



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



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**FACULTÉ : Génie Civil et d'Architecture**

**DÉPARTEMENT : Génie Civil**

### **MÉMOIRE DE MASTER**

**DOMAINE : Science et Technologie.**

**FILIERE : Travaux Publics**

**OPTION : Voies et Ouvrages d'art**

**Présenté par :**

**Timezghin Abdelhakim**

**Ben Zoubir Yacine.**

### **Thème**

**Étude du tablier d'un pont rail mixte**

**Soutenu le : 26 / 09 / 2021. Composition du jury :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mme Boulaghmen Farida	M.A.A	Président
Mr. Nouioua Tahar	M.A.A	Examineur
Mr. Amara Salah	M.C.A	Encadreur
Mr. Bachiri Attia	M.C.B	Co-Encadreur

**Promotion : 2020/2021**

## ***REMERCIEMENTS***

Tout d'abord, nous remercions Dieu, le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et d'achever ce mémoire.

Nos vifs remerciements s'adressent aux membres de jury, Mme. Boulaghmen Farida en qualité de président et Mr.Nouioua Tahar en tant qu'examineur pour avoir accepté d'évaluer et de porter un jugement objectif sur notre travail et nous honorer de leur présence, nous souhaitons que nous profiterons de leurs critiques et remarques.

Nous tenons à remercier nos encadreurs Monsieur Amara Salah et Mr.Bachiri Attia pour leur disponibilité, leurs précieuses orientations et leurs précieux conseils et motivations qui nous ont gardé sur le droit chemin afin de réaliser ce travail.

Nous remercions tous les enseignants du département de Génie Civil sans exception qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Enfin, nos remerciements s'adressent à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste projet de fin d'étude.

## اهداء

اهدي هذا العمل المتواضع إلى

إلى الوالدين الكريمين حفظهما الله

و إلى كل أفراد أسرتي

و إلى روح جدي و جدتي رحمهما الله

و إلى كل الأصدقاء ، و من كانوا برفقتي و مصاحبتي أثناء دراستي في الجامعة

وإلى كل من لم يدخر جهدا في مساعدتي

و إلى كل من ساهم في تلقيني ولو بحرف في حياتي الدراسية

الطالب بن الزبير ياسين

## إهداء

اللهم لك الحمد على أن هديتنا لهذا و ما كنا لنهتدي لولا أن هديتنا...

إلى صاحب الروح الطيبة و سندي في الحياة والدي العزيز حمو حفظه الله و أطال  
عمره

إلى الشمس المشرقة في حياتي أُمي الغالية ليلى حفظها الله ورعاها و أطال عمرها

إلى أختي الغاليتين لويضة و زينب سيرين

إلى أخوين العزيزين وليد و زكرياء

إلى أخي الذي لم تلده أُمي محمد رمزي أمزيان

إلى صديقي الوفي محمد الأمين قلو

إلى كل أفراد عائلتي و أقاربي

إلى كل من مد إلي يد العون في مساري الدراسي

إلى الرجال الذين إذا عاهدوا لم يغيروا لأنهم يعلمون أن – العهد كان مسؤولاً -

أهدي هذا العمل المتواضع – مذكرة تخرجي – إليكم جميعاً

الطالب تمزغين عبد الحكيم .

## عنوان المذكرة: دراسة سطح جسر سكة حديدية ذو عارضتين

**المخلص** يتكون هذا العمل من دراسة سطح جسر سكة حديدية مركب ذو عارضة مزدوجة يقع في منطقة غير زلزالية؛ . بدأنا عملنا EUROCODES تتضمن الدراسة حساب وتحجيم العناصر المقاومة للسطح وفقاً للوائح الكود الاوربي بعموميات على الجسور وتصنيفاتها وعناصر الربط بين مادتي الصلب والخرسانة.

من بين عدة أنواع محتملة من الجسور، تم اختيار نوع العارضة المزدوجة المختلط لدراستنا. يشمل العمل التحجيم المسبق للقسم المعدني، و حساب الأحمال والأحمال الزائدة، ودراسة العارضة المركبة وحساب البلاطة والوصلات المعدنية. تم الحصول على توزيع القوى في الحزم المركبة وفي البلاطة عن طريق نمذجة السطح باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analyses Professional (الإصدار 2014).

الكلمات المفتاحية جسر للسكك الحديدية ، سطح الجسر، وصلة ، الكود الاوربي،

### **Memory title: Study of a double girder metal railway bridge deck**

**Abstract:** This work consists of the study of the deck of a composite two-girder rail bridge located in a non-seismic zone; the study includes the calculation and sizing of the resistant elements of the deck in accordance with the EUROCODES and RPOA regulations.

We started our work with generalities on bridges and their classifications, generalities on railways and connection elements between the two materials steel and concrete.

Among several possible types of bridges, the composite two-girder bridge type was selected for our study. The work includes the pre-dimensioning of the metal section, the evaluation of loads and overloads, the study of the composite beam and the calculation of the slab and the connectors. The distribution of the internal efforts in the composite beams and in the slab was obtained by modeling the deck using the Autodesk Robot Structural Analyzes Professional software (version 2014) Keywords: rail bridge, deck, EUROCODES, Robot, connector

### **Titre du mémoire : Étude d'un tablier de pont ferroviaire bipoutre métallique**

**Résumé :** Ce travail consiste en l'étude du tablier d'un pont rail bipoutre mixte situé dans une zone non sismique ; L'étude englobe le calcul et le dimensionnement des éléments résistants du tablier conformément aux règlements EUROCODES et RPOA.

Nous avons entamé notre travail par des généralités sur les ponts et leurs classifications, des généralités sur les chemins de fer et des éléments de connexion entre les deux matériaux acier et béton.

Parmi plusieurs types de ponts possibles, le type pont bipoutre mixte à été retenu pour notre étude. Le travail comprend le pré-dimensionnement de la section métallique, l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la poutre mixte et le calcul de la dalle et des connecteurs. La répartition des efforts dans les poutres mixtes et dans la dalle a été obtenue par modélisation du tablier en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysais Professional (version 2014).

**Mots clés :** Pont rail, tablier, EUROCODES, Robot, connecteur.

INTRODUCTION GENERALE .....	15
<b>Chapitre I : GENERALITES SUR LES PONTS .....</b>	<b>1</b>
I.1 Généralités sur les ponts .....	1
I.2 L'évolution des ponts .....	2
I.3 Définitions et différentes parties d'un pont .....	3
I.3.1 Définition d'un pont : .....	3
I.3.2 Les parties d'un pont : .....	3
I.3.2.1 Composition de la superstructure :.....	3
I.3.2.2 Composition de l'infrastructure:.....	5
I.4 Classification des ponts .....	6
I.4.1 Classification suivant le fonctionnement mécanique.....	7
I.4.2 Classification suivant la destination des voies supportées. ....	7
I.4.3 Classification suivant la position en plan. ....	7
I.4.4 Classification suivant la durée de vie. ....	7
I.4.5 Classification suivant la mobilité :.....	8
I.4.6 Classification suivant la continuité de la superstructure :.....	8
I.5 Présentation des ponts mixtes .....	9
I.6 Les type de ponts mixtes.....	10
I.6.1 Ponts mixtes de type bipoutres : .....	10
I.6.2 Pont mixte de type poutrelles enrobées :.....	10
I.6.3 Ponts mixtes en caisson .....	11
<b>II. Chapitre II : LA CONNEXION ENTRE LES MATERIAUX .....</b>	<b>33</b>
II.1 Liaison Acier- béton. ....	33
II.1.1 Tôle profilée :.....	33
II.1.2 Connecteurs de cisaillement : .....	33
II.2 Entretroisement des poutres .....	34
II.2.1 Entretroisement souple.....	34
II.2.2 Entretroisement rigide.....	35
II.3 . Connexion dalle– poutre .....	35

II.4	.Tablier mixte .....	36
II.5	.Poutres mixtes acier-béton.....	37
II.6	Avantages et inconvénients des poutres mixtes.....	38
II.7	. Avantages des ponts mixtes .....	38
 III. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT.....		40
III.1	.Introduction :.....	40
III.2	.Caractéristique des matériaux :.....	40
III.2.1	Règles utilisées :.....	40
III.2.2	Le béton : .....	40
III.2.2.1	Les caractéristiques mécaniques du béton : .....	41
III.2.2.2	Contraintes admissibles :.....	41
III.2.2.3	Déformation du béton : .....	43
III.2.2.4	Coefficient de poisson :.....	44
III.2.2.5	Qualités attendues d'un béton pour les ouvrages:.....	44
III.2.2.6	Module de déformation longitudinale : .....	44
•	Module de déformation différée (longue durée) :.....	44
III.2.3	Armatures:.....	45
III.2.3.1	Aciers passifs:.....	45
III.2.3.2	Aciers pour les constructions métalliques:.....	47
III.3	. Choix et type d'ouvrage .....	48
III.4	. Comment procéder au choix .....	48
III.5	Pré-dimensionnement .....	49
III.6	Pré dimensionnement du tablier.....	49
III.6.1	Largeur de tablier .....	49
III.6.2	Pré dimensionnement des poutres.....	49
 IV. Chapitre IV : LES CHARGES ET LES SURCHARGES.....		54
IV.1	Évaluation des charges .....	54
IV.1.1	Charges permanentes : PP .....	54

IV.1.2	Charges permanentes supplémentaires (CCP).....	56
IV.2	Evaluation des surcharges.....	57
IV.2.1	Surcharges ferroviaires :.....	57
IV.2.2	Surcharges sur les trottoirs :.....	59
IV.2.3	Effet dynamique :.....	59
IV.2.4	Effet du vent :.....	60
IV.2.5	Le gradient thermique :.....	60
IV.2.6	Le retrait :.....	61
V.	Chapitre V : MODALISATION ET EVALUATION DES EFFORTS.....	65
V.1	.Présentation de logiciel de calcul.....	65
V.2	VERIFICATION DE LA SECTION D'ACIER.....	70
V.2.1	Classification de la section : .....	70
V.2.1.1	Classe de résistance .....	71
V.2.2	Détermination de la largeur efficace de la dalle (Selon ENV 1994-1-2) [20] : .....	72
V.2.3	Vérifications à l'état limite ultime .....	73
V.2.4	Calcul de la section mixte.....	76
V.2.4.1	Position du centre de gravité de la section mixte .....	76
V.2.4.2	Caractéristiques géométriques de la section mixte :.....	76
V.2.5	Vérification des contraintes de cisaillement:.....	79
V.3	CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LA DALLE.....	80
V.3.1	Calcul de la dalle sous l'effet des charges permanentes, et charges permanentes supplémentaires :.....	80
	• Les charges permanentes : .....	80
	• Les charges permanentes supplémentaires (maximales) :.....	80
V.3.2	Calcul la dalle sous l'effet des surcharges ferroviaires :.....	80
V.3.3	Combinaisons d'Actions.....	83
V.3.3.1	Les résultats numériques .....	84
V.3.3.1.1	1 er cas de chargement .....	84
V.3.3.1.2	2 ème cas de chargement.....	84
V.3.4	Ferraillage de la dalle .....	85
V.3.5	Calcul des connecteurs .....	89
V.3.5.1	Définition .....	89

V.3.5.2	Choix du connecteur.....	90
V.3.5.3	Principe de calcul .....	90
V.3.5.3.1	Dimensionnement d'un goujon .....	91
➤	Bibliographique .....	5

## Liste des figures

Figure I.1. Types de ponts.....	1
Figure I.2. Pont rail mixte. ....	2
Figure I.3.Les composants d'un pont suspendu. ....	3
Figure I.4. Les parties d'un pont. ....	6
Figure I.5. Classification des ponts. ....	6
Figure I.6.Types de ponts en fonction de leurs portées.....	9
Figure I.7. Coupe transversale d'un pont à poutres multiples. ....	9
Figure I.8. Les dimensions de pont bipoutre. ....	10
Figure I.9.Exemple d'un pont de type poutrelles enrobées. ....	10
Figure I.10.Pont à poutrelles enrobées. ....	11
Figure I.11.Caisson mixte. ....	12
Figure I.12. Ponts mixtes en caisson. ....	12
Figure II.1. Exemples de connecteurs de cisaillement. ....	33
FigureII.2.Entretoises intermédiaires. ....	34
Figure II.3.Types des entretoises.....	35
Figure II.4.Poutre de pont mixte. ....	36
Figure II.5.La connexion par goujons. ....	36
Figure II.6.Dalle mixte acier-béton. ....	37

Figure II.7.Poutres mixtes. ....	37
Figure III.1. Diagramme parabole rectangle du béton. ....	42
Figure III.2.diagramme déformation-contraintes pour des aciers passifs. .....	46
Figure III.3. Coupe transversale du pont mixte. ....	49
Figure III.4. Dimensions de la section d'une poutre. ....	50
Figure III.5. Section du PRS sur appuis à mi- travée. ....	52
Figure IV.1.Dimensions du PRS2000. ....	56
Figure IV.2.Modèle de charges LM71. ....	58
Figure IV.3.Modèle de charges SW/0. ....	58
Figure IV.4.Modèle de charges SW/2. ....	59
Figure IV.5.Gradient thermique de la section mixte. ....	61
Figure IV.6.Effets du retrait du béton dans la section mixte. ....	63
Figure V.1. Tableau de modèle ROBOT. ....	65
Figure. V.2. Fenêtre pour le choix du type de projet. ....	66
Figure V.3. Etapes de modélisation du tablier. ....	66
Figure V.4. Définition d'une section. ....	67
Figure V.5. Définition du tablier. ....	67
Figure V.6. Définition des charges. ....	68
Figure V.7. Maillage et calcul. ....	68

Figure V.8.Affichage des diagrammes. ....	69
Figure V.9.Affichage du cartographique panneau. ....	69
Figure V.10.Tableau des valeurs des moments .....	70
Figure V.11.Dimensions du PRS. ....	70
Figure V.12.Calcul de la largeur efficace de la dalle [20]......	73
Figure V.12.Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).....	74
Figure V.13.section mixte. ....	76
Figure V.14.Répartition de la force d'essieu ponctuelle 250 KN sur une bande longitudinale.....	81
Figure V.15.Répartition de la force d'essieu ponctuelle 250 KN sur deux bandes longitudinales.....	81
Figure V.16.Diffusion des surcharges .....	82
Figure V.17.Les efforts sur rails.....	83
Figure V.18.1er cas de chargement de la dalle .....	84
Figure V.19.2eme cas de chargement de la dalle.....	84
Figure V.20.Coupe de ferrailage de la dalle .....	88
Figure V.21.Liaison entre l'acier et le béton .....	89
Figure V.22.Exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier –béton .....	89
Figure V.23.Connecteurs de type goujons .....	90

Figure V.24.Disposition de connecteur de type goujons.....91

### **List des tableaux**

Tableau I.1.Sélection les types de poutrelles enrobées	11
Tableau III.1. Type de béton adopté pour chaque élément structural, selon la Norme NF EN-206-1	40
Tableau III.2.Les enrobages minimaux et nominaux des armatures passifs.	46
Tableau III.3.Les limites d'élasticité de l'acier en fonction des épaisseurs	47
Tableau III.4. Largeur des semelles des poutres	51
Tableau IV.1: Variations de section de la poutre de travée 24 ml	55
Tableau IV.2. Valeurs recommandées de la composante linéaire de gradient thermique pour différents types de tabliers de ponts.	61
Tableau V.1: Limite d'élanement de la semelle dans la section d'appui	71
Tableau V.2: Largeurs effectives de la dalle	73
Tableau V.3. Récapitulatifs de calcul et vérification	75
Tableau V.4. Caractéristiques géométriques de la poutre métallique	77
Tableau V.5.Caractéristiques statiques de la poutre métallique	78
Tableau V.6. Caractéristiques géométriques de la section mixte (dalle +poutres métalliques)	78

Tableau V.7.Caractéristiques statiques de la section mixte (dalle +poutres métalliques)	78
Tableau V.8: Caractéristiques élastiques des sections des poutres métallique	78
Tableau V.9: Caractéristiques élastiques des sections des poutres mixtes sur appuis courte durée n=6	79
Tableau V.10.Récapitulatif des moments fléchissant dans la dalle (kN.m)	85
Tableau V.11 .Récapitulatif des efforts tranchants dans la dalle (kN)	85
Tableau V.12.Récapitulatif des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en travée et appui	86
Tableau V.13.Vérification des contraintes	87
Tableau V.14.Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal (kN/m)	92

# ***INTRODUCTION GENERALE***

## INTRODUCTION GENERALE

Ces dernières années l'Afrique connaît une forte croissance démographique dans ses villes et campagnes d'où la nécessité de se déplacer, de développer les échanges commerciaux, de faciliter le transport, d'assurer la sécurité, la rapidité. le confort, reste un défi à relever, ainsi la voie ferrée se présente comme l'une des infrastructures les plus importantes pour le développement socio-économique. Le désenclavement d'une région voire d'un pays, l'existence d'obstacles naturels rendant l'accès difficile à une localité ou une région oblige l'intégration d'ouvrages d'arts tels que les ponts, les dalots dans certain projets de chemins de fer.

Le transport ferroviaire représente un des piliers fondamentaux du développement durable et de la prospérité de tout pays. Des systèmes de transport efficaces et des réseaux modernes sont donc une nécessité pour le développement économique, et la préservation de l'environnement. La conception d'un pont repose sur de nombreux paramètres particulièrement liés au site, au pays à l'urbanisme. Et d'autres données qui sont classées en :

- Données fonctionnelles et dimensionnelles (la vois, portée, profil en travers, profil en long,...).
- Données naturelles (la nature du sol).

La construction d'ouvrages d'art permet cependant le franchissement des obstacles naturels et artificiels : rivières, vallée, route, voie ferrée et impose pour sa conception et son calcul des normes et des règles précises. Un effort exceptionnel a été consenti par l'Etat, durant la dernière décennie, en matière de réalisation de grands projets d'infrastructures et d'équipements publics, notamment dans le domaine ferroviaire.

En effet l'objectif de ce travail est de faire une étude du tablier d'un pont ferroviaire mixte. En regroupant et appliquant toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire notamment : la résistance des matériaux, le béton armé, la construction métallique, le béton précontraint et la modélisation numérique basé sur la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Robot Millinum, l'un des logiciels les plus performant dans le domaine de Génie civil.

Pour atteindre notre objectif d'étude, le manuscrit est élaboré suivant le plan de travail suivant :

Le premier chapitre est consacré aux généralités sur la conception générale des ponts, il contient également des définitions et classifications des ponts métalliques.

Le deuxième chapitre à caractère bibliographique, permet de décrire les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction des ponts mixtes, l'acier d'armature, le béton constituant la dalle et l'acier constituant les poutres métalliques et leurs conditions d'interactions à travers les connecteurs de cisaillement en finalisant par les avantages et les inconvénients de cette liaison.

Le troisième chapitre est consacré au pré dimensionnement des poutres métalliques et de la dalle en béton armé en respectant les différents règlements régissent cette partie de conception d'un pont mixte destiné à l'utilisation ferroviaire.

Dans le quatrième chapitre nous détaillons le calcul de différentes charges et surcharges appliquées au pont, notamment les charges permanentes dû au poids propre (PP), les charges permanente supplémentaire (CCP), les surcharges du au trafic ferroviaire. Dans le dernier chapitre on présente les étapes de modélisation de notre projet à l'aide du logiciel Robot Structural Analyses Professional (version 2014) afin d'analyser la structure de tablier et aboutir la distribution de différents efforts, cette dernière nous a permet de vérifier les éléments structuraux de tablier suivant les codes en vigueur notamment l'eurocode et le BAEL. A la fin de notre travail on se termine par une conclusion générale.

# **Chapitre I**

## ***GENERALITES SUR LES PONTS***

## Chapitre I : GENERALITES SUR LES PONTS

### I.1 Généralités sur les ponts

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue :

- Pont-route
- Pont-rail
- Pont-canal.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si son ouverture est de dimension respectable. Enfin en résumé, on appellera pont tout ouvrage de franchissement construit in situ, ce qui exclut les buses totalement ou partiellement préfabriquées. Même s'il existe une infinité de ponts, ils peuvent quand même être regroupés en quatre grandes catégories qui sont comme suite:

- Les Ponts en arc
- Les Ponts à poutres
- Les Ponts suspendus
- Les Ponts à haubans.

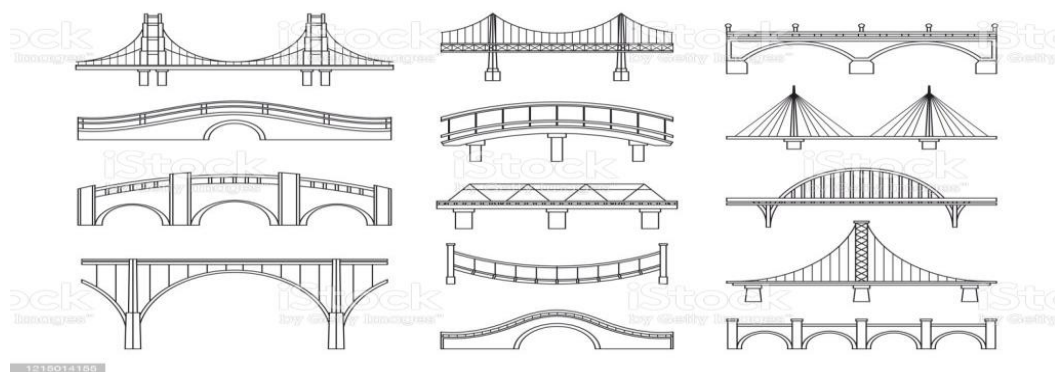


Figure I.1. Types de ponts.

Au cours de la conception et la réalisation d'un pont (voie ferrée ou route) souvent en confronte un obstacle ; il y a deux type d'obstacles :

- Naturel (brèche, cours d'eau)

# Chapitre I : GENERALITES SUR LES PONTS

---

- Artificiel (route, voie ferrée, canal)

On a deux solutions pour assurer la continuité de l'ouvrage :

- L'élimination de l'obstacle (obturer une brèche, détourner un cours d'eau).
- Conserver l'obstacle mais on réalise (un tunnel au-dessous, faire une déviation, ou un pont au-dessus)

## I.2 L'évolution des ponts

Pendant de longs siècles, les gens les franchirent grâce à des gués ou à des bacs, même si cela rallongeait souvent leur chemin. Les ponts étaient rares car leur construction était tout un art et d'une grande difficulté. Les premiers ponts consistaient en de simples troncs d'arbres abattus et jetés entre les deux rives de la rivière, puis arrivèrent les pontons et les ponts en corde essentiellement en Amérique et Asie (ce qui éveilla d'ailleurs la curiosité des Européens). Ces ponts de corde se rencontraient encore assez fréquemment au siècle dernier. Mais les maîtres incontestables en la matière furent les Romains (env. 600 ans avant J-C), qui construisirent des ponts de bois soutenus par des piliers, puis utilisèrent la maçonnerie (taille de pierre). Après la chute de l'Empire Romain, il resta en Europe de nombreux ponts en arcs, en pierres massives, témoignant de l'habileté des Romains. Mais pendant des siècles, personne ne poursuivit leur ouvrage et cet art se perdit. Ce n'est que beaucoup plus tard que l'Eglise s'y intéressa. L'histoire des ponts modernes commença avec le remplacement des arcs en demi-cercles par des formes elliptiques (pont de la Concorde à Paris). Cette nouvelle forme autorisait une portée beaucoup plus grande des arcs de ponts. Avec l'invention de l'acier au XVIII siècle, le bois et la pierre ne constituaient plus les seuls matériaux, et les premiers ponts métalliques apparurent. Les ponts d'acier devinrent le symbole de la modernité et certains devinrent même de réels chefs-d'œuvre de leur époque. [1]



Figure I.2. Pont rail mixte.

