'inertie I_y de la section d'acier :**

Vue la symétrie de la section d'acier la coordonné de centre de gravité $X_G = 0$.

Le tableau suivant résume l'inertie I_{yi}/Y_G des éléments de notre caisson :

	Dimensions (mm *mm)	n_i	S_i (10^2mm^2)	I_{yi}/Y_{gi} (10^8mm^4)	D_i (mm)	I_{Yi}/Y_G (10^8mm^4)
Semelle supérieure	1000X50	2	500,00	41,66	± 3500	6166,67
Tôle de fond	5800X40	1	2320,00	6504	0	6504
Ame	1667X20	2	333,4	63,41	± 2652	2408,24
Ame de raidisseur1	30X250	2	75,00	0,390625	± 560	23,91
Semelle de raidisseur1	250X30	2	75,00	0,005625	± 560	23,52
Ame de raidisseur2	30X250	2	75,00	0,390625	± 1680	212,07
Semelle de raidisseur2	250X30	2	75,00	0,005625	± 1680	211,68

Tableau VI.12.moment d'inertie I_y des éléments de la section

$$I_y = \sum n I_{yi} / X_G = 2,37 \times 10^{12} \text{mm}^4$$

- **Calcul de K :**

$$K = \frac{1}{3} \sum b_i t_i^3$$

$$K = \frac{1}{3} \{ (5800 \times 40^3) + (2 \times 1000 \times 50^3) + (2 \times 1667 \times 20^3) + (8 \times 250 \times 30^3) \}$$

$$K = 2,34 \times 10^8 \text{mm}^4.$$

Pour notre cas, on suppose que la poutre est parfaitement encastree (empêchement de la flexion et de la torsion) au niveau des poutres principales et que le type de chargement est uniformément repartie. Les valeurs des coefficients et les caractéristiques géométriques sont données comme suit [10] :

$C_1=0.76$, $C_2=0.83$ et $C_3=1.07$; $\beta= 3.2m$

$K_\varphi=0.5$ et $K_v=0.5$

$Z_a =m$; $Z_c= 0.15m$

$l_D = 4m$ (entre deux pièces de pont)

I_ω : prise égale à $0,62m^5$ (tirée de logiciel Robot)

$I_y =2.37m^4$; $I_z=0.17m^4$

La condition de stabilité vis-à-vis le déversement est vérifiée.

$M_{cr} = 520MN.m$; $M_D = 92.12MN.m$; $M_d=79.231MN.m$

La vérification de la condition de stabilité :

$$M_d \leq (M_D / \gamma_m) \quad \text{alors } 79.231MN.m \leq 82.90 MN.m \quad (\text{vérifiée})$$

VI.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, et sous l'effet des différentes charges et surcharges, l'étude transversale nous a permis de déterminer le ferrailage de la dalle, puis l'étude de la section mixte avec toutes les vérifications relatives soient aux contraintes normales et tangentielles, soient aux phénomènes d'instabilité (voilement et diversement) nous a permis de confirmer les dimensions des différents éléments constituant notre ouvrage, prises lors du pré dimensionnement.

Conclusion générale

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de dimensionnement est indispensable pour entreprendre une étude d'un pont dans un site donné.

Tout en respectant les réglementations en vigueur relatives au domaine des ouvrages d'art, on a entamé notre étude du pont caisson mixte acier-béton. Pour la réalisation de notre projet, on a tenu compte des différentes données naturelles et fonctionnelles propres au projet, en parallèle, on a fixé les caractéristiques des deux principaux matériaux présents dans un pont mixte, à savoir l'acier et le béton, ainsi que le pré dimensionnement de ses différents éléments.

Par ailleurs, la détermination des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel Robot. Une étude en phase d'exécution a été effectuée, où on a pu vérifier les contraintes, la stabilité vis-à-vis du voilement et du déversement de la section d'acier. Puis on a entamé une étude en phase de service, où on a calculé le ferrailage de la dalle en béton du tablier puis on a étudié et vérifié la section mixte aux états limites (ultime et de service).

A travers de ce mémoire, on a pu vous faire part de notre passion pour le Génie Civil. Ce travail nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine des ouvrages d'art, et de clôturer notre formation à l'ENP pour mieux affronter les enjeux du métier d'ingénieur, appelé à identifier les solutions les plus économiques, tout en ayant une vaste culture tec

Bibliographie

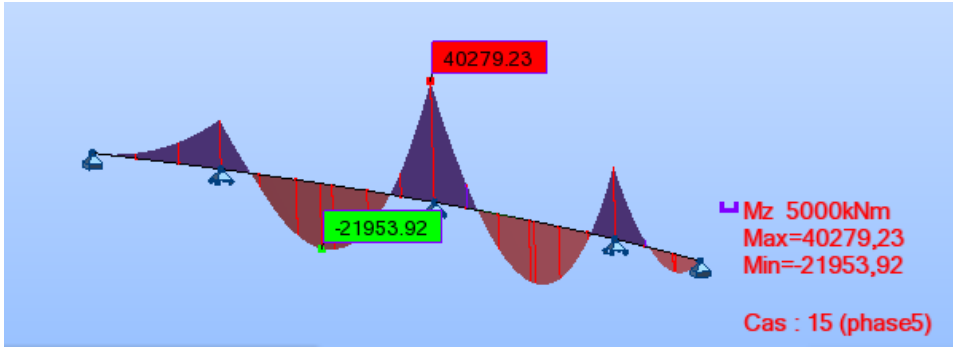
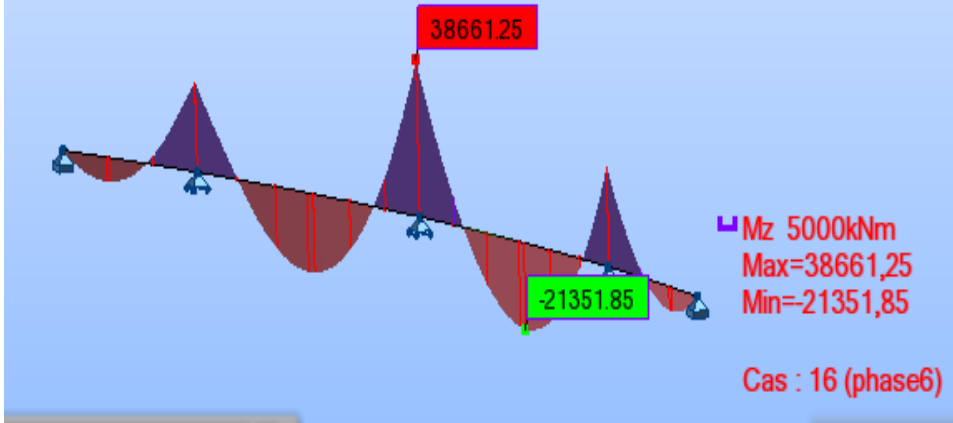
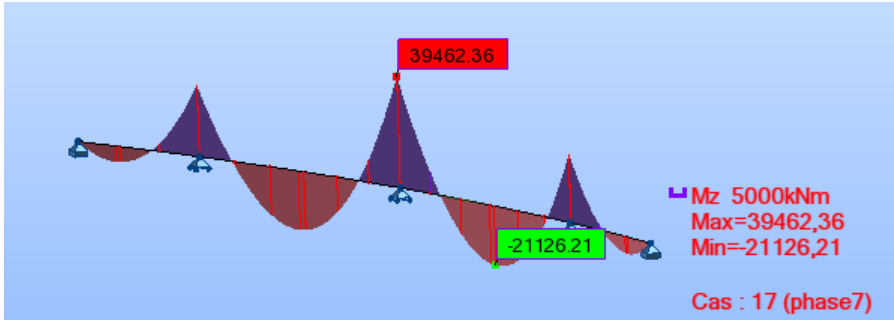
- [1] : Eurocode 4, Calcul des structures mixtes acier-béton : Règles générales pour les ponts
- [2] : SETRA, 2009 «ponts mixtes acier-béton»
- [3] : Fascicule 61, Titre II, programme de charges et épreuves des pont-route.
- [4] : Techniques de l'ingénieur C2675 « Ponts métalliques, conception générale »
- [5] : IGHIL AMEUR Lamine «Etude d'un pont mixte courbe à béquille » projet de fin d'étude ENP 2011.
- [6] FEDDAG .M, CHEMALI .B «Etude d'un pont caisson mixte acier -béton» projet de fin d'étude ENP 2009 .
- [7] Cours Pont, ENP 2012/2013, D.CHERID
- [8] Cours Béton Armé et Précontraint, ENP 2007/2008, R.BOUTEMEUR
- [9] Pont en acier conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixte acier –béton V12, Jean-Paul Lebet et Manfred A. Hirt
- [10] Construction métallique et méthode de dimensionnement : Manfred A. Hirt/RolfBezV10
- [11] Eurocode 3 .Calcul des structures en acier Partie 1-5 : Plaques planes
- [12] Eurocode 3 .Calcul des structures en acier Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