## I.3 Définitions et différentes parties d'un pont

### I.3.1 Définition d'un pont :

Le terme «Pont» désigne en général tout ouvrage permettant le franchissement en élévation d'un obstacle naturel (cours d'eau, vallée, etc. ) ou artificiel (routes, chemin de fer, etc.). Lorsque l'obstacle à franchir est une dépression profonde de terrain qui sert ou non à l'écoulement des eaux, on parle de viaduc. Un pont se compose de quatre parties: les fondations, les appuis, le tablier et les superstructures. [2]

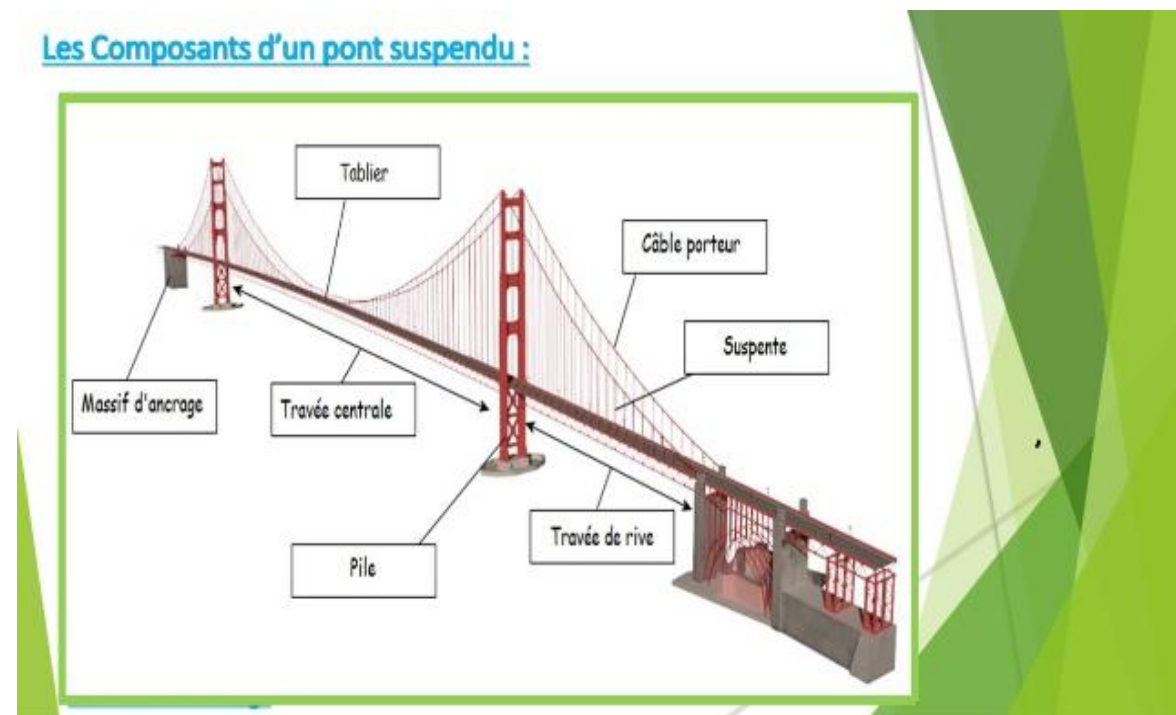


Figure I.3. Les composants d'un pont suspendu.

### I.3.2 Les parties d'un pont :

#### I.3.2.1 Composition de la superstructure :

\* **Le Tablier** : Le tablier est la partie de l'ouvrage supportant la chaussée (ou la voie ferrée) au-dessus de la brèche à franchir. Une dalle, des entretoises et parfois des longerons sont associés aux poutres pour former le tablier.

\* **Dalle** : La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture; c'est elle qui reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules. Outre celui de couverture, le rôle de la dalle est de reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres, les longerons et les entretoises.

\* **Les trottoirs** : Il en existe deux dont un de largeur de 1.25 m et 1.50m, ils sont préfabriqués et montés sur place, ils seront munis de garde-corps de 1 mètre de

# Chapitre I : GENERALITES SUR LES PONTS

---

hauteur et d'une glissière de sécurité permettant de mener les véhicules qui s'écartent de leurs voies.

\* **Entretoises** : Les poutres sont solidarisées par des entretoises d'about qui sont nécessaires pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis, ainsi assurent l'encastrement des poutres à la torsion, elles sont coulées après la mise en place des poutres

Elles ont un double rôle: celui de contreventement transversal s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres.

\* **Longerons** : Les longerons, essentiellement utilisés dans les ponts métalliques, sont disposés parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage et relient entre elles les différentes entretoises.

\* **Poutres principales** : Les efforts dus au poids propre (de la dalle, des longerons et des entretoises) et aux surcharges sont transmis aux poutres qui les reportent sur les appuis.

On distingue les poutres latérales ou poutre de rive ou, encore, poutres principales et les poutres sous chaussée, poutres sensiblement identiques, réparties de façon uniforme sous le tablier.

\* **Les appareils d'appuis** : Ce sont des éléments qui ont pour but d'assurer la liaison entre la structure et son support, tout en permettant l'absorption des déplacements des efforts horizontaux et permettent la rotation. Dans notre cas, ils sont constitués d'élastomère fretté, fixés sur les appuis (en général du néoprène et de tôle d'acier jouant le rôle de frettes).

\* **Contreventement** : Le contreventement est constitué par une poutraison croisée horizontale entre poutres latérales, le tout destiné à assurer la stabilité du tablier sous les efforts du vent. [2]

\* **Les accessoires de la superstructure** : Ils sont constitués par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est du poids mort qu'il faut supporter en permanence. Ce sont :

- La chaussée
- Les gargouilles
- Les trottoirs
- Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité)
- Les corniches
- Les joints de chaussée
- Les lampadaires...

## I.3.2.2 Composition de l'infrastructure:

\* **Les fondations** : Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées qui, elles, à leur tour ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations. [2] On a trois types des fondations : } des fondations superficielles (semelles et radiers) } des fondations semi-profondes (puits) } des fondations profondes (pieux).

\* **Les appuis** : la superstructure est supportée par (02) culés et plusieurs piles, Il existe deux types d'appuis: les appuis de rive ou culées (culées noyées ou culées massives) et les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles).

En plus de leur rôle de support des extrémités des ouvrages d'art, les culées doivent souvent soutenir les terres des ouvrages d'accès. Selon la nature des sols, le niveau d'appui sera proche de la surface (fondations superficielles) ou à grande profondeur (fondations profondes). [2]

\* **Culée** : c'est un support réalisé à chaque extrémité du pont. Elle doit assurer une bonne transmission des efforts au sol de fondation, et la limitation des déplacements horizontaux de façon à ne pas entraver le bon fonctionnement des appareils d'appuis, et la limitation des déplacements verticaux (tassements). Elle est constituée d'un mur de front surmonté un mur de grade grève, et de deux murs de retours, ainsi qu'une dalle de transition.

\* **Piles** : c'est un appui intermédiaire entre deux travées voisines. Elle est constituée par un chevêtre sur lequel repose les poutres, et supporté par les fûts, elle reprend les différentes sollicitations du tablier

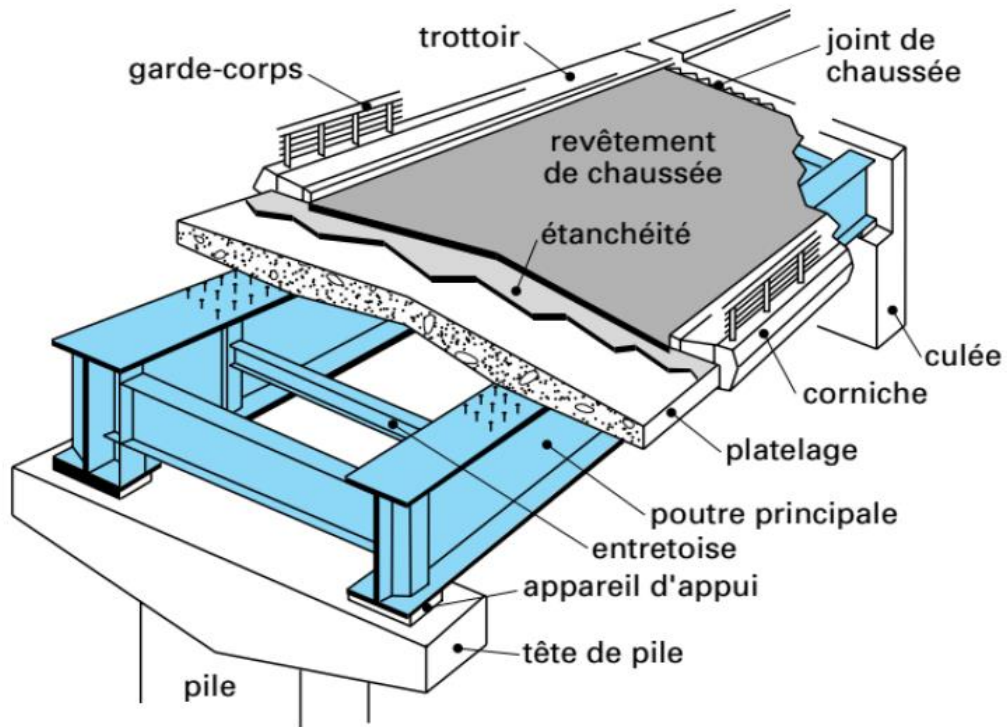


Figure I.4. Les parties d'un pont.

## I.4 Classification des ponts

Les ponts sont de différents types et on peut les classifier de plusieurs points de vue.

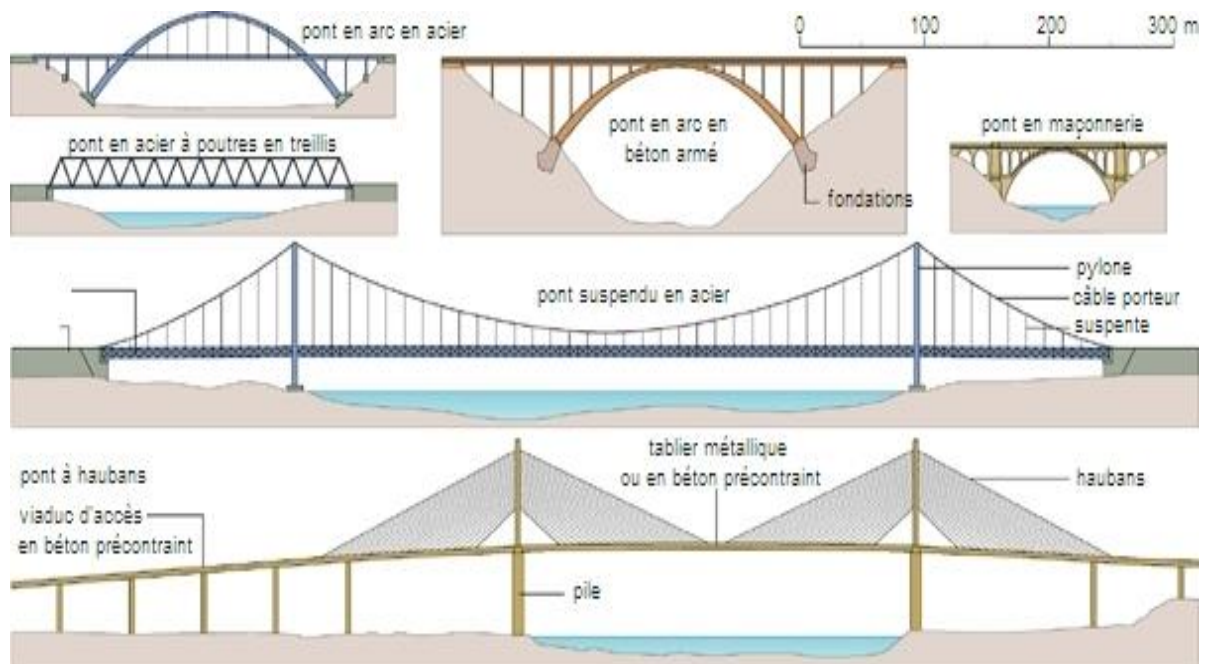


Figure I.5. Classification des ponts.

## **I.4.1 Classification suivant le fonctionnement mécanique.**

Selon cette classification, on distingue les caractéristiques suivantes :

- Les ponts poutres dont les réactions ne comportent que des composantes verticales; On trouve dans cette catégorie les ponts à poutres sous chaussée, les ponts à poutres latérales, les ponts dalle, les ponts en caisson, etc.
- Les ponts en arc: ce sont tous les ponts dont les réactions d'appui comportent une composante horizontale. On classe dans cette catégorie les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques ouverts et les cadres fermés ;
- Les ponts à câbles: ce sont tous les ponts portés par des câbles. Les charges verticales produisent des réactions inclinées divergentes. Dans cette catégorie, figurent les ponts à haubans et les ponts suspendus.

## **I.4.2 Classification suivant la destination des voies supportées.**

Suivant ce critère, on distingue les types de ponts suivants:

- Les ponts routes: ce sont les ponts qui portent une route lui permettant ainsi de franchir un obstacle;
- Les ponts rails: ce sont les ponts qui portent un chemin de fer qui lui permet de franchir un obstacle;
- Les ponts rails /routes: ce sont les ponts qui portent une route et un chemin de fer à la fois;
- Les passerelles: ce sont des ouvrages réservés uniquement à la circulation des piétons ;
- Les ouvrages hydrauliques: ce sont les ouvrages destinés à faire passer un cours d'eau.

## **I.4.3 Classification suivant la position en plan.**

Suivant ce critère, on distingue les types de ponts suivants :

- Ponts droits: ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle droit avec l'axe du pont ;
- Ponts biais: ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle (différent de l'angle droit) avec l'axe du pont. Il faut limiter dans la mesure du possible l'angle de biais, il ne doit pas trop s'éloigner de l'angle droit;
- Ponts courbes: ce sont les ponts dont l'axe présente une courbure.

## **I.4.4 Classification suivant la durée de vie.**

Suivant ce critère, les ponts sont classés en 3 catégories :

- **Les ponts définitifs :** Ils sont construits pour une durée égale à celle du matériau, et tant qu'ils pourront supporter les charges accrues des véhicules.

- **Les ponts semi définitifs** : Ce sont les ponts ayant, en général, l'infrastructure définitive et la superstructure provisoire ; Ils s'exécutent soit pour des raisons d'économie, soit quand on ne peut procurer, en temps utile, la superstructure définitive.
- **Les ponts provisoires** : Ils sont construits pour une durée relativement courte et sont utilisés soit pour le rétablissement rapide de la circulation, dans le cas de la déstructuration d'un pont définitif, soit pour assurer la circulation, pendant la construction ou la réparation d'un pont définitif. [2]

## I.4.5 Classification suivant la mobilité :

Suivant ce critère, on distingue:

- a) les ponts fixes
- b) les ponts mobiles : qui s'exécutent quand il est nécessaire d'augmenter temporairement le tirant d'air, pour le passage des vaisseaux. Ils sont de trois sortes :
- c) les ponts levants : dont le tablier est mobile en hauteur
- d) les ponts tournants : dont le tablier est monté sur pivot, permettant de le faire tourner horizontalement.
- e) les ponts basculants

## I.4.6 Classification suivant la continuité de la superstructure :

- **ponts à poutres indépendantes** où la superstructure est interrompue au-dessus des piles.
- **ponts à poutres cantilevers** où la superstructure est interrompue entre les piles.
- **ponts à poutres continues** où la superstructure n'a pas d'interruption. [2]

La liste n'est pas exhaustive car on trouve aussi d'autres critères de classification tels que le mode d'exécution, la position des voies supportées, etc.

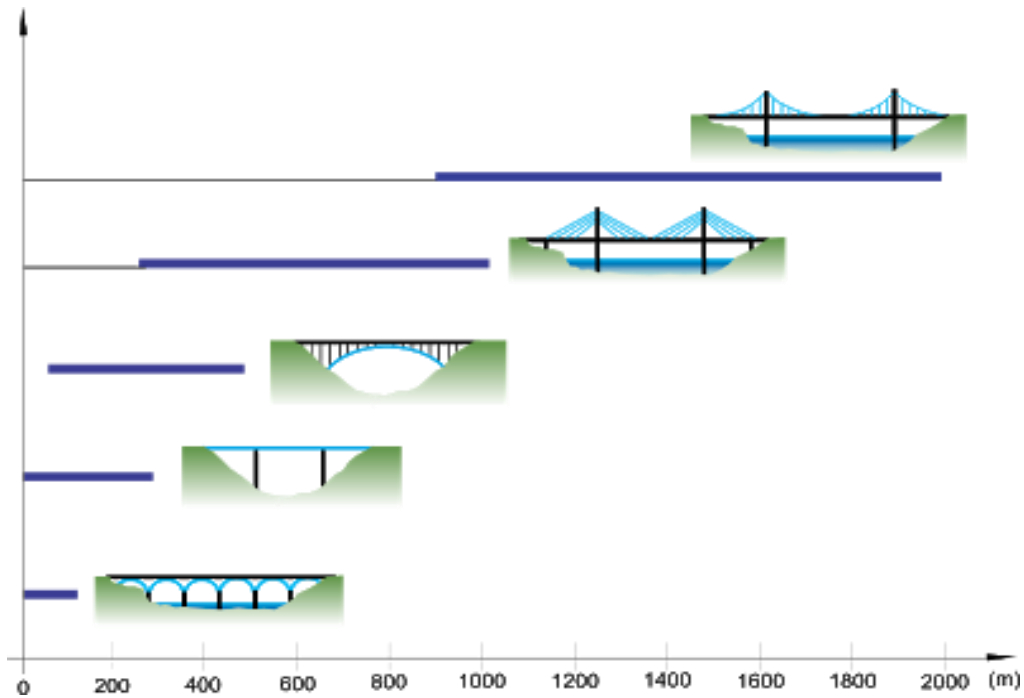


Figure I.6. Types de ponts en fonction de leurs portées.

## I.5 Présentation des ponts mixtes

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structuraux en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

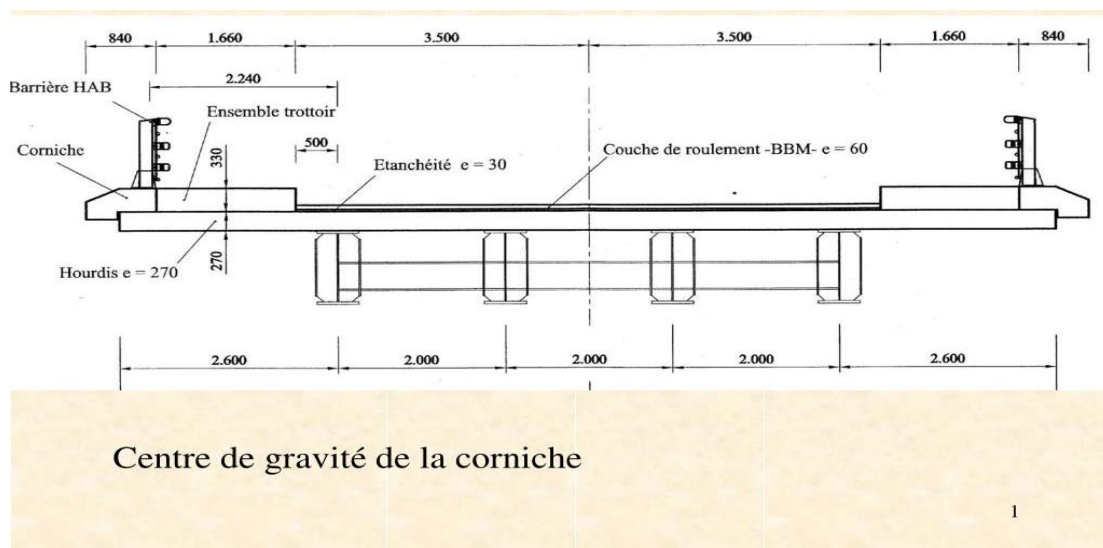


Figure I.7. Coupe transversale d'un pont à poutres multiples.

## I.6 Les type de ponts mixtes

### I.6.1 Ponts mixtes de type bipoutres :

Les ponts mixtes bipoutres sont les ponts standards. C'est ce type de pont que l'on rencontre le plus souvent car ils ont une construction facile et fiable. Pour les ponts mixtes bipoutres, les portées sont inférieures à 100 - 120 m.

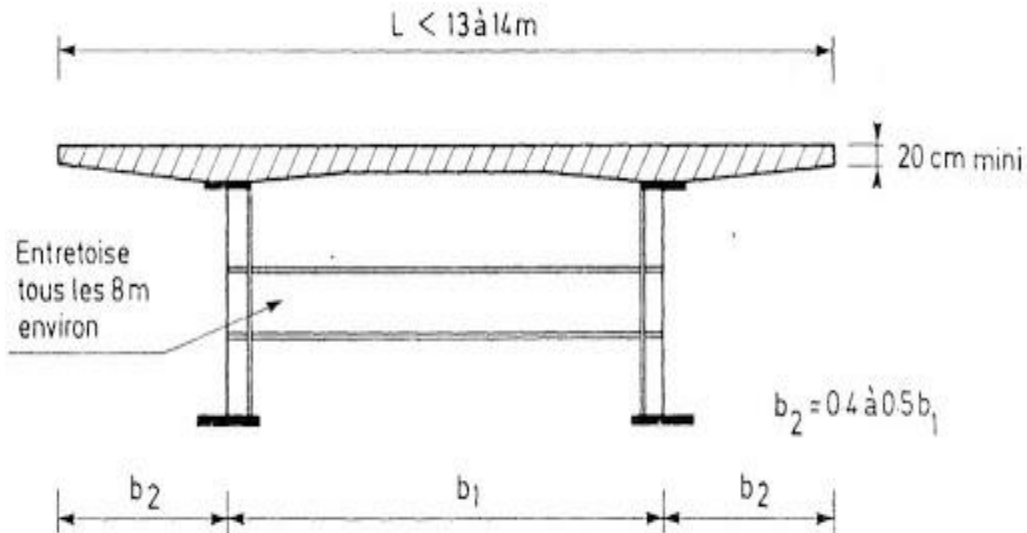


Figure I.8. Les dimensions de pont bipoutre.