ANNEXE I

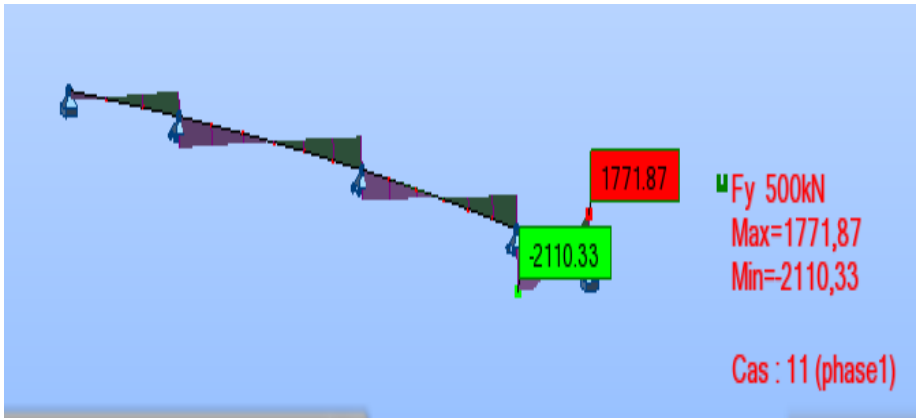
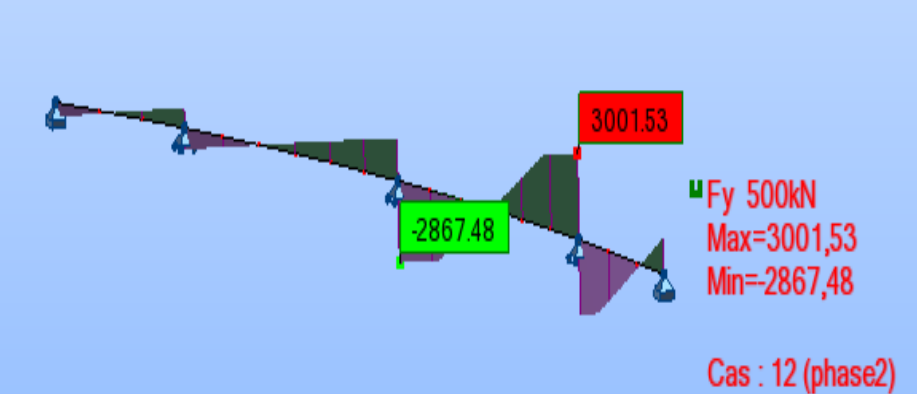
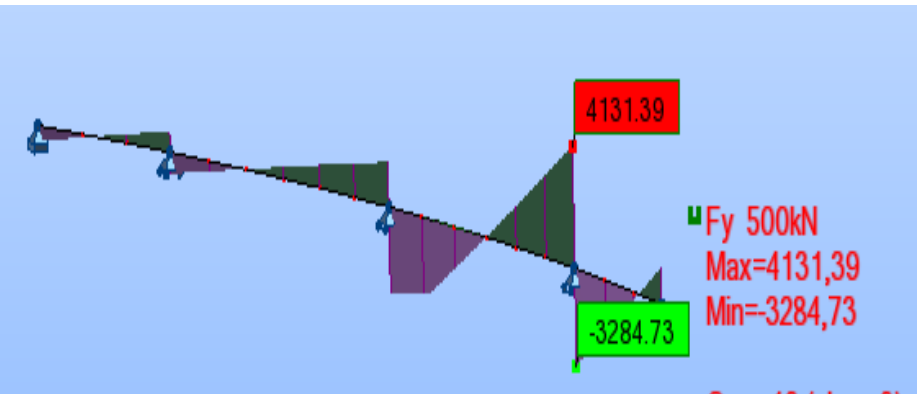
Phase de d'exécution

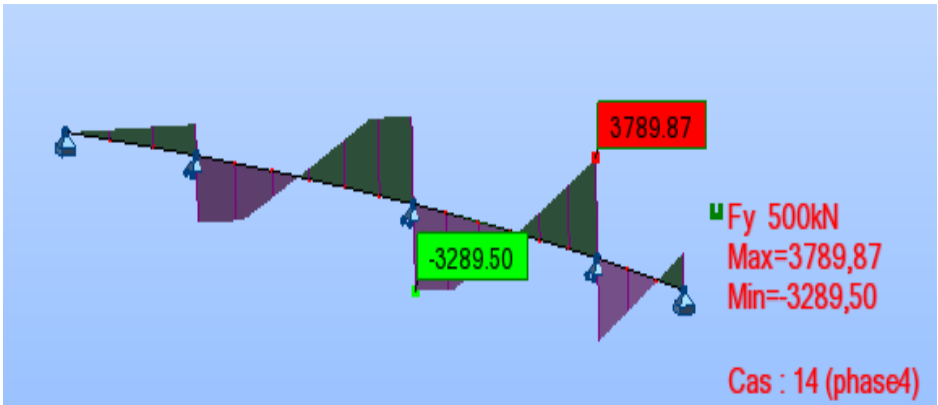
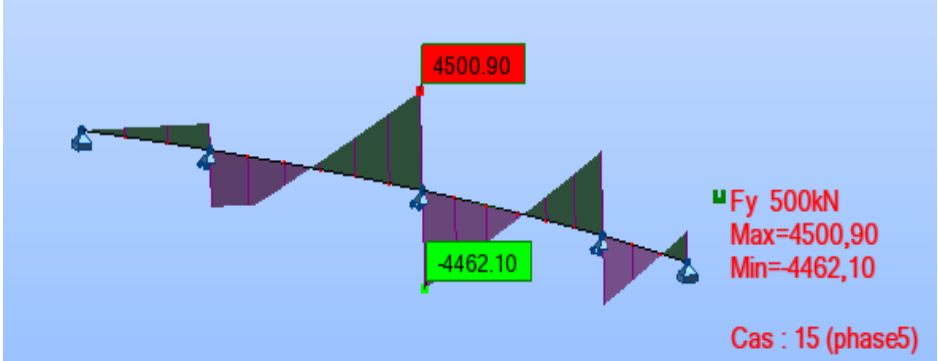
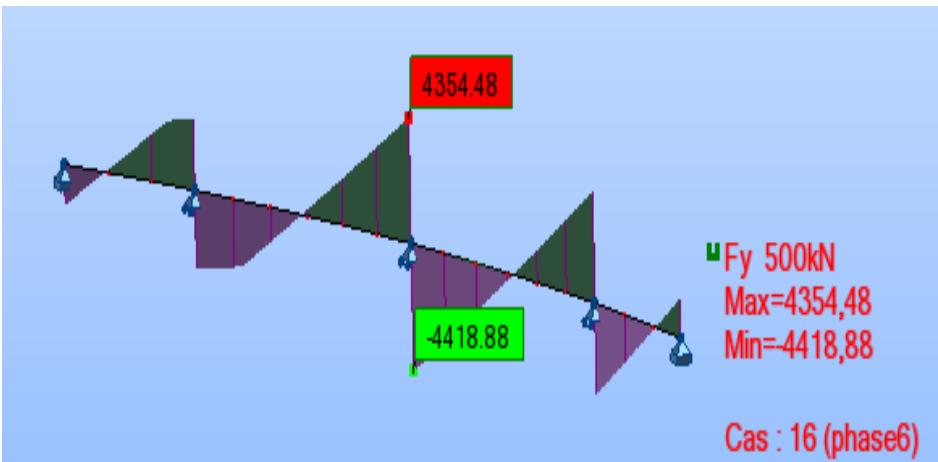
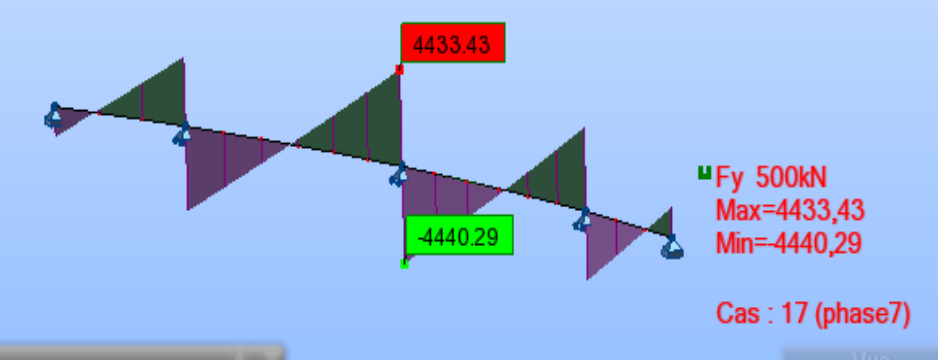
a- Diagrammes du moment fléchissant :

Phases	Moment fléchissant [KN.m]
<p>PHASE 1</p>	<p> ▣ Mz 5000kNm Max=12154,71 Min=-9645,48 Cas : 11 (phase1) </p>
<p>PHASE 2</p>	<p> ▣ Mz 5000kNm Max=25402,71 Min=-22950,60 Cas : 12 (phase2) </p>
<p>PHASE 3</p>	<p> ▣ Mz 5000kNm Max=28268,64 Min=-24201,19 Cas : 13 (phase3) </p>
<p>PHASE 4</p>	<p> ▣ Mz 5000kNm Max=35738,22 Min=-21389,24 Cas : 14 (phase4) </p>

<p><i>PHASE 5</i></p>	 <p> █ Mz 5000kNm Max=40279,23 Min=-21953,92 </p> <p style="color: red;">Cas : 15 (phase5)</p>
<p><i>PHASE 6</i></p>	 <p> █ Mz 5000kNm Max=38661,25 Min=-21351,85 </p> <p style="color: red;">Cas : 16 (phase6)</p>
<p><i>PHASE 7</i></p>	 <p> █ Mz 5000kNm Max=39462,36 Min=-21126,21 </p> <p style="color: red;">Cas : 17 (phase7)</p>

B-Diagrammes du l'effort tranchant

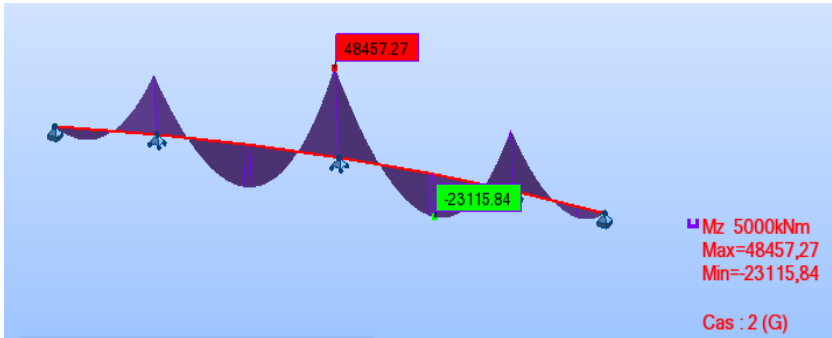
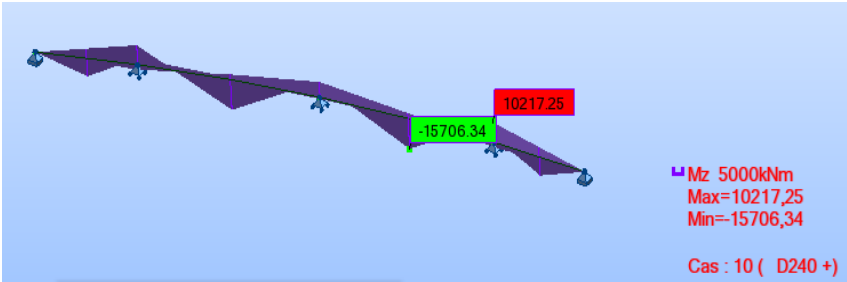
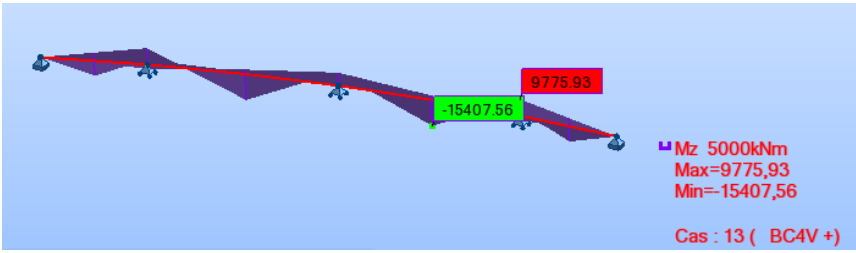
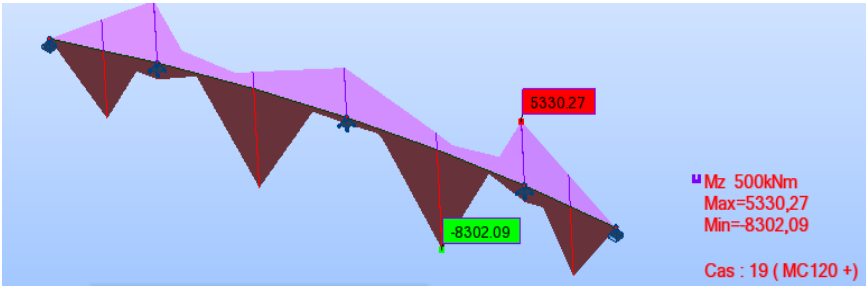
Phases	l'effort tranchant [KN]
<p>PHASE 1</p>	 <p> ■ F_y 500kN Max=1771,87 Min=-2110,33 Cas : 11 (phase1) </p>
<p>PHASE 2</p>	 <p> ■ F_y 500kN Max=3001,53 Min=-2867,48 Cas : 12 (phase2) </p>
<p>PHASE 3</p>	 <p> ■ F_y 500kN Max=4131,39 Min=-3284,73 Cas : 13 (phase3) </p>