### I.6.2 Pont mixte de type poutrelles enrobées :

Le pont mixte illustré à la FIGURE 1.9 est de type poutrelles enrobées. Le tablier de ce pont est constitué de poutres en acier laminées partiellement ou totalement enrobées. L'avantage de ce dimensionnement est de ne pas faire appel à un étaielement provisoire durant sa mise en œuvre, ce qui est très intéressant lorsqu'il est difficile d'interrompre les voies de circulation comme les voies ferrées. Un autre avantage est la robustesse élevée de ce type de structures. Les grandes quantités d'acier et de béton, nécessaires pour sa construction, n'en font pas une solution optimisée sur le plan économique et environnemental. . [3]

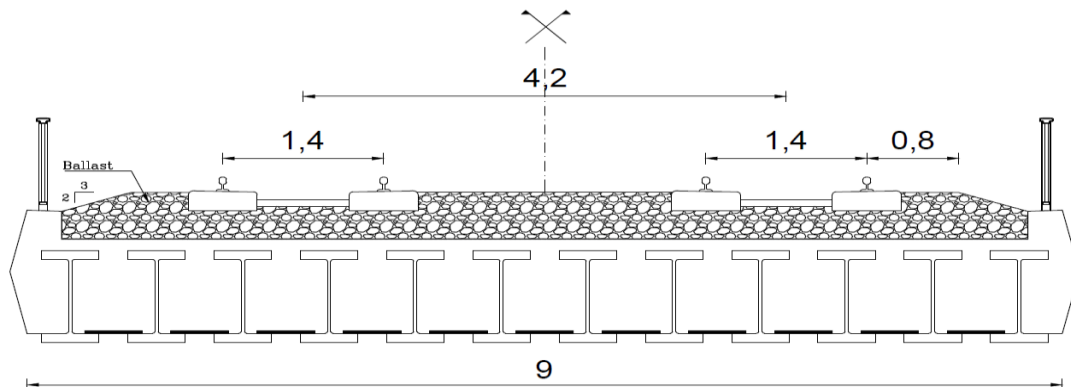


Figure I.9. Exemple d'un pont de type poutrelles enrobées.



Figure I.10. Pont à poutrelles enrobées.

Tableau I.1. Sélection les types de poutrelles enrobées

TYPE D'OUVRAGE	PORTEES (m)								
	0	5	10	20	30	40	50	100	200
<b>TRAVÉE INDEPENDANTE</b>									
Poutrelles enrobées									
Tablier mixte									
Dalle orthotrope									
<b>POUTRE CONTINUE</b>									
Poutrelles enrobées									
Tablier mixte									
Dalle orthotrope									

### I.6.3 Ponts mixtes en caisson

Les ouvrages mixtes de type caisson sont beaucoup plus rares que les ouvrages à poutres. En effet, ils sont plus complexes et donc plus coûteux à réaliser et à entretenir. Toutefois ils peuvent être adoptés pour des considérations esthétiques ou par rapport à l'espace disponible pour la réalisation des appuis. [3]

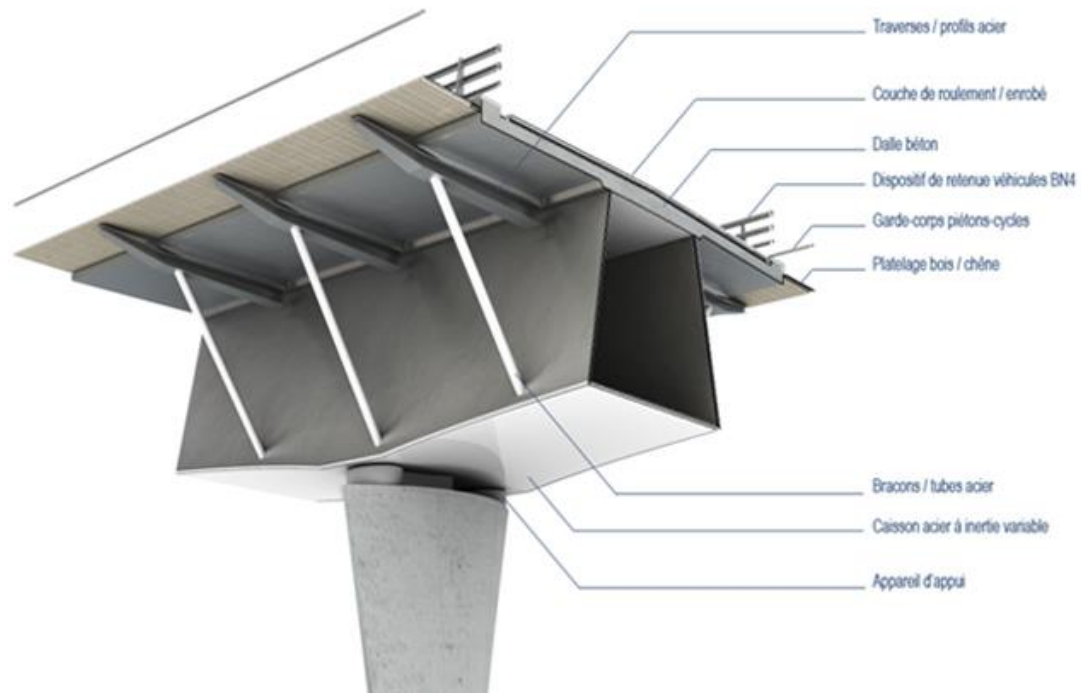


Figure I.11.Caisson mixte.



Figure I.12. Ponts mixtes en caisson.

## **Chapitre II**

# ***LA CONNEXION ENTRE LES MATERIAUX***

# I. Chapitre II : LA CONNEXION ENTRE LES MATERIAUX

## II. Chapitre II : LA CONNEXION ENTRE LES MATERIAUX

### II.1 Liaison Acier- béton.

La liaison de l'acier au béton doit présenter une « résistance complète », c'est-à-dire quel nombre de connecteurs doit être suffisant pour reprendre l'effort rasant maximal que chaque partie de la section transversale peut transmettre et ceci indépendamment des

Contraintes de cisaillement qui résultent du calcul de l'ensemble de la structure. Cette liaison doit présenter aussi une « résistance adéquate », signifiant que la liaison doit être capable de remplir sa fonction en suivant les déformations prévues par le calcul de la structure. Il est primordial d'utiliser une liaison flexible ou ductile, capable de s'adapter aux déplacements dus au transfert des efforts de cisaillement et aux glissements.

Il faut en outre, se préoccuper avec attention des effets locaux aux extrémités des poutres, dus au fluage et au retrait du béton [6].

#### II.1.1 Tôle profilée :

Les tôles nervurées ou tôles profilées sont des feuilles en acier laminées à chaud et façonnées à froid pour obtenir des formes très variées. Ces tôles sont généralement galvanisées à chaud pour améliorer leur résistance à la corrosion. Les tôles jouent le rôle de plate-forme de travail pendant la construction de l'ouvrage, de coffrage lors de bétonnage de la dalle et comme armature inférieure de la dalle mixte.

#### II.1.2 Connecteurs de cisaillement :

Constituent des organes de liaison placés à l'interface entre le profilé métallique et la dalle en béton afin de diminuer ou d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact ou le soulèvement éventuel de la dalle

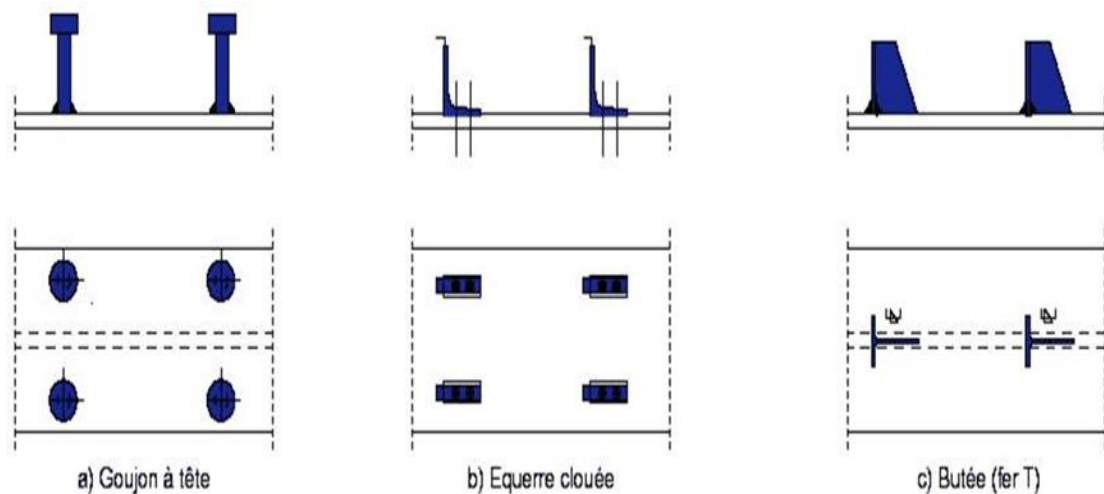


Figure II.1. Exemples de connecteurs de cisaillement.

# I. Chapitre II : LA CONNEXION ENTRE LES MATERIAUX

---

La figure II.3 montre quelques exemples de connecteurs, ils sont classés selon leurs mode de comportement : ductiles, semi-ductiles et rigides. Dans certaines modélisations les connecteurs ont même été considérés rigide-plastique parfait [7].

Les connecteurs ductiles sont les plus utilisés, car ils assurent une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité, particulièrement quand une connexion partielle est recherchée.

## II.2 Entretoisement des poutres

Une entretoise est une pièce rigide reliant deux éléments et permettant de maintenir un écartement fixe entre ceux-ci.

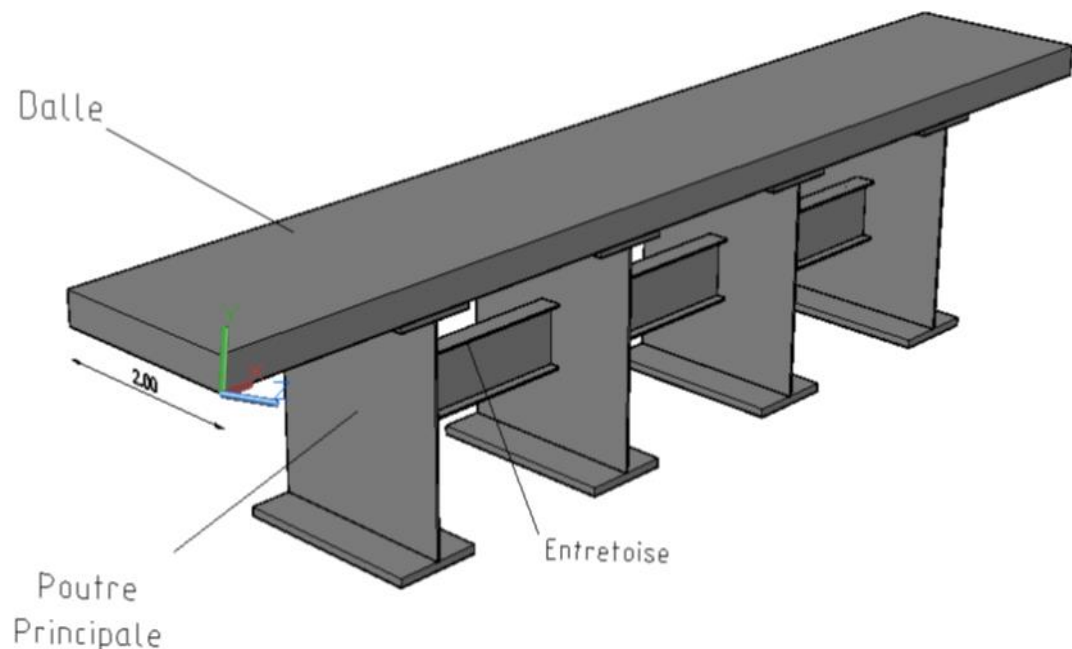


Figure II.2. Entretoises intermédiaires.

### II.2.1 Entretoisement souple

L'entretoisement souple est fait d'un profilé soudé sur les montants et placé environ à mi-hauteur des poutres (entretoise, Figure 5.a) ou en partie haute sous le platelage (pièce de pont, Figure 5.b). [7]

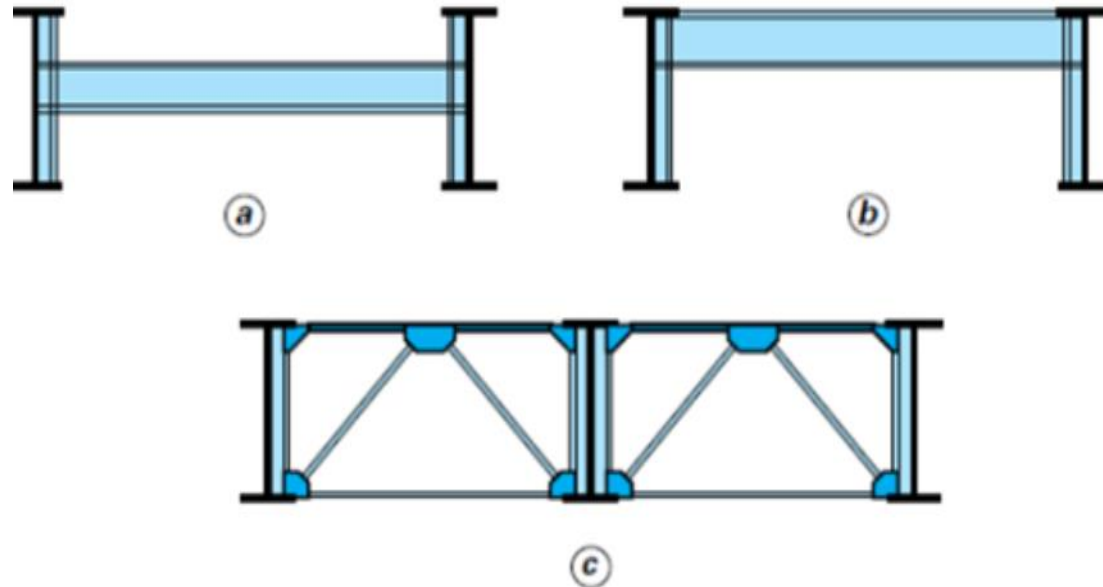


Figure II.3.Types des entretoises.

### II.2.2 Entretoisement rigide

Il est de type triangulé (figure 5.c) et il est fait de barres assemblées souvent par boulons (membrures, diagonales et montants).

La fonction de l'entretoise dans le pont à poutre est résumée comme suit :

- ✓ La stabilisation des poutres contre le déversement,
- ✓ Le contreventement horizontal avec le platelage, pour le report des charges

Horizontales du vent sur les appuis,

- ✓ Répartition des charges entre les poutres principales en imposant le déplacement « En bloc » de l'ensemble des poutres, transmission des réactions d'appuis verticales et Horizontales sur les lignes d'appuis, par un entretoisement spécial renforcé sur appuis [9].

### II.3 . Connexion dalle– poutre

La connexion entre les deux parties du tablier mixte est d'importance essentielle. S'il n'y a pas de connexion adéquate, les deux pièces se comporteront indépendamment, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de calculs. Lorsqu'ils sont correctement assemblés, les poutres métalliques et la dalle en béton agissent en tant que structure entière, augmentant considérablement l'efficacité de la structure. La connexion par goujons est souvent la plus utilisée (Figure.6 et Figure.7). Soudés à la semelle supérieure de la poutre métallique, les goujons sont généralement placés en rangées. L'espacement et le nombre par unité de longueur dépend de la force de cisaillement entre la poutre et la dalle

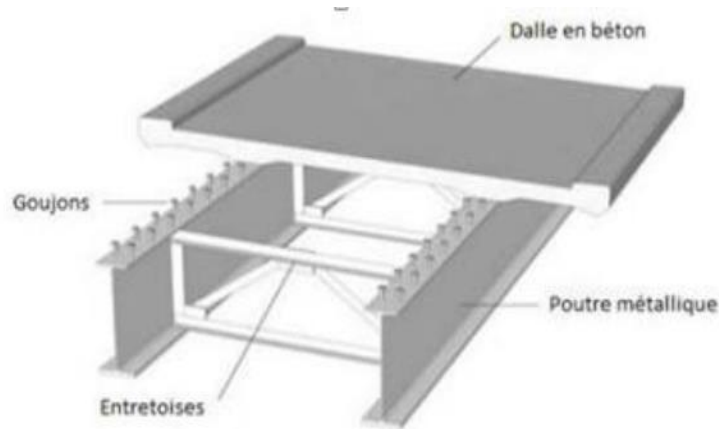


Figure II.4.Poutre de pont mixte.



Figure II.5.La connexion par goudjons.

### II.4 .Tablier mixte

•Dans un tablier mixte les deux matériaux BA et Acier contribuent ensemble dans la résistance du pont vis-à-vis des différents chargements (Flexion, effort tranchant, torsion....)

•Les avantages technico –économiques du bipoutre mixte par rapport aux tabliers traditionnels à poutres multiples sont:

1. Le gain sur le tonnage d'acier dû à un meilleur rendement des sections d'acier mises en œuvre.

2. le gain sur les coûts de construction: on observe une réduction des dépenses de fabrication, de transport, de montage ainsi que de la protection anticorrosion en raison tout simplement, de la diminution du nombre de poutres et d'une grande simplification dans le dessin et l'assemblage des éléments transversaux d'entretoisement.[10]

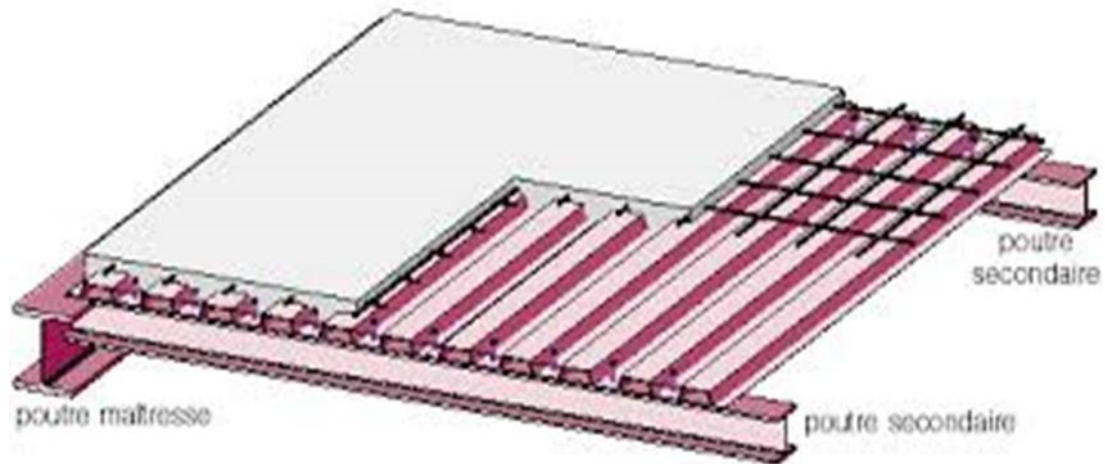
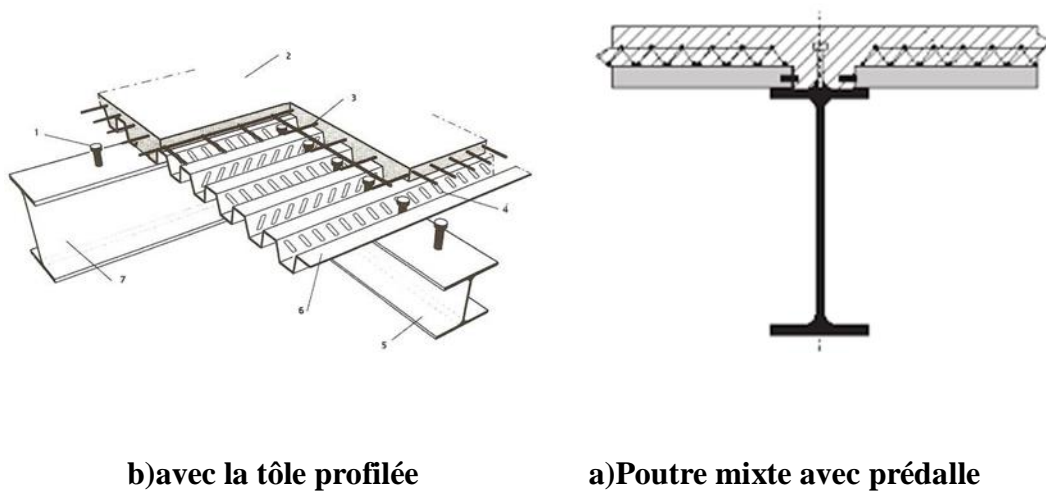


Figure II.6. Dalle mixte acier-béton.

## II.5 .Poutres mixtes acier-béton

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une profilé métallique laminée ou reconstituée soudé avec différentes configurations (âme pleine, ajourée ou alvéolaire), ou d'une poutre en treillis. La dalle complète la structure du plancher, elle coulée soit directement sur la tôle soit moyennant un coffrage ou des dalles préfabriquées. . (Fig.II.9(a)), ou une série de prédalles (Fig.II.9(b)).



b) avec la tôle profilée

a) Poutre mixte avec prédalle

Figure II.7. Poutres mixtes.

La solidarisation acier-béton est assurée par :

- l'assemblage classique ou mécanique par connecteurs (goujons, équerres, ...).
- l'assemblage innovant par des joints adhésifs (colle époxy, polyuréthane, ...).

### II.6 Avantages et inconvénients des poutres mixtes

Les principaux avantages liés au choix des poutres mixtes acier-béton, principalement pour les ouvrages d'art et les bâtiments multi-étagés, et ceux comportant des travées de portée moyenne à grande se résument en:

- Gain sur le poids total de la construction par la réduction de l'épaisseur en général
- Rigidité à la flexion plus importante.
- Résistance améliorée vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.
- Résistance à l'incendie suite à l'enrobage total ou partiel de l'acier.

Les constructions mixtes peuvent être non intéressantes dans certaines situations mais qui sont rattrapées par le nombre d'avantages précédemment cités.

### II.7 . Avantages des ponts mixtes

Les ponts en composite (acier – béton) est déjà devenu une solution populaire dans de nombreux pays et une alternative bien établie de ponts en béton. Leur compétitivité dépend de plusieurs circonstances telles que les conditions du site, les coûts locaux de matériel et de personnel et de l'expérience de l'entrepreneur. Un avantage remarquable de ponts mixtes par rapport aux ponts en béton, est que les poutres en acier peuvent supporter le poids du coffrage et du béton frais lors de la coulée.

Le nombre de piles d'un pont mixte peut être réduit de moitié par rapport à un pont en béton armé, et leur durabilité est supérieure en raison de la possibilité de réfection de la protection anticorrosion. Un autre avantage majeur est le gain de temps de construction, ce qui réduit la perturbation du trafic, et fait économiser de l'argent à l'entrepreneur, mais encore plus pour les usagers de la route, un fait que pendant longtemps a été négligé.

Récemment, ce facteur attire de plus en plus l'attention, parce que les dernières études montrent la nécessité de prendre en compte au moment de la décision pour un type de pont spécifique, non seulement les coûts de production mais aussi le temps de construction et les coûts de maintenance.