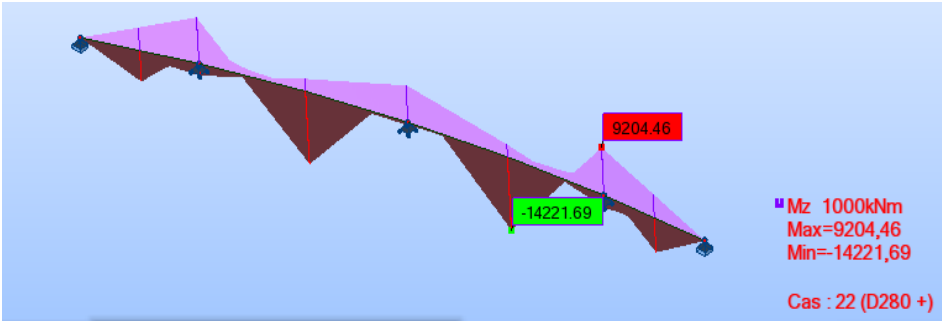
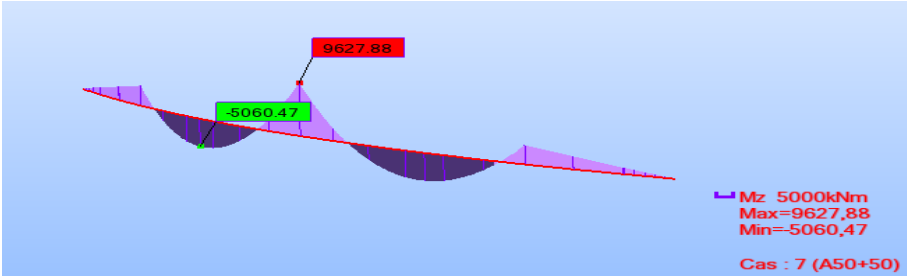
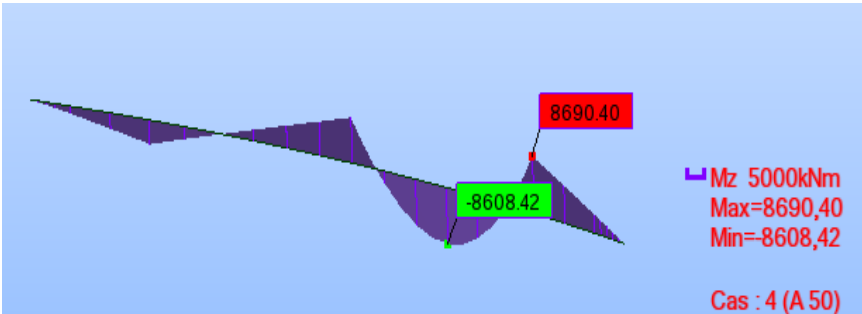
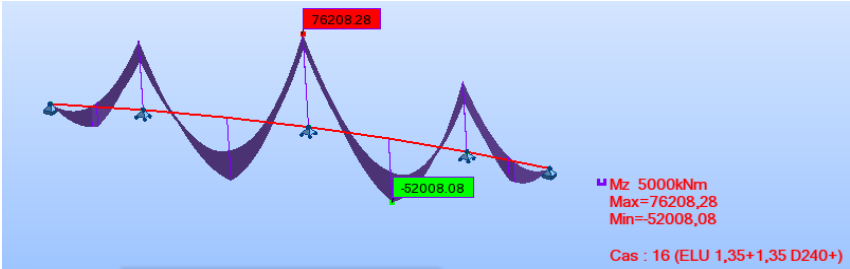
<p><i>PHASE 4</i></p>	 <p> ■ F_y 500kN Max=3789,87 Min=-3289,50 Cas : 14 (phase4) </p>
<p><i>PHASE 5</i></p>	 <p> ■ F_y 500kN Max=4500,90 Min=-4462,10 Cas : 15 (phase5) </p>
<p><i>PHASE 6</i></p>	 <p> ■ F_y 500kN Max=4354,48 Min=-4418,88 Cas : 16 (phase6) </p>
<p><i>PHASE 7</i></p>	 <p> ■ F_y 500kN Max=4433,43 Min=-4440,29 Cas : 17 (phase7) </p>