## **Chapitre III**

### ***CHOIX ET TYPE D'OUVRAGE ET PREDIMENSIONNEMENT***

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

---

### III. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

#### III.1.Introduction :

Ce projet de construction a pour objet de dimensionner des différents éléments d'un tablier de pont rail mixte acier-béton à deux poutres. Dans ce chapitre, le pré dimensionnement des poutres métalliques et de la dalle en béton armé est établi. Le calcul des différentes charges et surcharge appliquées sur ce pont fait également l'objet de ce chapitre.

#### III.2.Caractéristique des matériaux :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

##### III.2.1 Règles utilisées :

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règles EUROCODE (ENV.3 Pour les vérifications des éléments structuraux métalliques, ENV4 Pour les vérifications des éléments mixtes), et le règlement : B.A.E.L 91 qui se base sur la théorie des états limites des sections en Béton armé.

##### III.2.2 Le béton :

- La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre. Le tableau IV.1. donne les différents types de béton utilisés dans quelques éléments structuraux.

**Tableau III.1. Type de béton adopté pour chaque élément structural,  
selon la Norme NF EN-206-1**

Elément structurel	Béton
Pieux	C 35/37
Murs des culées et murs en aile	C 30/37
Propreté	C 16/20
Dalle	C 40/50
Semelles	C 35/37
Piles	C 30/37
Culée	C 30/37

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

---

- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée par  $f_{c28}$ .

- Le béton est dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

Les bétons sont conformes à la norme NF EN 206-1 [11].

### III.2.2.1 Les caractéristiques mécaniques du béton :

- **La résistance caractéristique à la compression :**

La résistance à la compression du béton ( $f_{cj}$ ) est la caractéristique la plus importante, elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton. Cette résistance varie avec l'âge  $j$  du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours ( $f_{c28}$ ). On peut admettre une résistance au plus égale à  $1,10 f_{c28}$  lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours (bétons non traités thermiquement dont  $f_{c28}$  ne dépasse pas 40MPa). Pour ce projet on opte :

\*Pour le béton de la superstructure  $f_{c28} = 40\text{Mpa}$ .

\* Pour le béton de l'infrastructure  $f_{c28} = 30\text{Mpa}$ .

- **La résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$

$$f_{c28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7\text{MPa.} & (\text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa}) \\ 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(27) = 2,2\text{MPa.} & (\text{pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa}) \end{cases}$$

\*Pour le béton de la superstructure  $f_{t28} = 3,0 \text{ MPA}$

\* Pour le béton de l'infrastructure  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPA}$

### III.2.2.2 Contraintes admissibles :

Les contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage sont appelées contraintes admissibles

- **Contraintes admissibles à la compression :**

→Calcul à l'ELU :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle de la figure IV.1 suivante :

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

Le diagramme de calcul du béton:

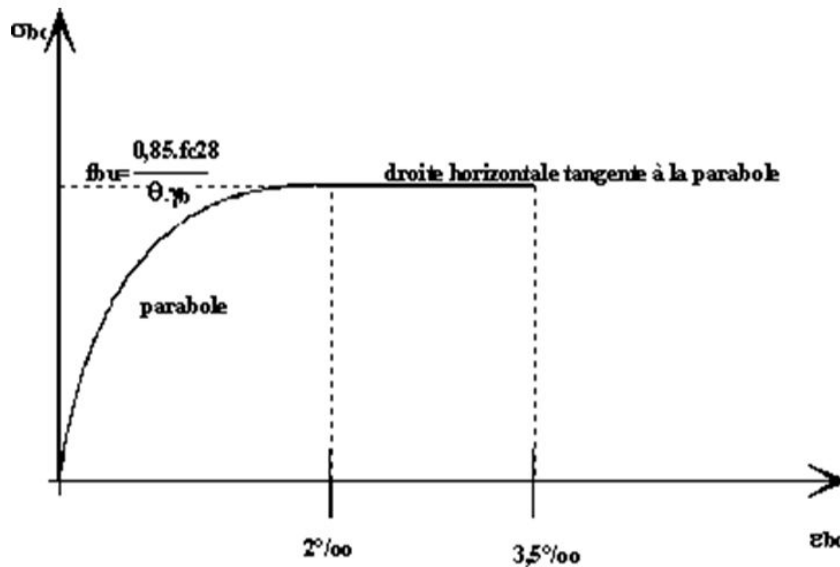


Figure III.1. Diagramme parabolique rectangle du béton.

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées  $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  et d'une contrainte de compression de béton donnée par :  $f_{bu} = (0,85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b)$

- Le coefficient  $\theta$  prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions

Avec :

- $\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application lorsque la durée probable d'application d'action considérée est supérieure à 24h
- $\theta = 0.9$  lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- $\theta = 0.85$  lorsqu'elle est inférieure à 1h

On a :

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

D'où :

$f_{bu} = 19,83 \text{ Mpa}$ . En situations durables ou transitoires pour  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

$f_{bu} = 25,86 \text{ Mpa}$ . En situations accidentelles pour  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .

$f_{bu} = 15,30 \text{ Mpa}$ . En situations durables ou transitoires pour  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ .

$f_{bu} = 19,95 \text{ Mpa}$ . En situations accidentelles pour  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ .

### → Calcul à l'ELS :

Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique, La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante

$$\sigma_b \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en cnstruction} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_b (\text{ pour la superstructure}) = \begin{cases} 20 \text{ MPA} & \text{en service} \\ 24 \text{ MPA} & \text{en construction} \end{cases}$$

$$\sigma_b (\text{ poue l'infrastructure}) = \begin{cases} 15 \text{ MPA} & \text{en service} \\ 18 \text{ MPA} & \text{en construction} \end{cases}$$

### III.2.2.3 Déformation du béton :

Déformation longitudinale E : On définit deux modules de déformation pour le béton Module de déformation instantanée  $E_{ij}$  (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 2200 \sqrt[3]{\frac{f_{cj}}{10}} (\text{MPa})$$

Module de déformation différé (longue durée)  $E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} (\text{MPa})$

Pour notre cas

$$j = 28 \text{ jours} \begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPA} \begin{cases} E_{i28} = 37619.47 \text{ MPA} \\ E_{v28} = 12653.82 \text{ MPA} \end{cases} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPA} \begin{cases} E_{i28} = 34179.55 \text{ MPA} \\ E_{v28} = 11496.76 \text{ MPA} \end{cases} \end{cases}$$

Déformation transversale G : elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)}$$

Où :

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

---

$\nu$  : représente le coefficient de poisson.

E : module élastique longitudinal.

### III.2.2.4 Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3, mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  devient nul. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur

- $\nu=0,2$  pour un béton non fissuré (ELS).
- $\nu=0$  pour un béton fissuré (ELU).

### III.2.2.5 Qualités attendues d'un béton pour les ouvrages:

- une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus)
- une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries, à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

### III.2.2.6 Module de déformation longitudinale :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton ( $E_{ij}$ ) défini par les règles B.P.E.L comme suit : Module de déformation instantanée (courte durée < 24h)

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

$$E_i \begin{cases} 36000 \text{ MPa pour poutre et la dalle} \\ 33000 \text{ MPa pour les appuis} \end{cases}$$

- **Module de déformation différée (longue durée) :**

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

$$E_v \begin{cases} 12000 \text{ MPa pour poutre et la dalle} \\ 11000 \text{ MPa pour les appuis} \end{cases}$$

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

---

### III.2.3 Armatures:

#### III.2.3.1 Aciers passifs:

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

- les limites élastiques: Les aciers utilisés sont les aciers courant à haute adhérence de classe FeE400 type 2, sa limite élastique égale à 400 MPa
- module d'élasticité longitudinale de l'acier:  $E_s=2.105 \text{ MPa}$
- contrainte limite de traction:

-à l'E.L.U:

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que:

$$\bar{\sigma}_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1.00$  : situation accidentelle

$\gamma_s = 1.15$  : situation durable ou transitoire

En fissuration peu nuisible : pas de vérification (BAEL art A.4.5.32)

En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min ( 2/3 f_e . 110(nf_{tj})^{1/2} )$  (BAEL art A.4.5.33)

En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min ( 2/3 f_e . 90(nf_{tj})^{1/2} )$  (BAEL art A.4.5.34)

Avec :  $n = 1$  : treillis soudés et ronds lisses

$n = 1.6$  : aciers a haute adhérences

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

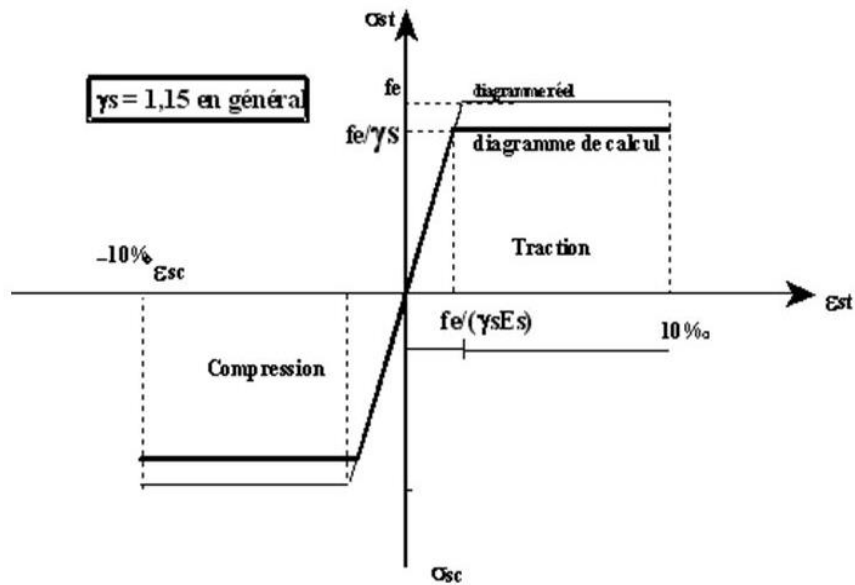


Figure III.2. diagramme déformation-contraintes pour des aciers passifs.

Tableau III.2. Les enrobages minimaux et nominaux des armatures passifs.

Elément structurel	Enrobage minimal (mm)	Enrobage nominal (mm)
<b>Les fondations</b>	/	<b>Face inférieure 65 Les côtés 50</b>
<b>Les pieux</b>	/	<b>70</b>
<b>Les culées</b>	<b>40</b>	<b>50</b>
<b>Les piles</b>	<b>40</b>	<b>50</b>
<b>Le tablier</b>	<b>30</b>	<b>45</b>

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

### III.2.3.2 Aciers pour les constructions métalliques:

En construction on définit un acier par sa limite élastique ce qui représente la contrainte limite élastique sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité. Ils sont classes en trois catégories :

- Aciers normaux:  $\sigma \leq 300\text{MPa}$
- Aciers à haute limite élastique:  $300\text{MPa} \leq \sigma e \leq 400\text{MPa}$ .
- Aciers à très haute limite élastique:  $\sigma e \geq 400\text{MPa}$ .

Tableau III.3. Les limites d'élasticité de l'acier en fonction des épaisseurs

<b>Epaisseur (mm)</b>	<b><math>\leq 16</math></b>	<b><math>16 \leq e \leq 40</math></b>	<b><math>40 \leq e \leq 63</math></b>
<b>S355 (<math>\sigma e</math> en MPa)</b>	<b>355</b>	<b>345</b>	<b>335</b>
<b>Epaisseur (mm)</b>	<b><math>63 \leq e \leq 80</math></b>	<b><math>80 \leq e \leq 100</math></b>	<b><math>100 \leq e \leq 150</math></b>
<b>S355 (<math>\sigma e</math> en MPa)</b>	<b>325</b>	<b>315</b>	<b>295</b>

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc :  $\sigma e = 355 \text{ N/mm}^2$  Pour les poutres, on utilise des profilés reconstitués soudés (PRS).

- **les contraintes admissibles :**
- ♣ Traction simple :  $\sigma a = (3/4) \sigma e = 266,25 \text{ MPA}$
- ♣ Cisaillement :  $\tau = 0,6 \times \sigma e = 213 \text{ MPA}$
- ♣ Compression simple :  $\sigma a' = (2/3) \sigma e = 236,66 \text{ MPA}$

- **Conventions de signes :**

- Les contraintes de compression sont positives.
- Un moment positif tend la fibre inférieure et comprime la fibre supérieure.

## **II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT**

---

### **III.3. Choix et type d'ouvrage**

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire, le mieux possible toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrage qui peuvent être envisagés. La comparaison de ses deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleurs, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- profil en long de la chaussée
- position possible pour les appuis
- la nature du sol
- le gabarit à respecter
- la brèche de l'ouvrage
- le débit de l'oued

### **III.4. Comment procéder au choix**

Les différentes conditions imposées conduisent, suivant les cas, à diverses conclusions :

- 1- Il n'y a qu'un seul type d'ouvrage qui s'impose techniquement ou économiquement.
- 2- Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés. Si la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter, on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus. Par exemple, pour des portées de l'ordre de 100m, on peut hésiter entre un pont en voussoirs préfabriqués, béton précontraint et un pont métallique.

Quatre variantes sont envisageables :

- variante n°1: Pont mixte.
- variante n°2: Pont construit en voussoirs préfabriqués
- variante n°3: Pont à poutres en béton armé
- variante n°4: Pont à poutre en béton précontraint par post-tension.

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

### III.5 Pré-dimensionnement

La longueur totale de l'ouvrage est de 120 m donc l'ouvrage sera à travées multiples qui peuvent être soit continus ou en une série des travées indépendantes. Cette dernière solution peut permettre un investissement initial plus faible, mais elle exige la réalisation de joints au niveau de tous les appuis et les coûts de maintenance de ces joints entraînent un coût final du cycle de vie plus élevé. En outre, il est moins confortable de rouler sur une série de travées simples. En conclusion, un pont continu est préférable.

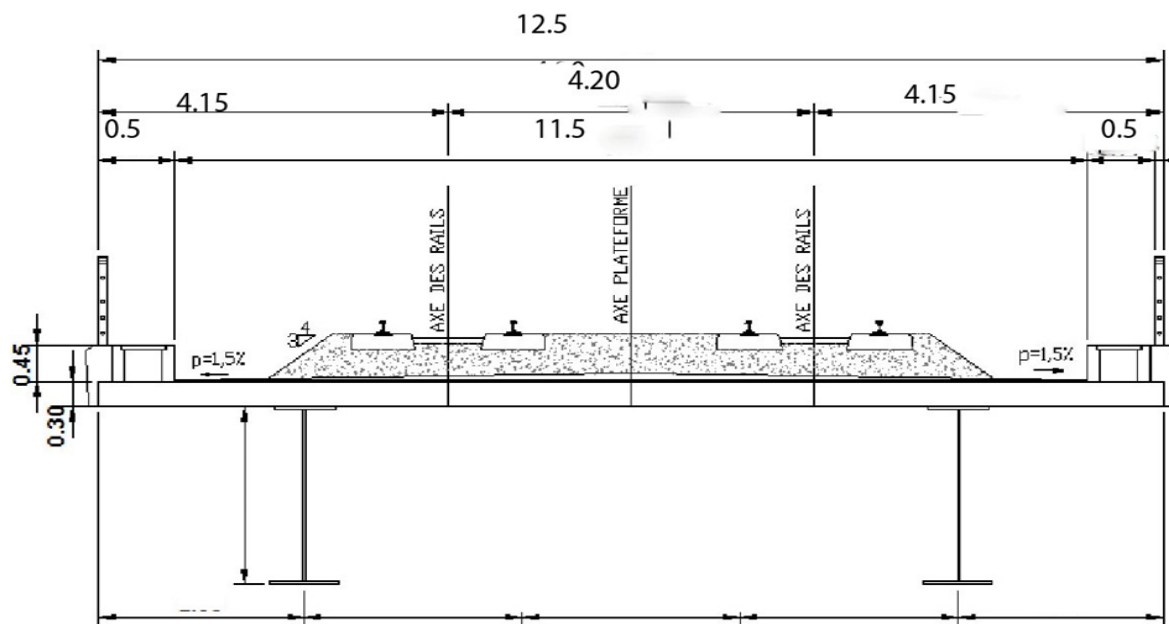


Figure III.3. Coupe transversale du pont mixte.

### III.6 Pré dimensionnement du tablier

#### III.6.1 Largeur de tablier

Le tablier composé 2 voies ferroviaires et 2 trottoirs de 0,5m de largeur chacun, la largeur totale de tablier est 12,5m.

Le pont se compose de cinq travées de 24 mètres chacun

L'épaisseur de la dalle ( $h_0$ ) doit être  $h_0 \geq 0,15m$  (Justification au poinçonnement par charge concentrée).

On prend une épaisseur  $h_0=30$  cm.

#### III.6.2 Pré dimensionnement des poutres

L'ouvrage comporte cinq travées continues

$L = \text{longueur de la travée principale} = 24$  m

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

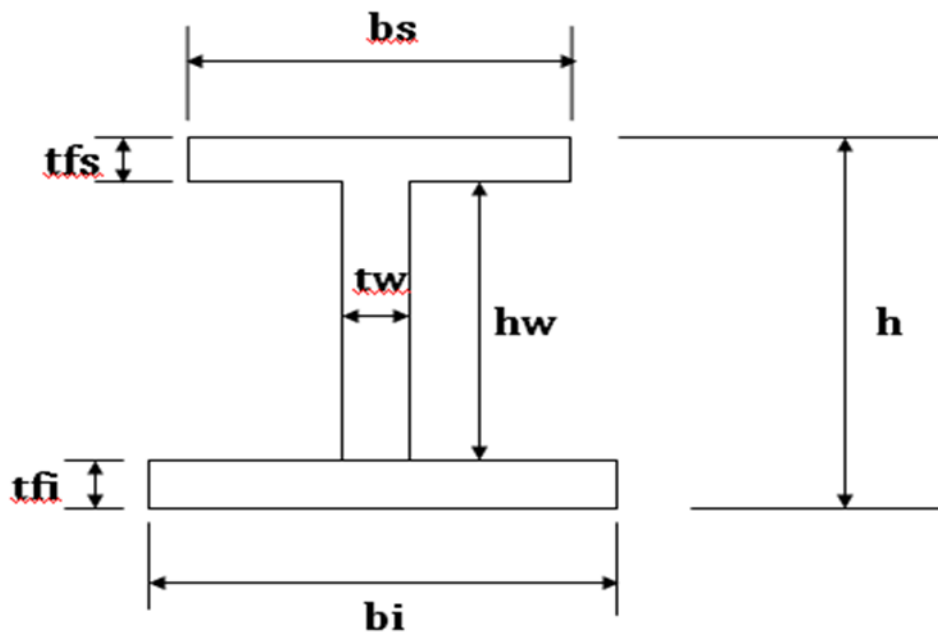


Figure III.4. Dimensions de la section d'une poutre.

$h$  : Hauteur de la poutre  
 $h_w$  : Hauteur de l'âme  
 $tw$  : Épaisseur de l'âme  
 $bs$  : Largeur de la membrure supérieure  
 $tfs$  : Épaisseur de la membrure supérieure  
 $bi$  : Largeur de la membrure inférieure  
 $tfi$  : Épaisseur de la membrure inférieure

- ❖ Hauteur de la poutre  
L'élancement de la poutre est compris entre  $L/18$  et  $L/14$  (avec  $L$  : longueur de la travée égale à 24m), soit  $h=1,5$  m
- ❖ Épaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme dépend :

- de l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince),
- des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs),
- de l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

Sur appui : l'épaisseur des âmes dépend des efforts que doit reprendre la section. Elle est comprise entre 25 et 28 mm en fonction de la portée.

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

En travée : en service, l'effort tranchant est faible. Cependant les âmes sont sollicitées pendant le lancement et ne doivent donc pas être trop fines (pas moins de 16mm). L'épaisseur des âmes à mi-travée est comprise entre 16 et 18mm.

La section de la poutre doit être conçue pour répondre aux différentes sollicitations de cisaillement ainsi que la flexion, ce qui nous amène au choix de :

$tw = 25 \text{ mm}$  sur appuis et  $tw = 18 \text{ mm}$  en travée.

**Tableau III.4. Largeur des semelles des poutres**

Portée	Largeur de la semelle sup	Largeur de la semelle inf.
< 30	400	500
30 à 50	500	500-700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

### ❖ Largeur des membrures

L'élançement de la semelle, i.e. le rapport épaisseur – largeur, doit être suffisant afin d'empêcher tout risque de voilement local.

Les conditions s'écrivent en arrondissant au mm supérieur

$$\varepsilon = 0.825$$

$$tfs = \frac{bs-tw}{28\varepsilon} = 20,5\text{mm}$$

$$tfi = \frac{bi-tw}{28\varepsilon} = 24.5\text{mm}$$

## II. Chapitre III : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE ET PRE DIMENSIONNEMENT

D'où

$$H_w = H - T_{FS} - T_F$$

$$= 1500 - 20.5 - 24.5$$

Ainsi :  $t_{fs} = 20,5 \text{ mm}$ ,  $t_{fi} = 24,5 \text{ mm}$ ,  $h_w = 1.410$

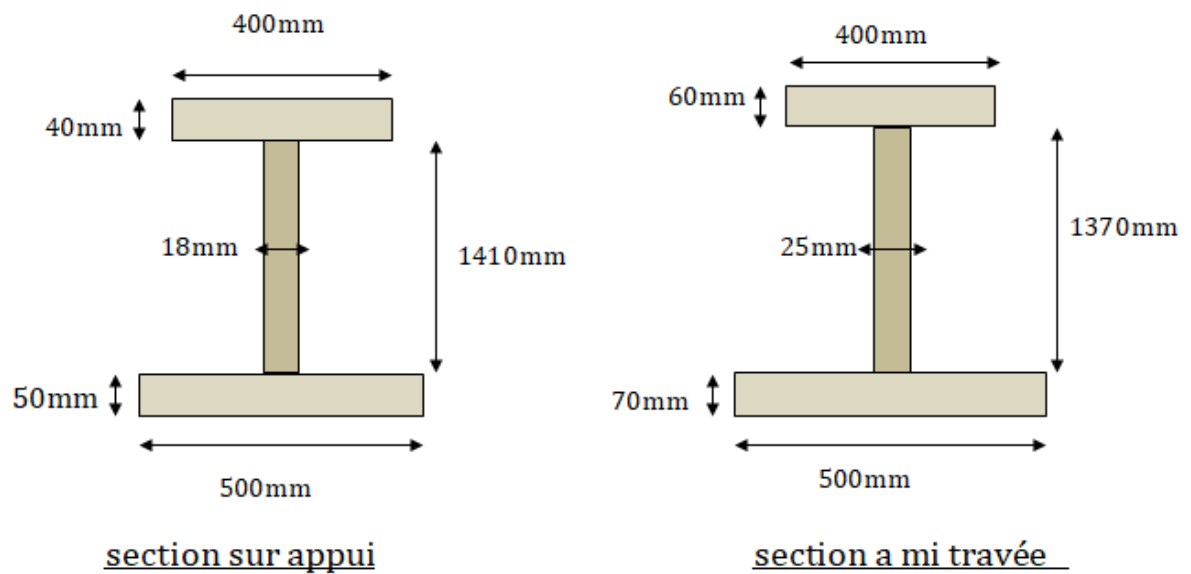


Figure III.5. Section du PRS sur appuis à mi- travée.

Comme nous avons un moment parabolique, il est plus intéressant de ne pas utiliser un  $t_f$  constant sur la longueur de la travée pour des questions d'économies financières. Nous allons donc découper le pont en un certain nombre de parties homogènes.

**Chapitre IV**  
***LES CHARGES ET LES***  
***SURCHARGES***

## IV. Chapitre IV : LES CHARGES ET LES SURCHARGES

### IV.1 Évaluation des charges

Le but de ce chapitre est de calculer les différentes charges et surcharges appliquées au pont, l'ouvrage doit résister aux efforts appliqués qui sont les suivants :

- La charge permanente dû au poids propre (PP).
- La charge permanente supplémentaire (CCP).
- Les surcharges.

Nous utilisons les valeurs des charges usuelles données ci-dessous.

- Eléments en béton armé  $25kN/m^3$
- Élément en gros béton  $22 kN/m^3$
- Chape d'étanchéité  $24 kN/m^3$
- Ballast  $20 kN/m^3$
- Acier pour profilé reconstitué  $78.5kN/ m^3$
- Rails  $1.20 kN/ ml$
- Corniche + garde cops  $1.60kN/ml$
- Conduite à enfouir  $0.90 kN/ml$

#### IV.1.1 Charges permanentes : PP

Ce sont le poids propre des poutres principales PRS, des entretoises, et de la dalle (tablier) :

##### a) Poids propre des poutres PRS structure métallique et dalle :

\* Poids propre des poutres principales PRS : La section transversale des poutres est variable tout au long des travées, avec une valeur maximale de poids propre sur appuis et une valeur minimum en travée :

\* Poids de la poutre en fonction de la variation de la section pour une travée de 24 ML (On procède par symétrie) :

**Tableau IV.1: Variations de section de la poutre de travée 24 ml**

unité (mm)		0 - 3	3 - 6	6 - 9	9 - 12
semelle supérieure (mm)	largeur	400	400	400	400
	épaisseur	60	55	55	40
âme(mm)	hauteur	1370	1390	1390	1410
	épaisseur	25	25	20	20
semelle inférieure (mm)	largeur	500	500	500	500
	épaisseur	70	65	65	50
aire de la section(m)		0.09325	0.08675	0.0798	0.0692
poids de la poutre(KN)		117.122	54.95	50.11	43.45
poids total de la poutre(KN)		307.312			

\*Poids de la poutre en fonction de la variation de la section pour une travée de 24 ml (On procède par symétrie) :

\*le Poidsdu PRS

$$=2 \times 780,38 + 4 \times 921,43 = 5246,48 \text{ KN} = 5246,48/224$$

$$= 23,42 \text{ kN/ml}$$

**b) Poids propre de la dalle :**

Le poids de la dalle coulée en place, appliqué sur les poutres du tablier (épaisseur moyenne) : Poids de la dalle=  $0.375 \times 12,8 \times 25 = 120 \text{ KN/ml}$

**c) Les entretoises :**

\* Sur travée : on a choisi des HEA600 qui ont chacune un poids de 1.78KN/ML, et espacées de Huit (08) m, au total on a 22 entretoises HEA600

\* Sur appui : On a opté pour des PRS2000, donc on a Sept (07) PRS au total, de dimensions :

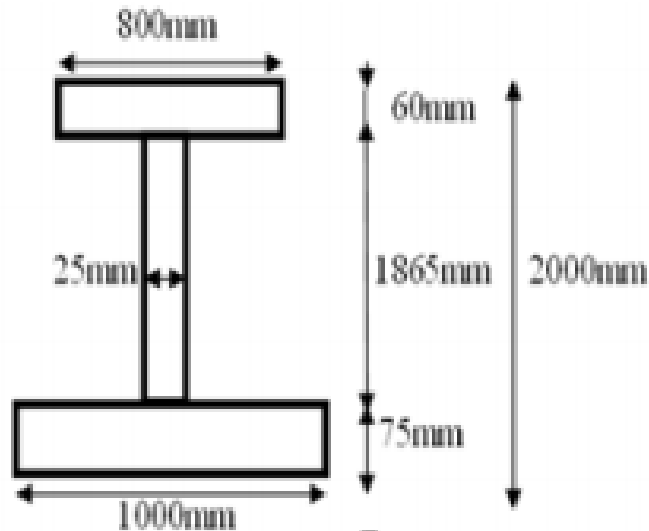


Figure IV.1. Dimensions du PRS2000.

Le poids du PRS est :  $PPRS2000 = (0.8 \times 0.060 + 0.075 \times 1 + 1.865 \times 0.025) \times 78.5 = 13.32 \text{ KN/ML}$

Le poids total des entretoises est :  $P \text{ entretoise} = (1.78 \times 22 + 13.32 \times 7) \times 6 = 794.40 \text{ KN} = 3.55 \text{ KN/ML}$

$$PP = 23,42 + 120 + 3.55 = 146.97 \text{ kN/ml}$$

#### IV.1.2 Charges permanentes supplémentaires (CCP)

Les charges permanentes supplémentaires (CCP) sont celles des superstructures, qui contiennent les éléments suivants :

- Ballast
- Chape d'étanchéité
- Traverses en béton
- Muret garde ballast
- Rail
- Corniche et garde-corps
- Conduites à enfouir

En ce qui concerne le ballast et la membrane d'étanchéité, on doit considérer un poids maximal et un poids minimum, avec une variation de plus ou moins 30% pour le ballast et 20% pour la membrane d'étanchéité, par rapport aux valeurs caractéristiques

- Ballast :  $P_{\text{Max}} = (0.54 \times 8.5 \times 20) \times 1.30 = 119.34$   
KN/ml

$$P_{\text{Min}} = (0.54 \times 8.5 \times 20) \times 0.7 = 64.26 \text{ KN/ml}$$

- Chape d'étanchéité :  $P_{\text{Max}} = (0.04 \times 12.4 \times 24) \times 1.20 = 14.28 \text{ KN/ml}$   
 $P_{\text{Min}} = (0.04 \times 12.4 \times 24) \times 0.8 = 9.52 \text{ KN/ml}$

- Traverses en béton :  $P = 2 \times 4.80 = 9.60 \text{ KN/ml}$
- Muret garde ballast :  $P = 0.70 \times 0.25 \times 25 \times 2 = 8.75 \text{ KN/ml}$
- Rail :  $P = 2 \times 1.20 = 2.4 \text{ KN/ml}$
- Corniche et garde-corps :  $P = 2 \times 1.60 = 3.2 \text{ KN/ml}$
- Conduites à enfouir :  $P = 2 \times 0.90 = 1.8 \text{ KN/ml}$

$$\text{SUP Max} = 160 \text{ KN/ml}$$

$$\text{SUP Min} = 100 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{total Max}} = PP + \text{SUP Max} = 285.89 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{total Min}} = PP + \text{SUP Min} =$$

$$225.89 \text{ KN/ml}$$

### IV.2 Evaluation des surcharges

#### IV.2.1 Surcharges ferroviaires :

L'EN 1991-2 [14] définit des modèles de charges simulant les actions du trafic ferroviaire. Cinq modèles de charges sont donnés :

- Le modèle de charge 71 (et le modèle SW/0 pour les ponts à travées continues), pour représenter le trafic normal sur les grandes lignes
- Le modèle SW/2 pour représenter les charges lourdes
- Le modèle HSLM pour représenter la charge de trains de voyageurs circulant à des vitesses supérieures à 200 km/h.
- Le modèle « train à vide » pour représenter l'effet d'un train à vide

Les actions ferroviaires sont définies au moyen de deux modèles de chargements ferroviaires, l'un pour représenter le trafic normal sur les grandes lignes (modèle de charge LM 71) et l'autre pour représenter les charges anormalement lourdes (modèle de charge SW).

Puisqu'il s'agit d'une ligne à double voie, les actions du trafic ferroviaire sont appliquées en supposant que deux trains-type pourront charger toutes les deux voies ; donc le dimensionnement des ouvrages entraîne les modèles de charge suivants :

a) Schématisation des trains de charge :

**Modèle de charge LM71 ( $\alpha=1.0$ ) :** Le modèle de charge 71 représente l'effet statique du chargement vertical du trafic ferroviaire standard. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être celles de la figure V.1

250 KN : représente le poids de l'essieu de la locomotive.

80KN/m : représente le poids par mètre linéaire des wagons.

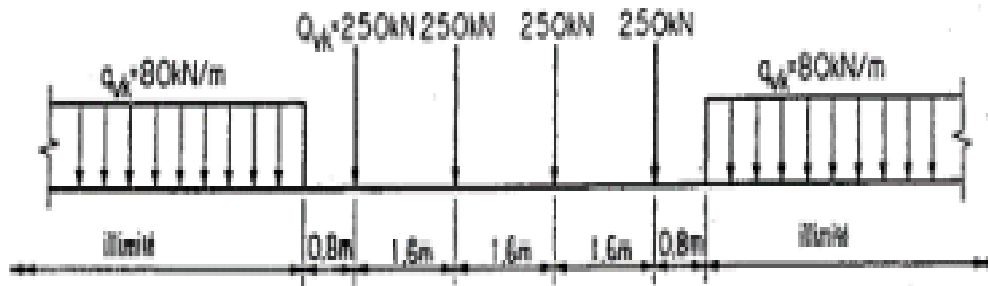


Figure IV.2.Modèle de charges LM71.

Les valeurs caractéristiques de la figure V.1 doivent être multipliées par un coefficient sur les lignes ou circule un trafic ferroviaire plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. Lorsqu'elles sont multipliées par le coefficient  $\alpha$ , les charges sont appelées « charges vertical classifiées ». Ce coefficient  $\alpha$  doit être choisi parmi les valeurs suivantes : 0,75-0,83- 0,91-1,00-1,10-1,21-1,33-1,46.

**Modèle de charge SW/0 ( $\alpha=1.0$ ) :** Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutres continues.

La charge est caractérisée par deux systèmes de charge uniforme mise en place à 5.3 m de distance chacune, le système de charge a une longueur de 15 m et un poids de 133 KN/ml.

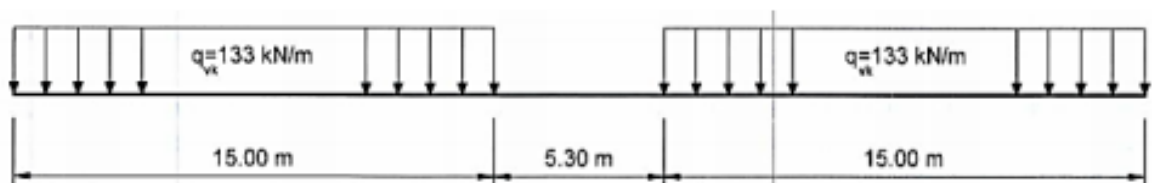


Figure IV.3.Modèle de charges SW/0.

**Modèle de charge SW/2 ( $\alpha=1.0$ ):** Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

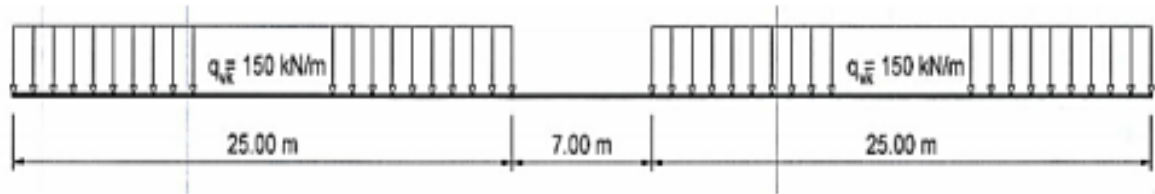


Figure IV.4. Modèle de charges SW/2.

### IV.2.2 Surcharges sur les trottoirs :

Les surcharges sur les trottoirs sont définies d'accord avec la NF EN 1991-2[11], en considérant la charge la plus défavorable pour le dimensionnement :

- Charge uniforme de  $5.0 \text{ kN/m}^2$ , appliqué dans une largeur utile de trottoir de  $1.50 \text{ m}$  : Trottoir =  $5.0 \times 1.50 = 7,50 \text{ kN/ml}$ , dans chaque trottoir.

### IV.2.3 Effet dynamique :

Les effets dynamiques dus au trafic ferroviaire doivent être prises en compte par une analyse dynamique ou par une analyse statique en considérant l'amplification des efforts et déformations par un coefficient de majoration dynamique

Les critères de choix pour effectuer une analyse statique équivalente ou bien une analyse dynamique détaillée sont définis à l'aide du logigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991- 2. [14] ; on peut vérifier que :

- La vitesse de projet ( $160 \text{ km/h}$ ) reste inférieur à  $200 \text{ km/h}$  ;
- L'ouvrage est constitué par un tablier continu.

Ainsi, on peut conclure qu'il n'est pas nécessaire une analyse dynamique et on doit calculer la valeur du coefficient de majoration des sollicitations statiques.

Ce coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les schémas de charges LM71 et SW/0(et donc sous les deux chargements LM71+SW/0 et SW/2) est :

$$\Phi_3 = (2,16 / \sqrt{LQ - 0,2}) + 0,73$$

$1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$  pour un entretien de la voie courant.

### Dans le sens longitudinal :

$$L\Phi = 1.5 \times L_m = 56 \text{ m}$$

$$\text{Avec } L_m = 4 \times 40 + 2 \times 32 / 6 = 37,33 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \Phi = 1.03$$

Du côté de la sécurité, le coefficient  $\Phi = 1.1$  sera pris dans les calculs.

### Dans le sens transversal :

$$L\Phi = 6 \text{ m}, \text{ donc } \Phi = 1,69$$

### IV.2.4 Effet du vent :

L'application des charges dues au vent sur le tablier et sur les trains est définie par la NF EN 1991-1-4[15]. Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. En général, la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à  $2 \text{ KN/m}^2$

#### Remarque :

$P = 2 \text{ kN/m}^2$  pour les ouvrages en service.

$P = 1,25 \text{ kN/m}^2$  pour les ouvrages en cours de construction

Pour notre ouvrage l'application des charges dues au vent sur le tablier et sur les trains est prise égale à  $2 \text{ kN/m}^2$  correspondant à la phase de service.

### IV.2.5 Le gradient thermique :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section selon NF EN 1991-1-5[16]

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

Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.2. Valeurs recommandées de la composante linéaire de gradient thermique pour différents types de tabliers de ponts.**

	La partie inférieure	La partie supérieure
Type de tablier	$\Delta T(^{\circ}\text{C})$	$\Delta T(^{\circ}\text{C})$
Tablier métallique	18	13
Tablier mixte	15	18
Tablier en béton		
• Poutre caisson en béton	10	5
• Poutre en béton	15	8
• Dalle en béton	15	8

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'une différence de température entre les fibres extrêmes du tablier .Les valeurs à prendre en compte sont les suivantes :

- Tablier métallique (en construction) :  $\Delta T = \pm 18^{\circ}\text{C}$
- Tablier mixte (en service) :  $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$

Avec prise en compte du module instantané de déformation longitudinale du béton. La courbe représentative du gradient thermique est définie dans la figure 6.5 :

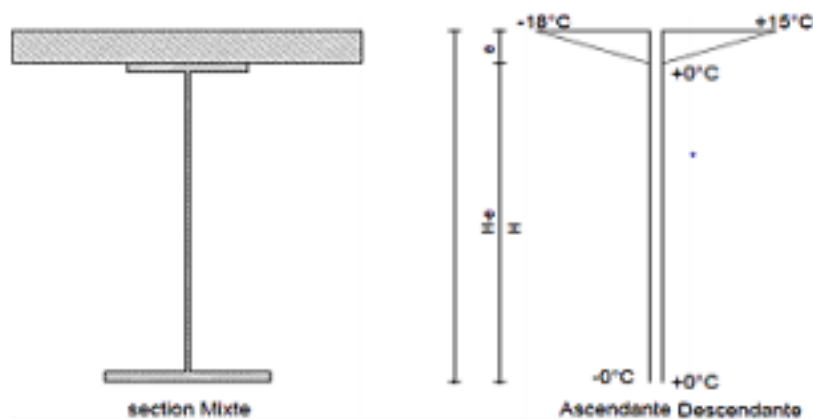


Figure IV.5. Gradient thermique de la section mixte.

#### IV.2.6 Le retrait :

Le retrait est un phénomène courant qui touche les matériaux conçus à partir d'eau et de ciment. Il est dû aux contraintes qui s'exercent sur ces matériaux de construction utilisés et se produisant lorsque la résistance des ouvrages ne suffit plus.

Le retrait du béton est pris en compte dans le calcul des efforts à long terme du tablier mixte.

Sous l'action du retrait seule la dalle d'un pont mixte tend à diminuer de volume, donc à se raccourcir ; s'il n'y avait pas de connexion entre l'ossature et la dalle, cette dernière glisserait librement sur l'ossature métallique, et il n'y aurait ni effort, ni contrainte dans la structure. En pratique, la dalle est toujours connectée à la charpente métallique.

Les deux éléments sont donc astreints à subir la même déformation à leur contact. Le béton, étant lié à l'acier, ne peut se raccourcir librement. N'ayant pu ainsi accomplir totalement son retrait, le béton reste tendu. En revanche, il entraîne partiellement l'acier situé à son contact, qui par conséquent, se raccourcit et est comprimé.

Les contraintes ainsi créées dans le béton et l'acier de l'élément mixte sont des contraintes internes, les efforts extérieurs étant nuls. Si la poutre est hyperstatique, c'est-à-dire si elle a des liaisons surabondantes, celles-ci risquent de s'opposer à la déformation que la poutre prendrait librement si elle était isostatique : il naît alors des réactions d'appui hyperstatiques de retrait. La somme de ces réactions est évidemment nulle. Le retrait hyperstatique est généralement introduit sous la forme d'une déformation et d'une courbure imposées aux sections mixtes non-fissurées (Acier de charpente +Béton) [17]

Le retrait est pris en compte dans le calcul des efforts à long terme au tablier mixte.

La distribution des contraintes primaires aux sections est calculée directement à partir de la valeur de raccourcissement de retrait, du module d'élasticité du béton pour l'action du retrait et des caractéristiques mécaniques des sections :

$$N_m = (\varepsilon_r \times A_b \times E_a) / N_{ret}$$

Avec :

$\varepsilon_r$  : Raccourcissement du au retrait pris égal à  $4 \times 10^{-4}$ .

$A_b$  : Aire de la section en béton.

$E_a$  :  $2 \times 10^5$  MPa.

$N_{ret}$ : Coefficient d'équivalence (pour le retrait  $N_{ret}=17$ )

$$N_m = (4 \times 10^{-4} \times 12.80 \times 0.375 \times 2 \times 10^8) / 17 = 22\,588,23 \text{ KN}$$

Pour le tablier complet, on doit diviser par 2 (on a deux poutres) donc :

$$N_m = 22\,588,23 / 2 = 11\,294,11 \text{ KN /par poutre}$$

Cet effort crée un moment de déformation de la section mixte :

$$M = N_m \times b_0$$

$b_0$ : Distance entre centre de gravité béton et celui de la poutre métallique.

$$M = 11\,249,11 \times (0,962 - 0,402) = 10.819,39 \text{ KN.m}$$

Les efforts hyperstatiques résultants du retrait relatifs à notre modèle de calcul du tablier sont calculés par le logiciel.

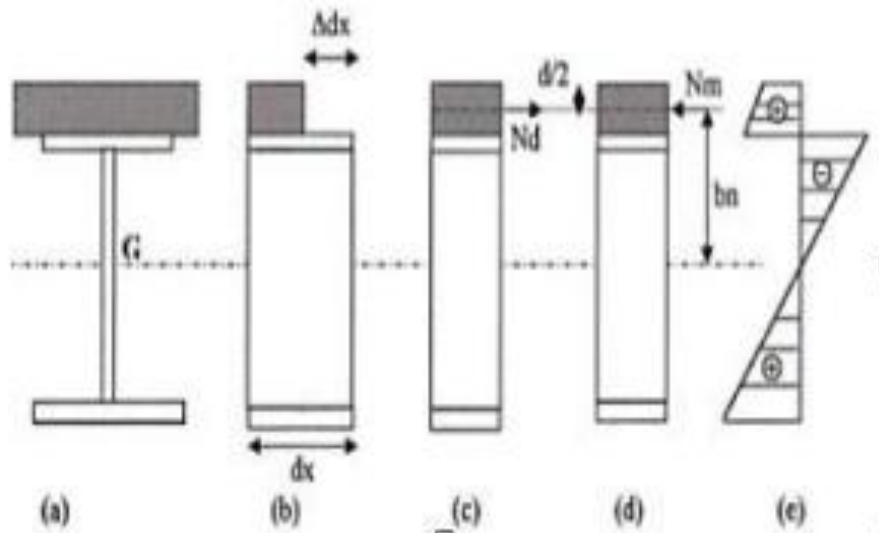


Figure IV.6.Effets du retrait du béton dans la section mixte.

## **Chapitre V**

# ***MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS.***

## V. Chapitre V : MODALISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

### V.1 .Présentation de logiciel de calcul

La structure du mémoire repose sur l'utilisation du modèles numériques Le tablier est modélisé avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. C'est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil, permettant le calcul des efforts internes dans une structure Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armée charpente métallique.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

L'ouvrage une fois modélisé, les sollicitations appliquées sur la structure, les efforts internes résultants d'une analyse numérique seront obtenus sous forme de diagrammes de moments fléchissant et d'efforts tranchants..

Les figures VI.1 à VI.10 montrent les étapes de modélisation du tablier sur robot structural Analysis.

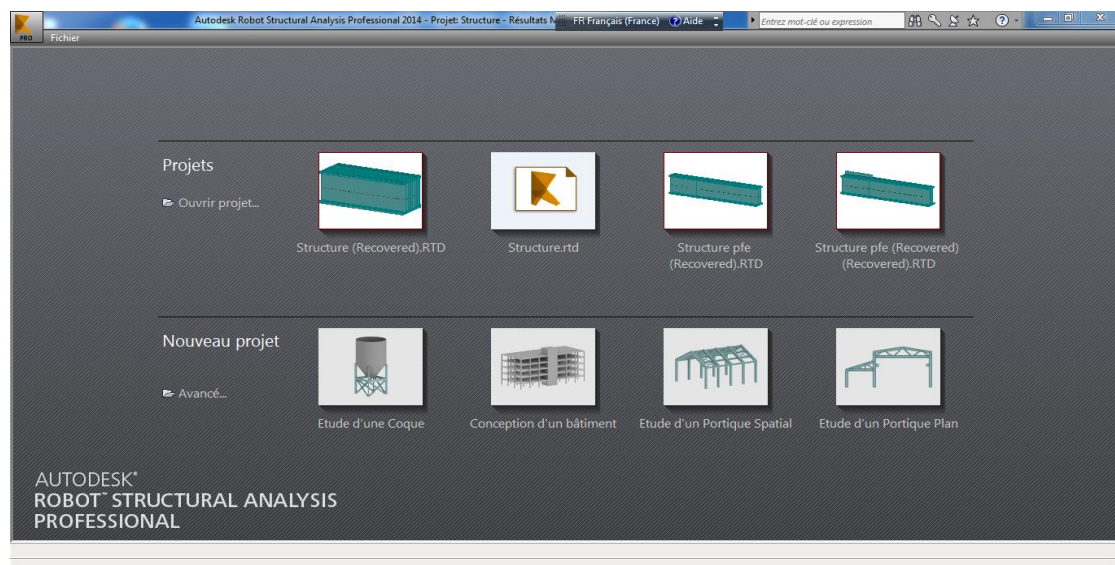


Figure V.1. Tableau de modèle ROBOT.