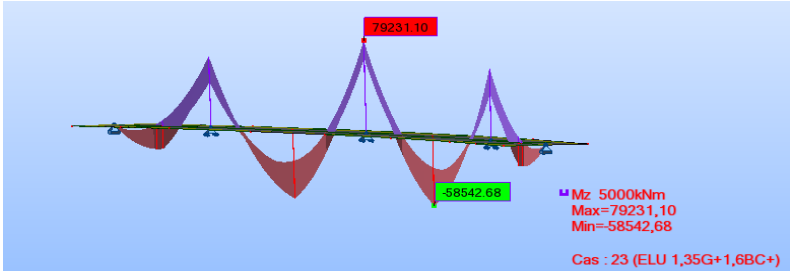
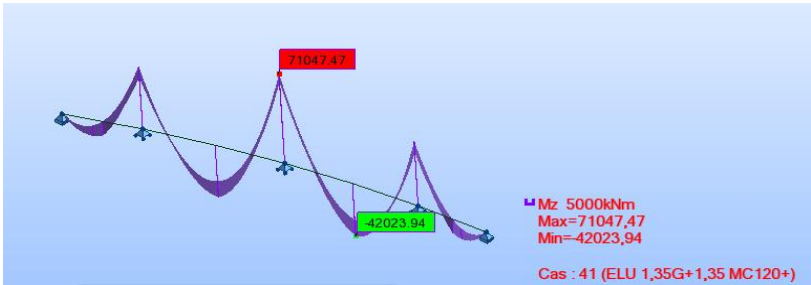
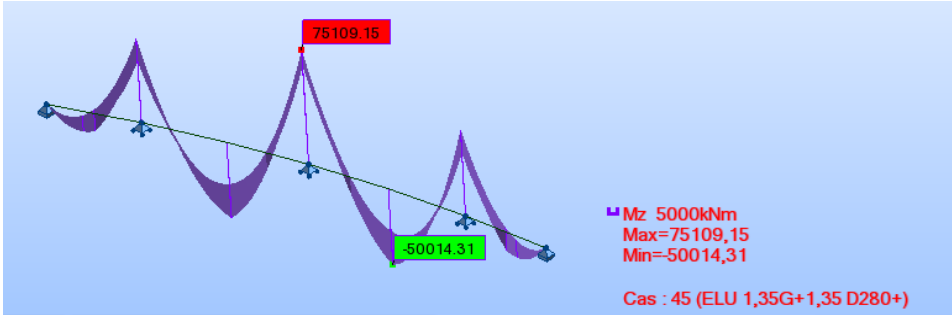
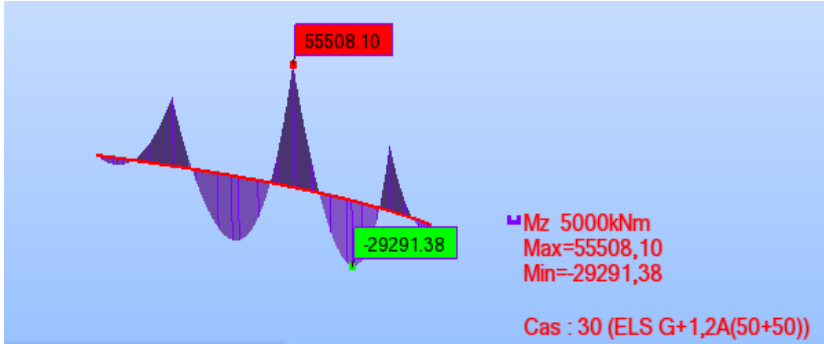
ANNEXE II

Phase de de service

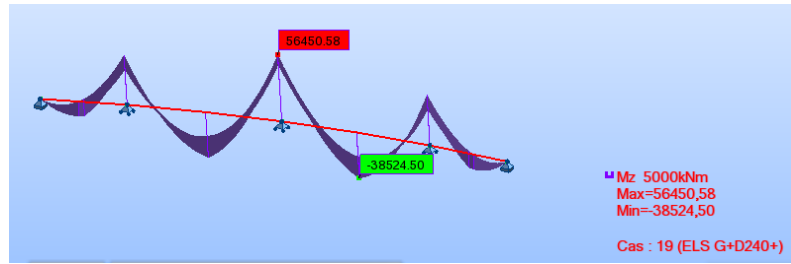
a- Diagrammes du moment fléchissant :