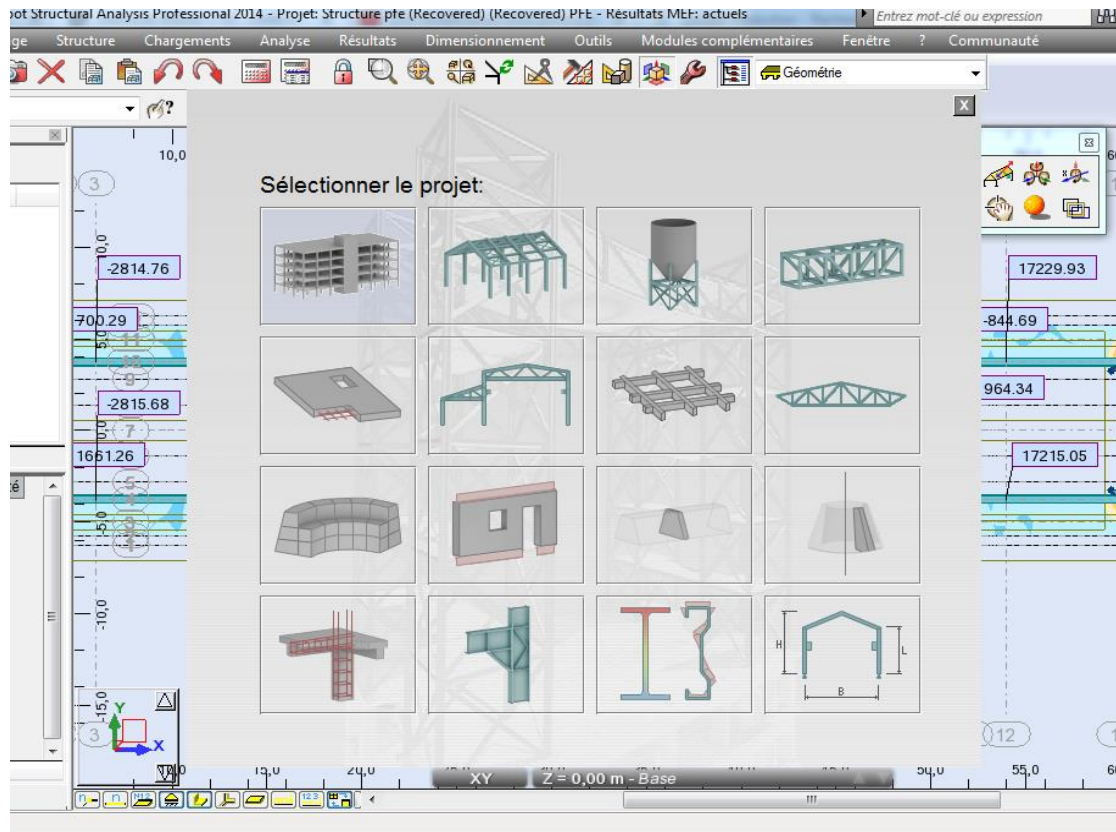


Figure. V.2. Fenêtre pour le choix du type de projet.

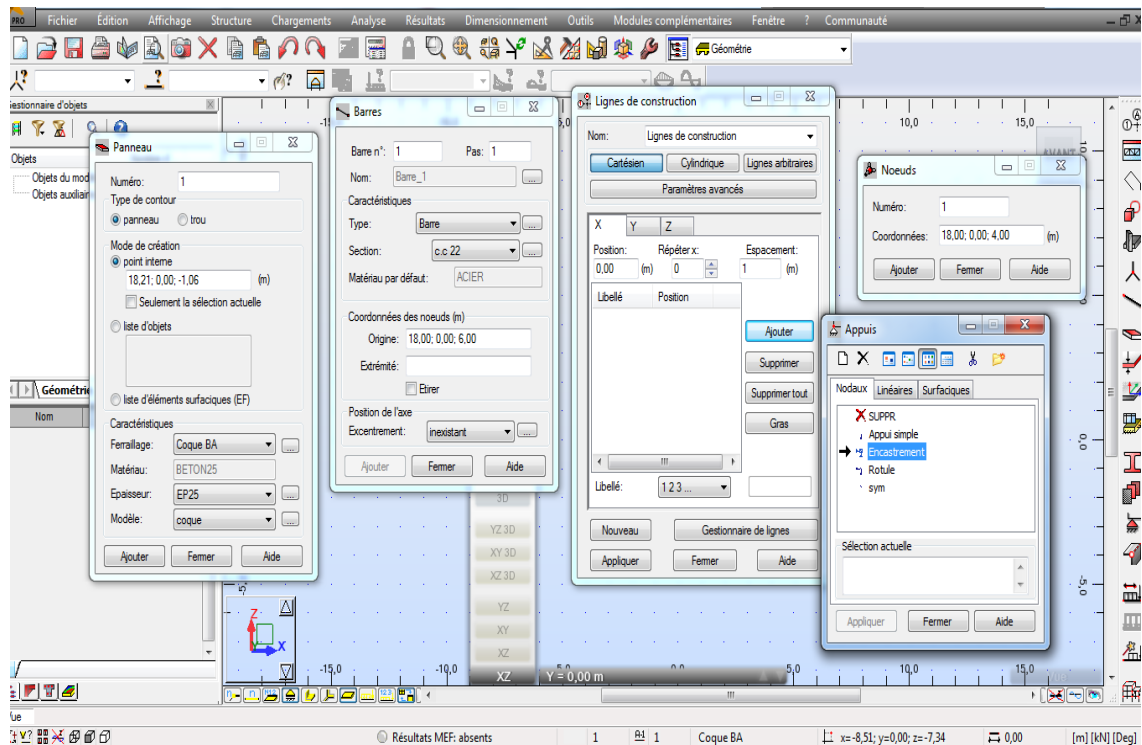


Figure V.3. Etapes de modélisation du tablier.

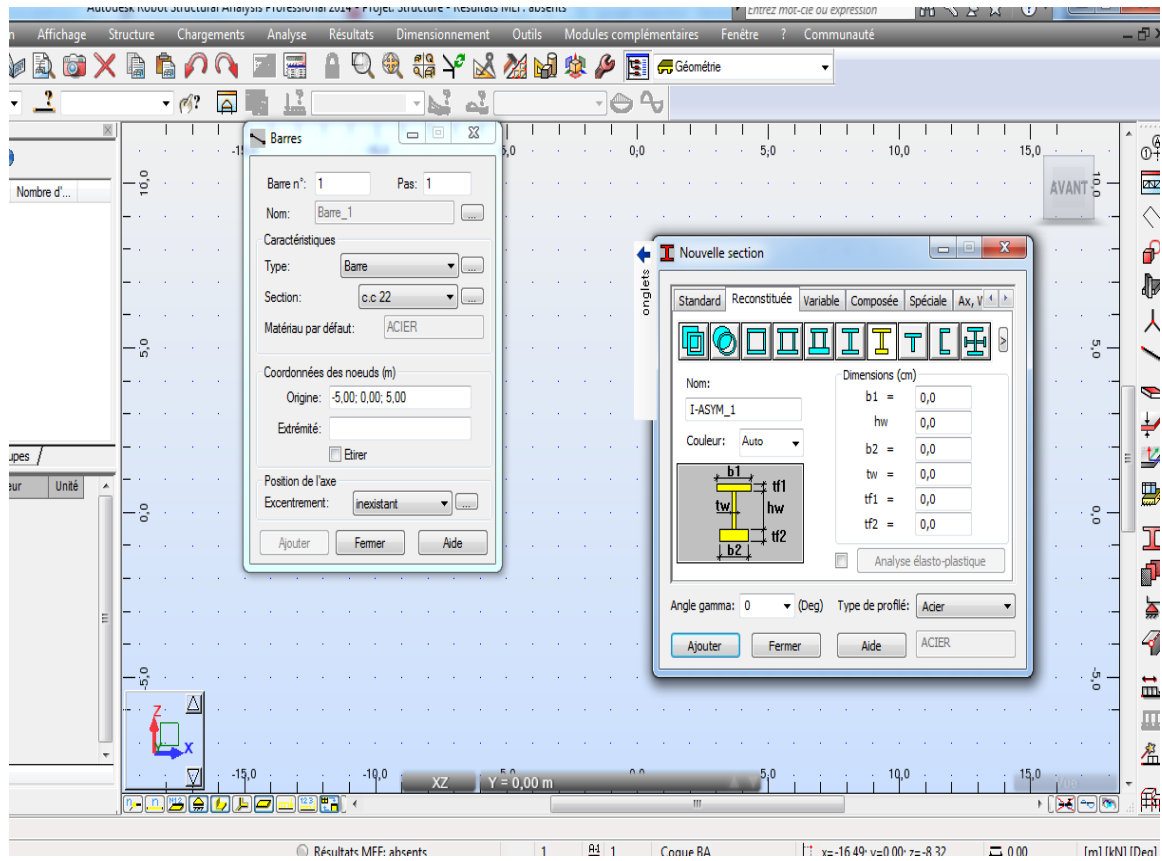


Figure V.4. Définition d'une section.

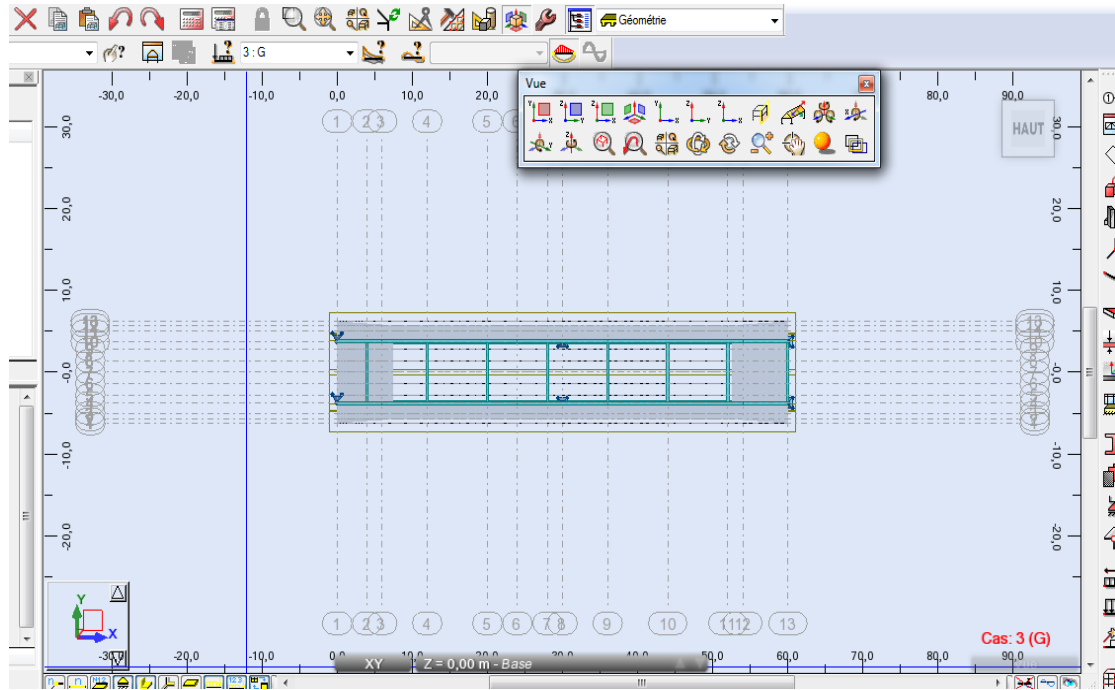


Figure V.5. Définition du tablier.

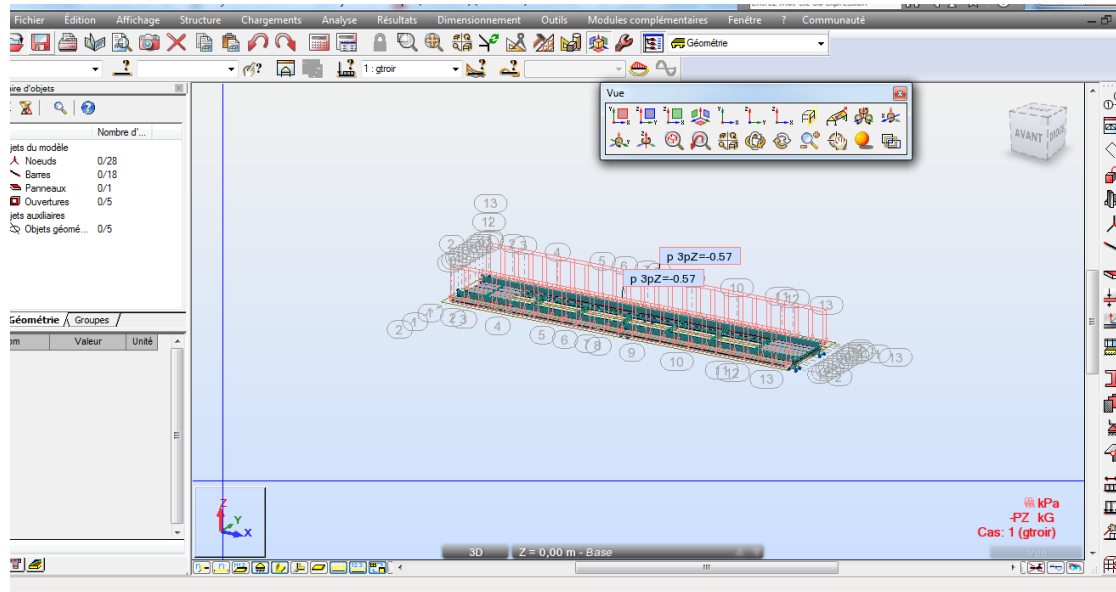


Figure V.6. Définition des charges.

Après avoir défini les poutres, les appuis et les panneaux on choisit l'étape "calculer" et on peut confirmer que le nombre des erreurs est 0.

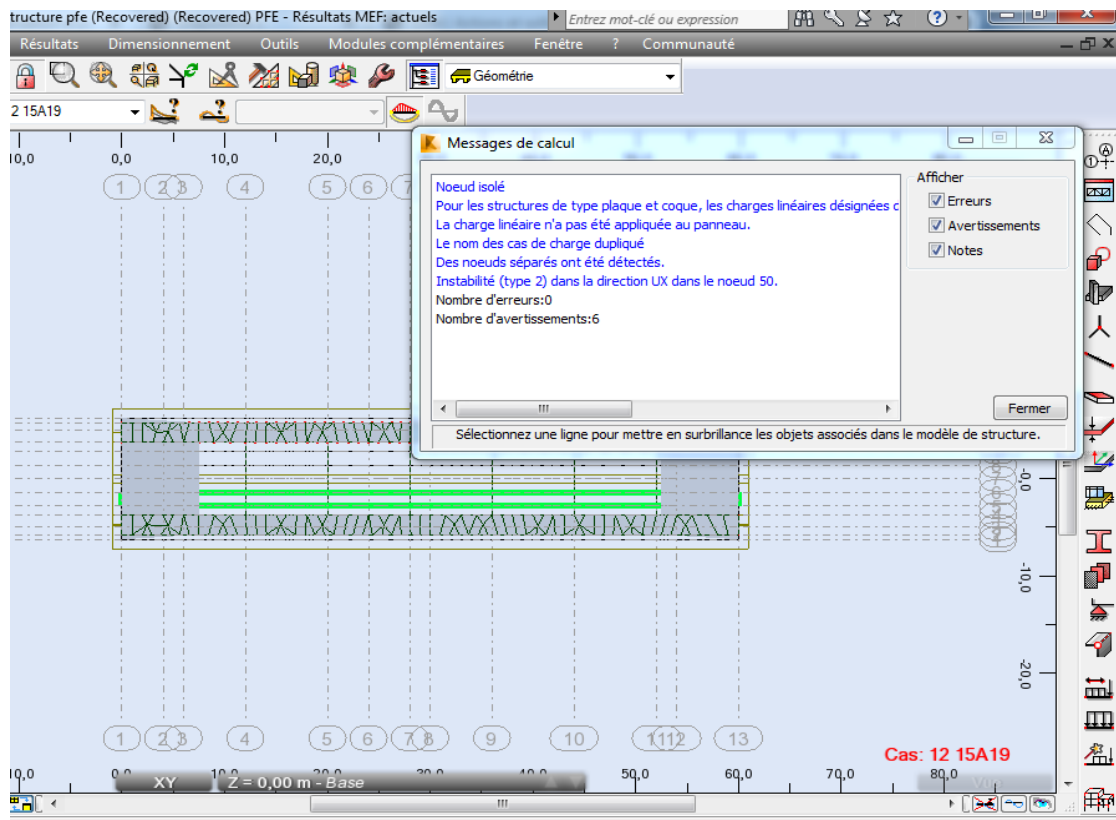


Figure V.7. Maillage et calcul.



Pour afficher toutes les valeurs des diagrammes on choisit étape “résultats” et l’ordre “effort.”

	FX [N]	FY [N]	FZ [N]	MX [Nm]	MY [Nm]	MZ [Nm]
<b>MAX</b>	761.85	83.05	5917.86	158.64	26047.85	66.60
Barre	23	24	24	24	29	24
Point	auto x=5.00 (+)	orig (59)	auto x=6.00 (+)	auto x=3.00 (+)	uto x=10.71 (-)	orig (59)
Cas	ELU LM71/1	ELU LM71/1	ELU LM71/251	ELU LM71/31	ELU LM71/364	ELU LM71/1
<b>MIN</b>	-128.19	-0.90	-620.57	-4.32	-10184.20	-4.69
Barre	24	23	23	29	23	28
Point	auto x=5.00 (+)	auto x=6.00 (-)	auto x=6.00 (-)	to x=16.25 (+)	auto x=6.00 (+)	ext (59)
Cas	ELU LM71/3691	ELU LM71/1403	ELU LM71/1220	ELU LM71/3721	ELU LM71/1525	ELU LM71/3686

Figure V.10. Tableau des valeurs des moments .

## V.2 VERIFICATION DE LA SECTION D’ACIER

### V.2.1 Classification de la section :

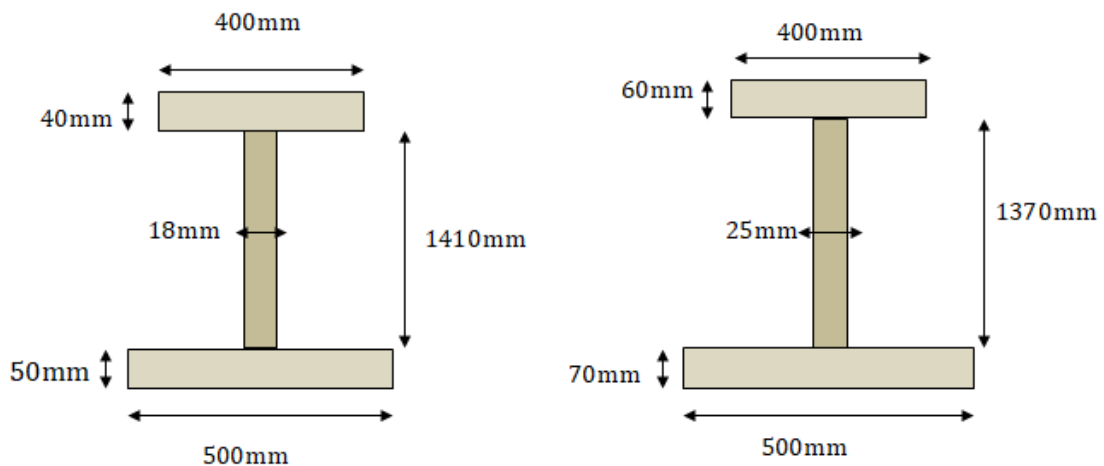


Figure V.11. Dimensions du PRS.

Sur appui :	Ami travée :
$bs= 400\text{mm}$	$bs= 400\text{mm}$
$ts= 60\text{ mm}$	$ts= 40\text{ mm}$
$tw= 25\text{ mm}$	$tw= 18\text{ mm}$
$ti= 70\text{mm}$	$ti = 50\text{mm}$
$bi= 500\text{mm}$	$bi = 500\text{ mm}$

### V.2.1.1 Classe de résistance

Classification de la section en phase de construction selon les dispositions de la norme EN 1993-1-1 en considérant pour l'acier S355 une valeur de  $\varepsilon = 0,81$ . [18]

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction plastique.

$f_y$  : Valeur nominale de la limite élastique ( $f_y = 355\text{N/mm}^2$ )

Selon EN1994-1.1 : Une section est classée selon la classe la moins favorable des éléments en acier comprimés. [19]

A : Dans la section sur appui :

- Semelles : Nous avons la semelle supérieure sujette à la traction ; la semelle inférieure de classe 1 comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

**Tableau V.1: Limite d'élanement de la semelle dans la section d'appui**

e (mm)	t (mm)	e/t	Classe I $e/t=9\varepsilon$	Classe II $e/t=10\varepsilon$	Classe III $e/t=14\varepsilon$
500	70	7.14	7.29	8.10	11.34

- Âme :

$$\frac{d}{tw} \leq 124 \quad \varepsilon = \frac{1410}{25} = 56.4 \leq 100.44 \rightarrow \text{Section de Classe 3.}$$

B : Dans la section de mi- travée :

- Semelles :

Nous avons la semelle supérieure de classe 1, ce qui empêche les phénomènes de flambement local ; semelle inférieure sujette à la traction Âme : de classe 4

$$\frac{1370}{18} = 76.11 < 100,44 \rightarrow \rightarrow \text{La section est donc de classe 3}$$

### V.2.2 Détermination de la largeur efficace de la dalle (Selon ENV 1994-1-2) [20] :

La largeur efficace ou effective est donc la largeur dans laquelle se diffusent suffisamment de contraintes pour obtenir une bonne association mixte acier béton. Pour une poutre maîtresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de la dalle est la somme de 3 termes :  $beff = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_e$

Avec:

$b_0$  : représente l'entraxe des rangées extérieures des connecteurs goujons, on prendra  $b_0 = b_s - 200\text{mm}$  ( $b_s$  : largeur de la semelle supérieure de la poutre).

$be_i = \min(Le/8 ; b_i)$  : où  $Le$  est la portée équivalente dans la section considérée et où  $b_i$  est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre maîtresse

$Le$  : est la distance approximative entre les points de moments fléchissant nul

$b_i$  : la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale ;

$$\beta_1 = \beta_2 = 1 : \text{sauf pour les sections sur culées où } \beta_i = 0.55 + 0.025 \times Le/b_{ei} \leq 1.0$$

Avec  $be_i \rightarrow$  égale à la largeur efficace à mi- travée de rive.