Charges	Moment fléchissant [KN.m]
G	 <p> ■ Mz 5000kNm Max=48457,27 Min=-23115,84 Cas : 2 (G) </p>
D240	 <p> ■ Mz 5000kNm Max=10217,25 Min=-15706,34 Cas : 10 (D240 +) </p>
BC	 <p> ■ Mz 5000kNm Max=9775,93 Min=-15407,56 Cas : 13 (BC4V +) </p>
MC120	 <p> ■ Mz 500kNm Max=5330,27 Min=-8302,09 Cas : 19 (MC120 +) </p>

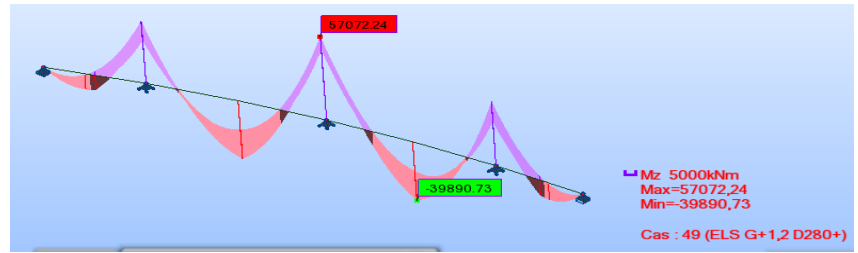
<p>D280</p>	 <p>Mz 1000kNm Max=9204,46 Min=-14221,69 Cas : 22 (D280 +)</p>
<p>A</p>	 <p>Mz 5000kNm Max=9627,88 Min=-5060,47 Cas : 7 (A50+50)</p> <p><i>Moment fléchissant pour les deux travées de 50m</i></p>
	 <p>Mz 5000kNm Max=8690,40 Min=-8608,42 Cas : 4 (A 50)</p> <p><i>Moment fléchissant pour la travée de 50m</i></p>
<p>ELU 1,35G+1,35D240</p>	 <p>Mz 5000kNm Max=76208,28 Min=-52008,08 Cas : 16 (ELU 1,35+1,35 D240+)</p>

<p><i>ELU</i> <i>1,35G+1,6BC</i></p>	
<p><i>ELU</i> <i>1,35G+1,35MC120</i></p>	
<p><i>ELU</i> <i>1,35G+1,35D280</i></p>	
<p><i>ELS</i> <i>G+1,2 A</i></p>	

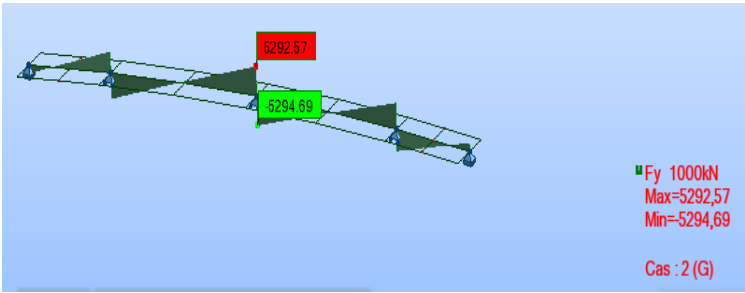
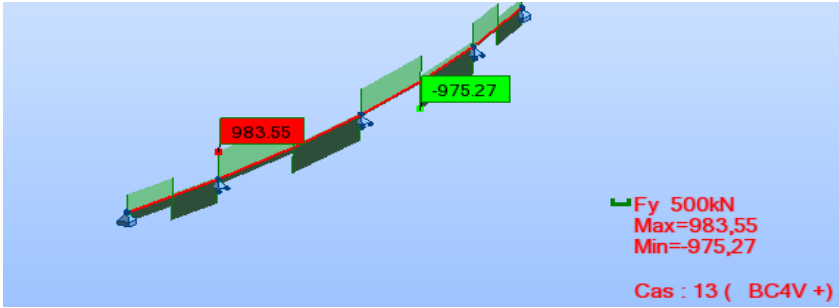
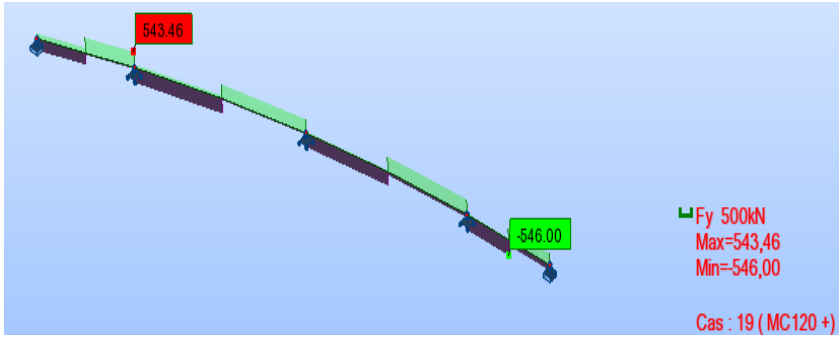
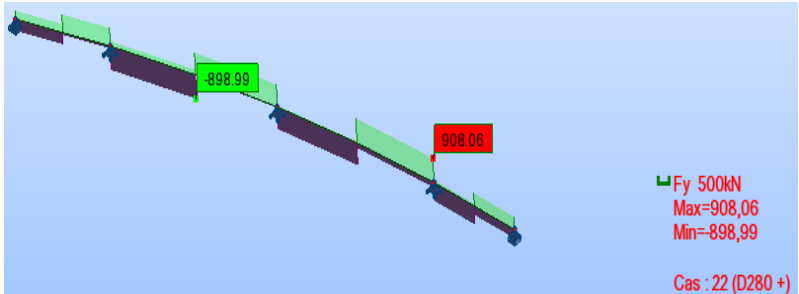
ELS
G+D240

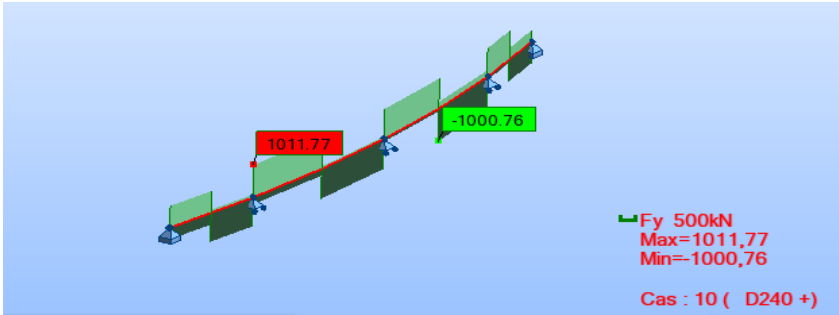
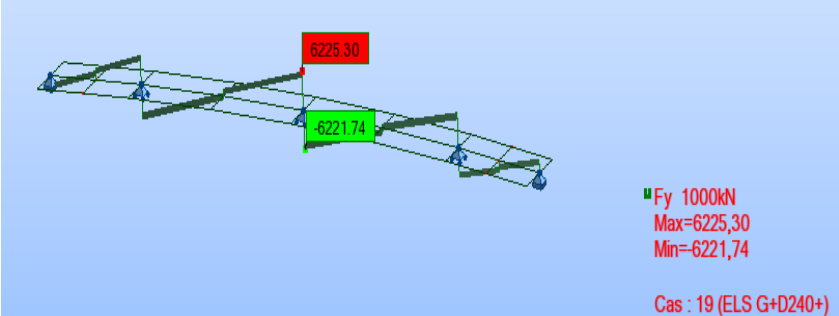
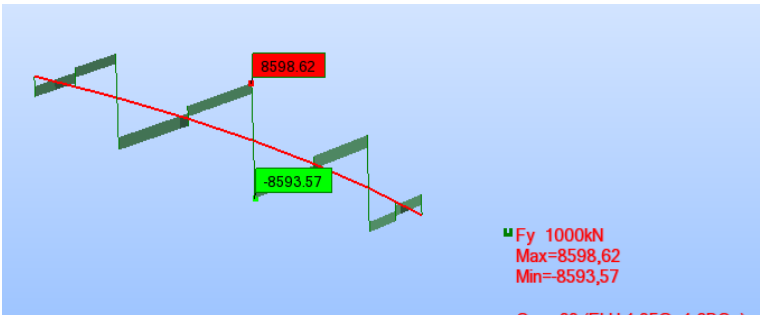
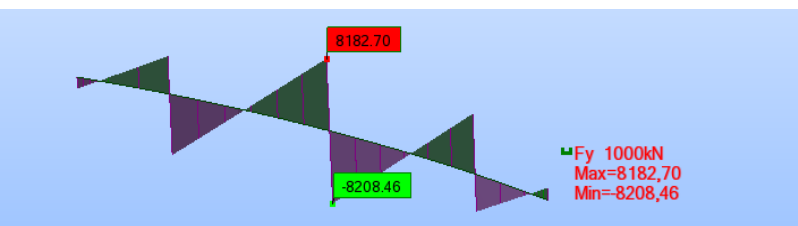


ELS
G+D280



Diagrammes du l'effort tranchant

<i>Phases</i>	<i>Moment fléchissant [KN]</i>
<i>G</i>	 <p style="text-align: right;"> ■ Fy 1000kN Max=5292,57 Min=-5294,69 Cas : 2 (G) </p>
<i>BC</i>	 <p style="text-align: right;"> ■ Fy 500kN Max=983,55 Min=-975,27 Cas : 13 (BC4V +) </p>
<i>MC120</i>	 <p style="text-align: right;"> ■ Fy 500kN Max=543,46 Min=-546,00 Cas : 19 (MC120 +) </p>
<i>D280</i>	 <p style="text-align: right;"> ■ Fy 500kN Max=908,06 Min=-898,99 Cas : 22 (D280 +) </p>

<p><i>D240</i></p>	 <p> ■ Fy 500kN Max=1011,77 Min=-1000,76 Cas : 10 (D240 +) </p>
<p><i>ELS</i> <i>G +D240</i></p>	 <p> ■ Fy 1000kN Max=6225,30 Min=-6221,74 Cas : 19 (ELS G+D240+) </p>
<p><i>ELU</i> <i>1,35 G +1,6BC</i></p>	 <p> ■ Fy 1000kN Max=8598,62 Min=-8593,57 Cas : 23 (ELU 1,35G+1,6BC+) </p>
<p><i>ELU</i> <i>1,35 G +1,6 A</i></p>	 <p> ■ Fy 1000kN Max=8182,70 Min=-8208,46 Cas : 27 (ELU 1,35 G+1,6A) </p>

ELS
G+1,2BC