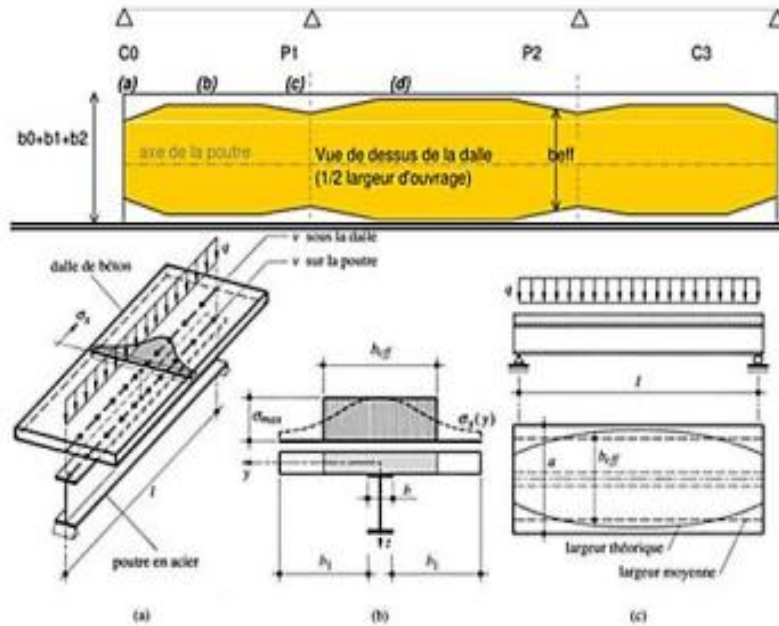


Figure V.12. Calcul de la largeur efficace de la dalle [20].

**Tableau V.2: Largeurs effectives de la dalle**

Section	$B0(\text{mm})$	$Le(\text{mm})$	$Bei(\text{mm})$	$B1(\text{mm})$	$B2(\text{mm})$	$Beff(\text{mm})$
Appui	400	20400	2550	2550	2500	4200
mi travée	400	10200	1275	1275	1275	2310

### V.2.3 Vérifications à l'état limite ultime

(Vérification de la résistance à la flexion selon EN 1994-2) [20]

Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :

Condition à vérifier :  $M_{Ed} < M_{pl, Rd}$

$M_{Ed}$  : Moment de dimensionnement

$M_{pl, Rd}$  : Moment résistante plastique. On calcule d'abord :

$F_a = A_a \times \sigma_e / \gamma_a$  (Acier)

$F_b = h_b \times beff \times 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b$  (Béton)

Où  $A_a$  est l'aire de la section de la poutre en acier et  $b_{eff}$  la largeur efficace de la dalle en flexion positive.

**Application numérique:**

- Pour la dalle en béton

$$F_b = 40000 \times 0,38 \times 2,31 \times 0,85 / 1,5$$

$$F_b = 19896,8 \text{ KN}$$

- Pour les poutres en acier (S355) :

**Semelle supérieure :**

$$F_{a1} = 400 \times 30 \times 345 \times 10^{-3} = 4140 \text{ KN}$$

**Âme :**

$$F_{a2} = 1421 \times 20 \times 345 \times 10^{-3} = 9804,9 \text{ KN}$$

**Semelle inférieure :**

$$F_{a3} = 500 \times 45 \times 335 \times 10^{-3} = 7537,5 \text{ KN}$$

D'où  $F_a = F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}$

$$F_a = 21482,4 \text{ KN}$$

On remarque bien que :  $F_b = 19896,8 \text{ KN} < F_a = 21482,4 \text{ KN} \rightarrow$  Axe neutre plastique dans la dalle.

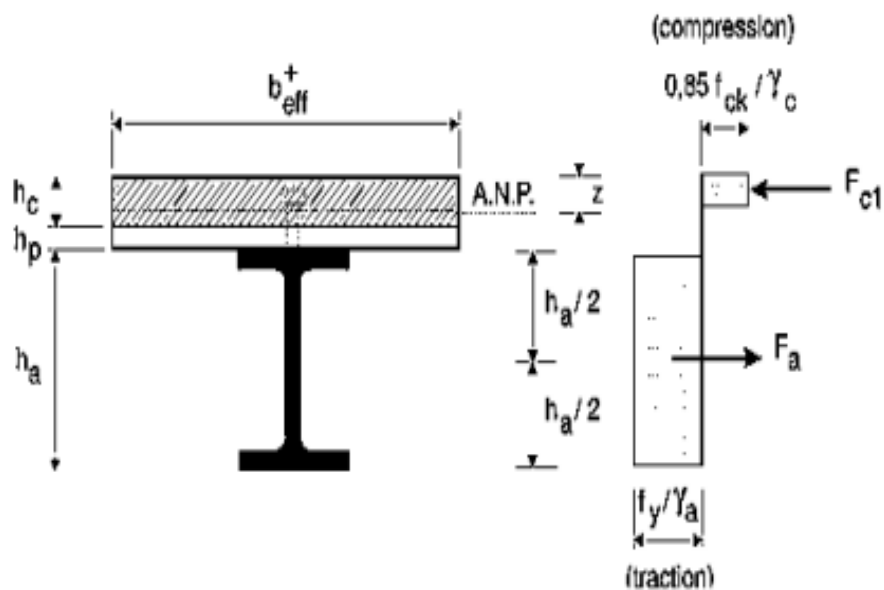


Figure V.12. Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

La cote z de l'axe neutre plastique (A.N.P.) est donnée par :

$$Z = \frac{Fa}{b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} \leq hb$$

$$Z = \frac{21\,482.4}{2.31 \times 0,85 \times \frac{40000}{1.5}} = 0.41\,m$$

D'où à partir de la fibre inférieure, l'ANP se trouve à :

$$Z = 1,90 - 0.41 = 1.49\,m$$

Le moment résistant plastique de calcul est :

$$M_{pl.Rd} = Fa (0,5 h_a + h_c + h_p - 0,5 z)$$

- Dans notre cas  $h_p = 0$

$$M_{pl.Rd} = Fa (0,5 h_a + h_c - 0,5 z)$$

**Tableau V.3. Récapitulatifs de calcul et vérification**

	X	03.00	06.00	09.00	12.00
Dalle en béton	$Fb(kN)$	19 896.8	19 896.8	19 896.8	19 896.8
Semelle supérieure	$Fa1(kN)$	9 804.9	9 804.9	9 804.9	9 804.9
Âme	$Fa2(kN)$	9453	9453	9 804.9	9 804.9
Semelle inférieur	$Fa3(kN)$	7 537.5	7 537.5	7 537.5	7 537.5
Axe neutre plastique	ANP	0.4	0.4	0.41	0.41
Moment résistante plastique	$M_{pl.Rd}(kN.m)$	19 651.37	19 651.37	19 871.22	19 871.22
Moment de dimensionnement	$MEd(kN.m)$	5 646.94	7 601.49	9 868.02	11 056.51
Vérification de la sécurité	$MEd < M_{pl.Rd}$	C.V	C.V	C.V	C.V

## V.2.4 Calcul de la section mixte

### V.2.4.1 Position du centre de gravité de la section mixte

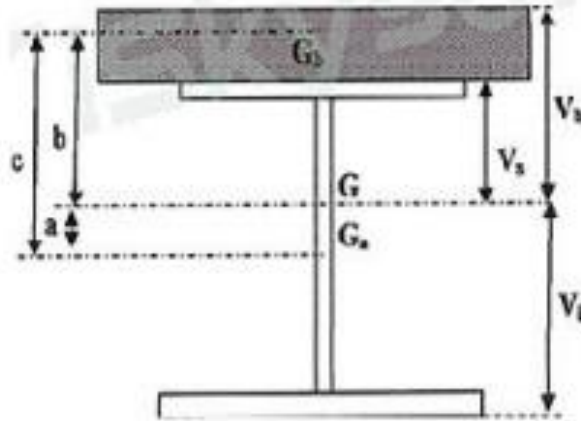


Figure V.13.section mixte.

- Centre de gravité de la section d'acier :

$$YGa = \frac{(\sum si \times yi)}{\sum si}$$

YGA= 66.87 cm.

### V.2.4.2 Caractéristiques géométriques de la section mixte :

Section homogénéisée :  $S = Sa + Sb / n$

Sa : section d'acier.

Sb : section du béton

n: Coefficient d'équivalence acier –béton

IA: inertie propre de l'acier par rapport à Ga.

IB: inertie propre de l'acier par rapport à Gb.

n : Coefficient d'équivalence

**Notation :**

( $\Delta$ ) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I\Delta$  : Moment d'inertie /  $\Delta$ .

$S\Delta$  : Moment statique /  $\Delta$ .

$V' = (S/\Delta) / S_b$  : Distance du CDG de la fibre inférieure.

$V = Ht - V'$  : Distance du CDG de la fibre supérieure.

$I_0$  : Moment d'inertie / CDG

Pour une section rectangulaire  $I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$

$$I\Delta = I_0 + B \times Z^2$$

L'inertie de la section mixte rapportée à son centre de gravité G est :

$$IG = I\Delta - S\Delta \times V'$$

On a pris comme exemple de calcul des caractéristiques géométriques et statiques de la section mixte en appuis (c'est-à-dire section fissurée, où il a été pris en considération seulement la poutre métallique et la participation des aciers passifs de la dalle avec une double nappe de 47 T20, qui donnent une surface d'armature de 295,30 cm<sup>2</sup>) :

**Tableau V.4. Caractéristiques géométriques de la poutre métallique**

Désignation	Dimension (Cm)	Bi (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	Z <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	S $\Delta$ = B*Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I $\Delta$ (cm <sup>4</sup> )
1	40x6	240	140	19 600	33 600	720	4 704 720
2	137x2.5	342.5	75.5	5 700.25	25 858.75	535 698.5	2 488 034.125
3	50x7	350	3.5	12.25	1 225	1 429.16	5 716.66
B		932.5					
S $\Delta$					60 683.75		
I $\Delta$							7 198 470.785

Tableau V.5. Caractéristiques statiques de la poutre métallique

Hauteur totale (cm)	$A(cm^2)$	$S\Delta (cm^3)$	$I\Delta(cm^4)$	$V'=S\Delta / A$ (cm)	$V=Ht-V'$ (cm)	$IG= I\Delta - S\Delta x V'$ (cm4)
150	932.5	60 683.75	7 198 470.785	65.076	84.92	3 249 415.07

Tableau V.6. Caractéristiques géométriques de la section mixte (dalle +poutres métalliques)

Désignation	Hauteur totale (cm)	Aires ( $cm^2$ )	Aires ( $cm^2$ )	Z (cm)	$S\Delta =B*Z$	$I\Delta (cm^4)$
Poutre	150	932.5			60 683.75	7 198 470.785
Dalle (40cm)			295.30	170	50 201	10 774 170

Tableau V.7. Caractéristiques statiques de la section mixte (dalle +poutres métalliques)

Hauteur totale (cm)	$Bnet(cm^2)$	$Snet(cm^3)$	$I\Delta (cm^4)$	$V' = S\Delta / A$ (cm)	$V = Ht - V'$ (cm)	$IG = I\Delta - S\Delta x V'$ (cm4)
190	1 227.8	166 767 .25	31 791 248.8	135.83	34.2	9 139 253.233

Tableau V.8: Caractéristiques élastiques des sections des poutres métallique

Section	X	1	2	3	4	5
		00.00	04.00	06.00	12.00	20.00
Aire	Aire ( $m^2$ )	0.09325	0.09325	0.06638	0.06638	0.06638
Centre de gravité	$Zsup (m)$	0.8492	0.8492	0.8452	0.8452	0.8452
	$Zinf (m)$	0.65076	0.65076	0.65481	0.65481	0.65481
Moment d'inertie	$I (m^4)$	0.032494 1507	0.03249 4 1507	0.053 7414336	0.053 7414336	0.053 7414336

**Tableau V.9: Caractéristiques élastiques des sections des poutres mixtes sur appuis courte durée n=6**

Section	X	1 00.00	2 04.00	3 06.00	4 12.00	5 20.00
Aire	Aire ( $m^2$ )	0.09325	0.09325	0.06638	0.06638	0.06638
Centre de gravité	Zsup (m)		0.8492	0.8452	0.8452	0.8452
	Zinf (m)		0.65076	0.65481	0.65481	0.65481
Moment d'inertie	I ( $m^4$ )	0.032494 1507	0.4 1507	0.053 7414336	0.053 7414336	0.053 7414336

### V.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement:

Justification à l'effort tranchant :  $\tau_{max} \leq \tau$

Effort tranchant maximal positif : T = 4 430.62 KN (ELS)

$$\tau_{max} = (T)/(b \times e)$$

$$\tau = 0.6 \times \sigma_e$$

Épaisseur de l'âme e= 25 mm donc  $\sigma_e = 345\text{MPa}$  b= 1 370 mm

$$\tau = 0.6 \times 34, 50 = 20, 70 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\tau_{max} = 4\ 430.60 / (1370 \times 25)$$

$$= 0.12936 \text{ KN/mm}^2$$

$$= 12.936 \text{ Kg/mm}^2$$

On a  $\tau_{max} \leq \tau$   $12.936 \text{ Kg/mm}^2 < 20, 70 \text{ Kg/mm}^2$

D'où le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicitée est **vérifié**.

### V.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LA DALLE

La dalle en béton armé, sert de couverture pour le pont. Elle est destinée à recevoir diverses charges (charges permanentes, et les charges permanentes supplémentaires), et les surcharges ferroviaires, puis à transmettre ces dernières aux poutres, en assurant la répartition transversale des efforts. Pour notre projet, la dalle de couverture a une largeur totale de 13.50m dont deux encorbellements de 3.75m. Pour chaque cas de charge, les sollicitations ont été déterminées pour deux sections caractéristiques de la dalle, au droit de la poutre métallique et à mi- portée transversale de la dalle. Le calcul de la dalle se fera selon le modèle suivant :

NB : Il n'importe pas de calculer le moment fléchissant dans le sens longitudinal car la présence de poutres fait que la dalle porte dans un seul sens.

$$\text{On a } \frac{L_y}{L_x} = \frac{6}{40} = 0.15\text{m} < 0.4\text{m}$$

#### V.3.1 Calcul de la dalle sous l'effet des charges permanentes, et charges permanentes supplémentaires :

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la dalle :  $PP \text{ dalle} = 0.375 \times 1 \times 25 = 9.37 \text{ KN/ ml}$ .

- **Les charges permanentes supplémentaires (maximales) :**

$$SUP \text{ Max} = \frac{160 \times 1,00}{13.50} = 11.85 \text{ KN/ ml}$$

#### V.3.2 Calcul la dalle sous l'effet des surcharges ferroviaires :

Selon le livret 2.01- chapitre 01 (Bases de dimensionnement) [21], pose de voie ballastée, on tient compte de la répartition due au ballast et aux rails, en considérant les répartitions suivantes :

- La force d'essieu ponctuelle de 250KN, se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur  $a_1 = 2.25 + e/2$  où e est défini sur le schéma ci-dessous (e en m).
- La charge sur la bande est uniforme, et égale à :

$$P = \frac{250}{1.60 \times a_1} \text{ en } kN/m^2$$

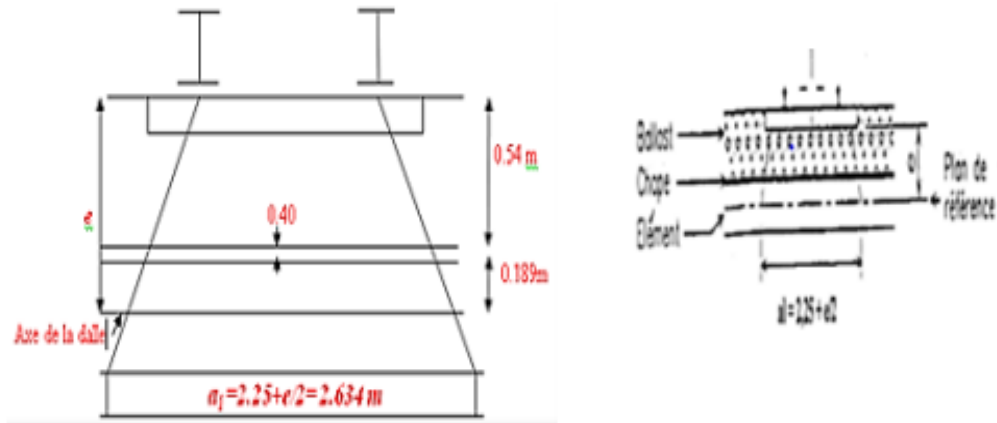


Figure V.14. Répartition de la force d'essieu ponctuelle 250 kN sur une bande longitudinale

- La force d'essieu ponctuelle de 250 kN, se répartit sur deux bandes longitudinales continue de largeur  $a_2 = 0.30 + e/2$  où  $e$  est défini sur le schéma ci-dessous ( $e$  en m).
- La charge sur la bande est uniforme, et égale à :

$$P = \frac{250}{1.6 \times 2 a_2} \text{ en } kN/m^2$$

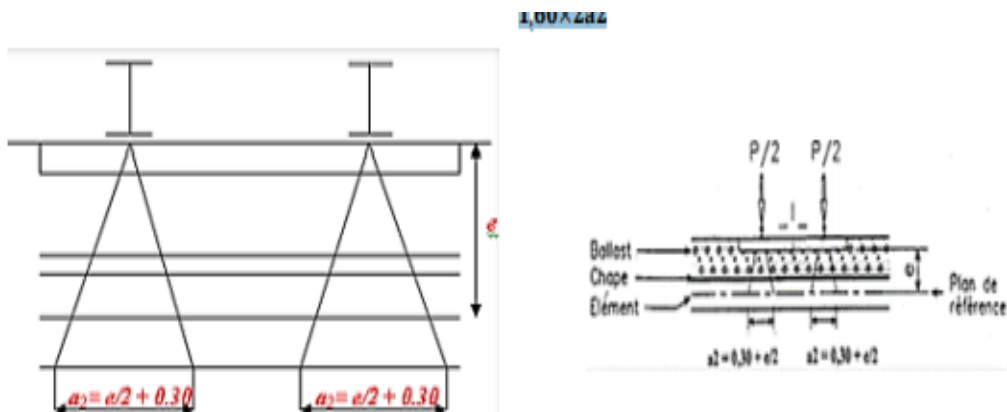


Figure V.15. Répartition de la force d'essieu ponctuelle 250 kN sur deux bandes longitudinales

- **Modèle de charge LM 71 :**

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{l\phi} - 0.2} + 0.73$$

Avec :

$$l\phi = 6.00 \text{ m}$$

$$\phi_3 = 1.69$$

- **Diffusion des surcharges :**

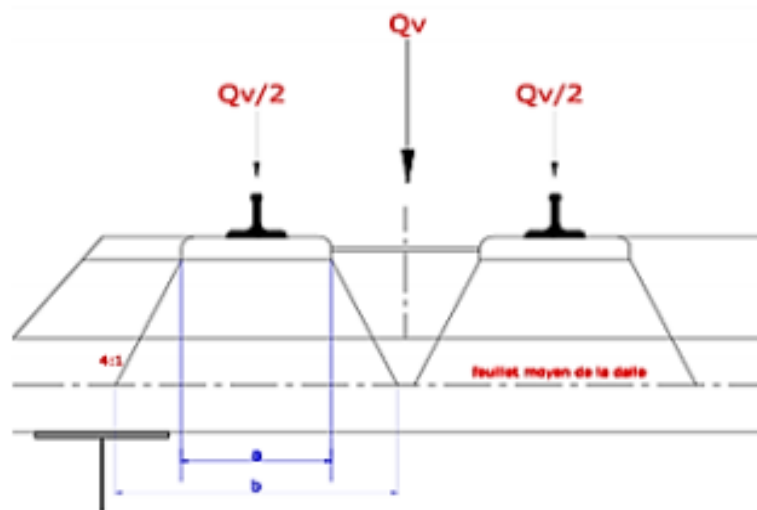


Figure V.16. Diffusion des surcharges

- La largeur d'influence :  $b = 1,00\text{m}$
- La surface d'influence :  $A = 1,00 \times 1,60 = 1,60 \text{ m}^2$
- Le module de résistance :  $W = \frac{l}{v} = \frac{1,60 \times 1^2}{6} = 0.266\text{m}^3$

- **Chargement de la voie de service gauche :**

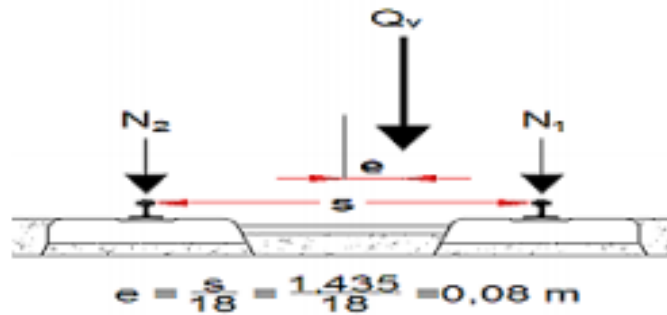


Figure V.17. Les efforts sur rails

$$QV = 250 \text{ kN}$$

$$\text{On a : } N1 + N2 = 250 \text{ kN}$$

Après calcul on aura :

$$N1 = \frac{5Qv}{9} = \frac{5 \times 250}{9} = 139 \text{ kN}$$

$$N2 = \frac{4Qv}{9} = \frac{4 \times 250}{9} = 111 \text{ kN}$$

La charge sur la dalle sera :

$$Q'1V = \frac{N1 \times \phi_3}{A} = \frac{139 \times 1.69}{1.60} = 146,81 \text{ kN/m}^2$$

$$Q'2V = \frac{N2 \times \phi_3}{A} = \frac{111 \times 1.69}{1.60} = 117,24 \text{ kN/m}^2$$

- **Surcharges sur les trottoirs :**

Trottoir = 5.0 KN/ml dans chaque trottoir.

### V.3.3 Combinaisons d'Actions

\* ELU : 1.35 (SPP+SSUP) + 1.45 SLM71 + 1.20 SUR, T

\* ELS : SPP+SSUP + SLM71 + SUR, T

Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle est effectué par le logiciel Autodesk robot.

### V.3.3.1 Les résultats numériques

La dalle a été modélisée en élément « Frame », en considérant deux modèles de chargement possible afin de déterminer les cas les plus défavorables en appui et en travée.

#### V.3.3.1.1 1 er cas de chargement

Deux voies chargées par le convoi LM71, et les deux trottoirs chargés selon le schéma suivant :

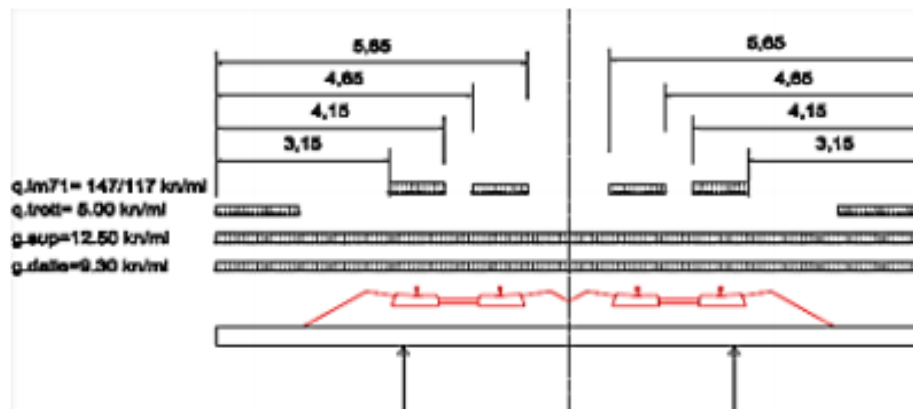


Figure V.18.1er cas de chargement de la dalle

#### V.3.3.1.2 2 ème cas de chargement

Un trottoir chargé et une voie chargée par le convoi LM71 selon le schéma suivant :

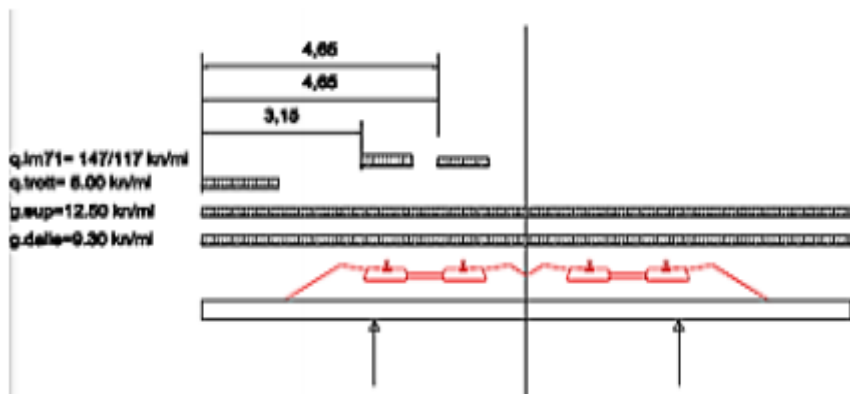


Figure V.19.2eme cas de chargement de la dalle

## Chapitre V : MODALISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

Les valeurs maximales des moments et les efforts tranchants obtenus après analyse de notre model sous les combinaisons propres au tablier sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.10.Récapitulatif des moments fléchissant dans la dalle (kN. m)**

	ELU	ELU	ELS	ELS
	Travée	Appui	Travée	Appui
Moment ( <i>kN. m</i> )	422.57	331.06	324.42	186.48

**Tableau V.11 .Récapitulatif des efforts tranchants dans la dalle (kN)**

	ELU	ELS
Effort tranchant ( <i>kN</i> )	433.89	320.27

### V.3.4 Ferrailage de la dalle

On va étudier une section rectangulaire en flexion simple, on aura le moment longitudinal le plus défavorable sous combinaisons, en prenant une bande de 1m :

- Fissuration préjudiciable

-  $f_{c28} = 40$  MPA

On a une dalle de (40) cm d'épaisseur, on détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur  $b=1$ m.

- **En travée :**

$$M_{ELU} = 422.57 \text{ kN. m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma \times \theta} = \frac{0,85 \times 40}{1 \times 1,5}$$

$$f_{bu} = 22.67 \text{ MPA}$$

$$D = 0,9h = 0,9 \times 0,40 = 0,36\text{m}$$

$$\mu u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{422.57}{1 \times 0,36^2 \times 22670}$$

$\mu u$  : le moment ultime réduit.

$$\mu u = 0,143 < \mu_R = 0.186$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 0.194$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 33,68 \text{ Cm}$$

$$AS = M / z \times \sigma_s \text{ avec : } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$AS = \frac{422.57 \times 10^2}{33,68 \times 43,478} = 29.27 \text{ cm}^2$$

On adopte alors un ferrailage 7 HA 25= 34,36 cm<sup>2</sup>

**Tableau V.12. Récapitulatif des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en travée et appui**

	Travée	Appui
Mu (KN-m)	422.57	331.06
μu	0.143	0.113
α	0.194	0.150
Z (Cm)	33.20	33.84
AS(Cm <sup>2</sup> )	29.27	22.50

**- Vérifications à l'ELS :**

$$MS = 324.42 \text{ KN. m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} \times (X - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

Avec :

$$A_{sc} = 0$$

n : Coefficient d'équivalence =  $\frac{E_s}{E_{vj}}$ , pris égal à 15

$$50 x^2 - 15 \times 34,36 (36 - x) = 50 x^2 + 515,40 x - 18 554,40 = 0$$

$$x = 14,79 \text{ cm}$$

Détermination des contraintes

$$MS = 324.42 \text{ kn. m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{MS \times X}{I} \text{ Avec : } I = b \frac{x^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

Donc :

$$I = 339\,708,68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{324.42 \times 10^4 \times 14,79}{339\,708,68} = 141,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 14.124 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPA}$$

On a  $\sigma_{bc} = 14,124 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 24 \text{ MPA} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d - x)}{I} = 15 \times \frac{342.24 \times (36 - 14,79) \times 10^4}{339\,708,68} = 3\,205.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 320.52 \text{ MPA} > \sigma_{st} = 241,00 \text{ MPA} \rightarrow$$
 **Condition vérifiée**

Les choix de ferrailage de l'hourdis, après vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.13.Vérification des contraintes**

<i>Moments (KN.m)</i>	Travée	Appui	
ELS	342.24	186.48	
$\sigma_{bc}$ (MPA)	14.124	8.12	$\sigma_{bc} = 24 \text{ MPA}$
$\sigma_{St}$ (MPA)	320.52	174.64	$\sigma_{St} = 241 \text{ MPA}$
$A_{St}$ (Cm <sup>2</sup> )	34.36	22	
Choix des armatures	7 HA 25	7 HA 20	
Espacement (Cm)	15	15	C.V

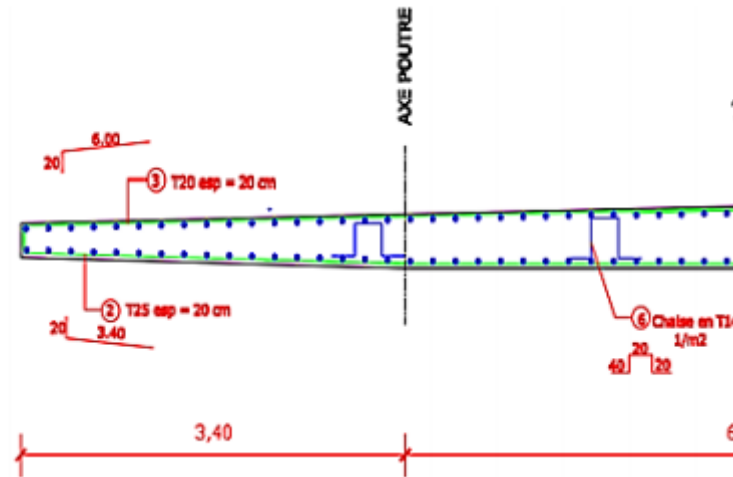


Figure V.20. Coupe de ferrailage de la dalle

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

D'où  $A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.36 \times \frac{3}{500} = 4,97 \times 10^{-4} m^2$

= 4,97 Cm<sup>2</sup> → **Condition vérifiée**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u < \tau_{ad}$$

$T_u = 433.89 kN$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{433.89 \times 10^3}{10^{-3} \times 360} = 1.21 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ad} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{1.5}, 4 \text{ MPA}\right) = 4 \text{ MPA}$$

On a bien  $\tau_u = 1.21 < \tau_{ad} = 4 \text{ MPA}$  → **Condition vérifiée**

### V.3.5 Calcul des connecteurs

#### V.3.5.1 Définition

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 appelés « Connecteurs».

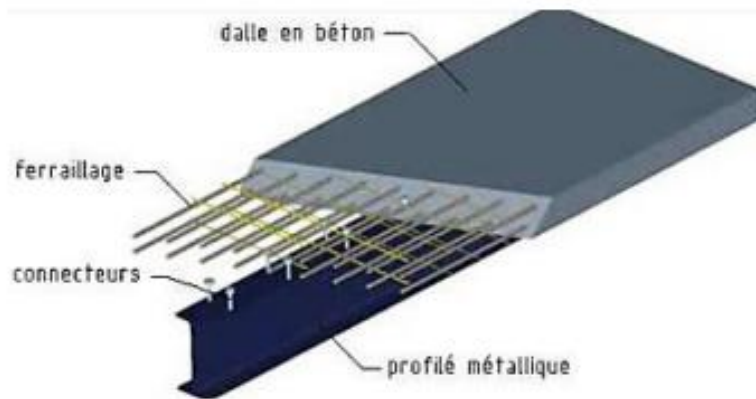


Figure V.21. Liaison entre l'acier et le béton

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre l'acier et le béton et empêchent le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact, ainsi que la séparation de la dalle et de la poutre métallique, les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories :

- Goujons à tête
- Equerres en acier façonné à froid.
- Butées

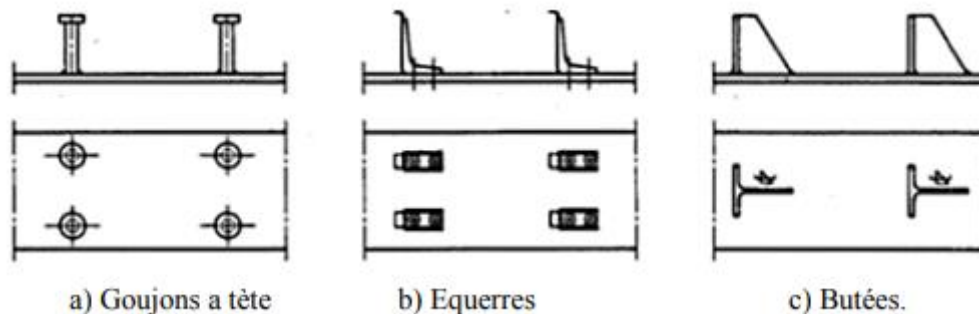


Figure V.22. Exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier – béton

### V.3.5.2 Choix du connecteur

Dans notre projet on a opté pour des goujons à tête, car ce type de connecteur est le plus couramment utilisé à cause de la facilité et la rapidité de pose ; de plus ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions, ce qui permet une bonne redistribution de l'effort rasant (effort tranchant). Les goujons sont des connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance). La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.

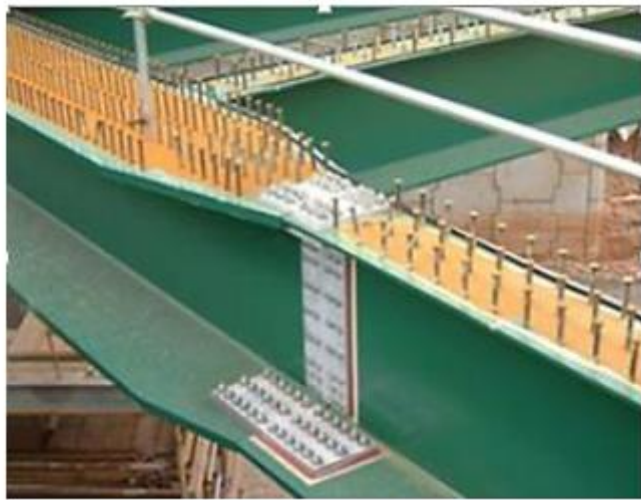


Figure V.23. Connecteurs de type goujons

### V.3.5.3 Principe de calcul

Le but est de définir le nombre nécessaire de ces connecteurs. La connexion acier-béton à la poutre mixte est garantie par des goujons à tête soudés. La résistance de la liaison est vérifiée en conformité avec la norme NF EN 1994-2 [16] en considérant la résistance des poutres en domaine élastique. Pour notre ouvrage le choix s'est porté sur les goujons, déterminés selon EN 1994-1-1[22]

Le type de goujon utilisé est le : TRW Nelson KB 7/8"-200 (les dimensions du goujon sont données par le tableau relatif aux aciers des connecteurs en annexe).

### V.3.5.3.1 Dimensionnement d'un goujon

→  $16 \leq d \leq 25$  soit  $d = 22\text{mm}$

→  $h \geq 4 \times d$   $h \geq 88\text{ mm}$  soit  $h = 200\text{mm}$

→ Largeur de la tête du goujon :  $L \geq 1,5 \times d$  soit  $L = 35\text{mm}$

→ Epaisseur de la tête du goujon :  $e \geq 0,5 \times d$  soit  $e = 10\text{mm}$

a) Résistance du goujon

#### Résistances au cisaillement longitudinal :

L'effort rasant par unité de longueur qui sollicite la liaison est proportionnel à l'effort tranchant à la poutre mixte :

$$V_{L,Ed} = \frac{V_{c,Ed} \times AZ}{I}$$

$V_{c,Ed}$  : Effort tranchant dû aux actions appliquées au tablier après coulage de la dalle, déterminé à  $t_0$  (sans les effets rhéologiques) qui représente la situation la plus défavorable.  $Az$  : Moment statique de la dalle par rapport à l'axe neutre de la section mixte ;  $I$  : Moment d'inertie de la section mixte calculé avec le coefficient d'équivalence élastique approprié pour chaque type d'action

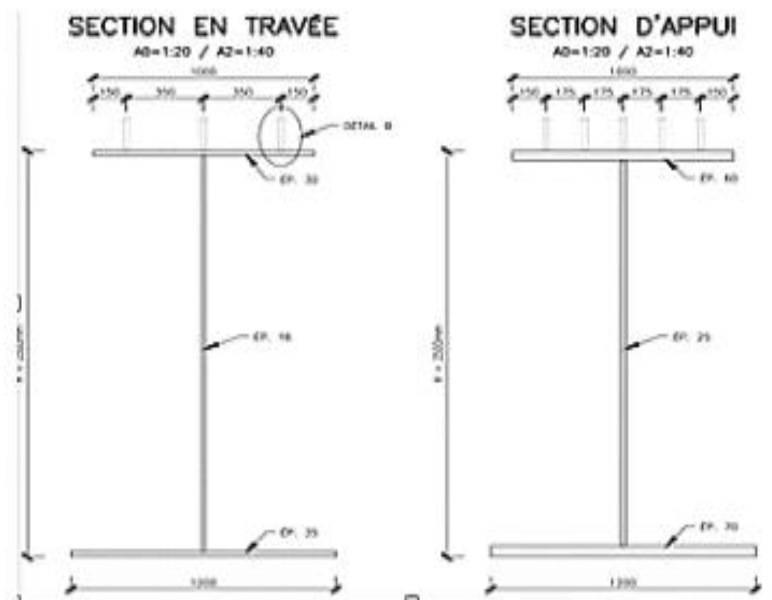


Figure V.24. Disposition de connecteur de type goujons

## Chapitre V : MODALISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

Les valeurs des différentes valeurs de résistance au cisaillement longitudinal sont portées sur le tableau VI.14. ci-après :

**Tableau V.14. Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal**  
**(kN/m)**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	0.00m	2.00 m	4.00 m	6.00 m	8.00 m	10.00 m	12.00 m	14.00 m	16.00 m	18.00 m	20.00 m
<i>VL, Ed</i> (KN)	2259, 00	1952 ,00	1756 ,00	1575 ,00	1474 ,00	1489 ,00	1274 ,00	1056 ,00	852, 00	652,0 0	461,0 0
Espacement longitudinal entre goujons (m)	0,20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.40	0.40
Nombre de goujons	5.00	5.00	5.00	5.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
<i>VL, Rd</i> (KN)	2737, 00	2737 ,00	2737 ,00	2737 ,00	1642 ,00	1642 ,00	1642 ,00	1642 ,00	1642 ,00	821,0 0	821,0 0

### Résistance de calcul des goujons à tête :

La résistance des goujons dépend de l'écrasement du béton (la résistance de calcul du goujon par écrasement du béton contre le goujon), et de la rupture de la tige ( la résistance de calcul du goujon par cisaillement de l'acier ) , ainsi la valeur minimale obtenue aux deux équations suivantes doit être considéré comme la valeur de la résistante d'un goujon :

$$R1 = \frac{0,8 \times fu \times (\pi \times \frac{d^2}{4})}{\gamma V}$$

$$R2 = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{fCK} \times Ecm}{\gamma V}$$

Avec :

*fck* : Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur cylindre à 28 jours pour notre cas *fck*= 40 MPA.

*d* : diamètre de la tige d'un goujon.

*PRd* : Valeur de calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur. *As* : Aire de section de l'armature.

*Ecm* : Module d'élasticité du béton pour notre cas d'après la norme 1992-1-1[19] tableaux 3.1

*Ecm*=35000 MPA

## Chapitre V : MODALISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

---

$f_u$  : Résistance ultime à la traction.  $\alpha$ : Facteur, paramètre avec  $\alpha=1$  car  $h/d > 4$ .

$\gamma_V$  : Coefficient partiel pour la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête avec

$$\gamma_V = 1,25.$$

La résistance à la rupture d'un connecteur est donc  $PRd = \min (R1 ; R2)$

Soit  $R1=PRd$  (1)

$$= \frac{0,80 \times 450 \times \frac{3,14 \times 22^2}{4}}{1,25} \text{Donc } R1 = 109,42 \text{ kN}$$

$R2=PRd$  (2)

$$= \frac{0,29 \times 1 \times 22^2 \sqrt{40 \times 35\,000}}{1,25} \text{Donc } R2 = 132,86 \text{ kN}$$

D' où  $PRd = \min (109,42 \text{ kN}; 132,86 \text{ kN})$

Donc  $PRd = 109,42 \text{ kN}$ .

Espacement des connecteurs longitudinalement  $e > 5 \times d = 110 \text{ mm}$

# CONCLUSION GENERALE

---

---

## CONCLUSION GENERALE

L'étude d'un ouvrage d'art est très complexe, elle fait appel à des connaissances approfondies dans plusieurs domaines dont : la planification, la géotechnique, la résistance des matériaux, le béton armé, la charpente métallique et le béton précontraint.

Ce projet de fin d'études concernant l'étude d'un tablier de pont rail bipoutre est une occasion pour montrer qu'un bipoutre mixte peut être plus performant que les autres type des ponts réalisés avec d'autres matériaux. La construction mixte exploite les caractéristiques favorables des deux matériaux de façon optimale, l'acier à la traction et le béton à la compression. L'acier permet donc à l'ouvrage de franchir de grandes portées à cause de sa ductilité tout en apportant de la légèreté à la structure.

La mixité de la section, nous a permis d'aborder quasiment tous les aspects de la conception et de la justification d'un ouvrage bipoutre ferroviaire, il a d'abord fallu nous familiariser avec la technologie et les exigences spécifiques aux ouvrages ferroviaires. En effet ces ouvrages doivent d'être robuste, doivent avoir un bon comportement en torsion et en dynamique sous le passage de charges mobiles du train, il y a également des critères ferroviaires à satisfaire qui sont souvent très sévères et pénalisant par le suivi des règlements des EUROCODES, notamment en termes de déformation du tablier.

Tout d'abord nous avons réalisé une étude d'avant-projet, qui consiste à choisir et à caractériser le type d'ouvrage puis à l'étudier en détail : un pont mixte en bipoutres à cinq (05) travées de 24 m chacune. Le dimensionnement a été fait selon les normes EUROCODES qui constituent la nouvelle norme européenne de conception en vigueur en matière de construction et d'ingénierie civile

Vu la complexité géométrique et mécanique de la structure, la conception et le dimensionnement du tablier ont nécessité une modélisation par le logiciel Robot Structural Analysis en utilisant des éléments poutres, ce qui nous a permis d'obtenir la répartition des charges sur les poutres et de déterminer ainsi les poutres les plus sollicitées et procéder par la suite aux vérifications nécessaires des sections mixtes. Le ferrailage de la dalle et le dimensionnement des connecteurs à l'interface acier-béton est entamé conformément au règlement BAEL91.

---

---

A travers ce travail, nous avons conclu que la structure mixte est une solution intéressante dans le cas des ponts ferroviaires et une réelle innovation des ouvrages de type bipoutre métallique ferroviaires et le recours à ce type de pont permet de faciliter l'exécution et d'obtenir un gain financier. La construction mixte qui nécessite moins de mains d'œuvre tout en garantissant une meilleure qualité, a grandement orienté la conception des ponts modernes.

Enfin, ce travail de fin d'études nous a permis d'approfondir et de mieux maîtriser toutes nos connaissances acquises durant notre formation de master dans les domaines de conception des ponts, chemins de fers, béton armé et constructions métalliques et mixtes.



## Bibliographique

- [1] Christian KAMBALE SAA-MBILI; 2013 ; (projet de fin d'étude) : Etude d'un pont mixte acier-béton sur le ruisseau Oà`cha,(ISTDM Butembo).
- [2] Abdoulaye BIORO; 2007 ; (projet de fin d'étude) : Dimensionnement du nouveau pont mixte de gouloumbou (université chikhantadiop de dakar, Sénégal).
- [3] Y.BELAIDI et S.MAHI;2015; (projet de fin d'étude); Etude de pont mixte sur OUAD TARJILET dans la wilaya de CHLEF
- [4] : Bedrina .Madanni ; 2021 ;(cour de chemin de fer) : université Ammar telidji Laghouat
- [5] : Recommandations sur l'emploi des dispositifs pour le pont, 2014.
- [6] : MUZEAU, Jean-Pierre. Construction mixte/ponts mixtes. Les cahiers de l'APK.
- [7] : Aribert J. -M., : Analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance del'acier du profile sur le degre minimum de la connexion partielle d'une poutre.
- [8] : Mimoune M., Tebbakh B. et. Mimoune F. Z, Etude de la connexion acier-béton dans les poutres mixtes. Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures Département de Génie Civil - Université de Constantine mixte. p. 39-55, Revue Construction Métallique n°3-199.
- [9] : DUCOUT, Jean-Pierre. Ponts métalliques-conception générale. Construction/travaux publics, Techniques de l'ingénieur. 1997.
- [10] : Bachiri .attia ; 2021 ; (cours de conceptions avancées de ponts) : université Ammar Telidji Laghouat.
- [11] : AFNOR. Norme française EN 206-1.BETON, partie1 : Spécifications ; performances et Conformité.
- [12] : (BEAL)BAEL : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé ou les constructions métalliques selon la méthode des états limites.
- [13] : (fascicule N° 62)Fascicule 62 Titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil-CET.
- [14] : AFNOR. Norme française EN 1991-2. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic.
- [15] : AFNOR Norme française ENV 1991-1-4. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-4 : Actions générales-Actions du vent.
- [16] : AFNOR Norme française ENV 1991-1-5. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-5 : Actions générales-Actions thermiques.
- [17] : THOMAS BOOS, Etude de pont à poutres mixtes utilisant le principe de la double action. INSA STRASBOURG-Génie civil, Mémoire finale ,2015.

[18]:AFNOR Norme française ENV 1993-1-1. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-1: Classification de la section.

[19] : AFNOR Norme française ENV 1994-1-1. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-1:

[20]:AFNOR Norme française ENV 1994-1-2. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-2: Largeurs effectives de la dalle.

[21] : Cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux d'ouvrages d'art et autres constructions Livret 2.01 : Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton ; en métal ou mixtes.

[22] : AFNOR Norme française EN 1994-1-1. Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes Acier-Béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les ponts.

[23] : AFNOR Norme française EN 1992-1-1. Eurocode 2 : Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiment.