



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE UNIVERSITE «ABBES  
LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA  
TECHNOLOGIE**



**Département de Génie Civil  
Spécialité: Travaux publics  
Option: Voies et Ouvrages D'art**

N° de série :.....

## **Mémoire de fin d'études**

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

# **Etude d'un ouvrage d'art en Charpente métallique**

*Dirigé par : Dr. MENASRIA Abderrahmane*

*Réalisé par : -MORDJANE Mahdi*

*-SALMI Amira*

Année Universitaire : 2020-2019

---

---

## **REMERCIEMENTS**

*Nous remercions ALLAH qui est toujours avec nous et qui nous a donné la force  
pour achever ce travail.*

*Toute notre gratitude va vers notre encadreur, le docteur MENASRIA  
Abderrahmane Pour ses orientations, ses conseils, ses remarques judicieuses et  
sa disponibilité.*

*Nous remercions les membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Nous remercions nos chers parents*

*Nous remercions tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce travail de  
près ou de loin.*

---

---

## SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre 1 :</b>	
Généralités .....	2
I.1. Introduction.....	2
I.2. Définitions.....	2
I.2.1. Classification des ponts.....	2
I.2.2. Différentes parties d'un pont.....	3
I.2.3. Les ponts mixtes acier/béton.....	4
Conception Générale.....	6
I. 3. Introduction.....	6
I.3.1. Données fonctionnelles.....	6
I.3.2. Données naturelles.....	8
I.3.2.1. Caractéristique du sol.....	8
I.3.2.2. Données topographique.....	8
I.3.2.3. Données géotechniques.....	8
I.3.2.4. Données sismologique.....	9
I.3.2.5. Données climatiques.....	9
I.3.2.6. Données économiques.....	10.
I.3.3. Elément constitutif d'un pont.....	10
I.3.4. Présentation de l'ouvrage.....	11
I.3.5. Choix du type d'ouvrage.....	11
<b>Chapitre II :</b>	
Caractéristiques des Matériaux.....	12
II .1. Béton.....	12
II.1.1. Résistance caractéristique à la compression.....	12
II.1.2. Résistance caractéristique à la traction.....	13
II.1.3. Les résistances de calcul du béton.....	13
II.1.4. Contraintes de traction aux états limites.....	14
II.1.5. Module de déformation longitudinale du béton E .....	14
II.1.6. Déformation transversale du béton.....	14

II.1.7. Coefficient de poisson.....	15
II.2. L'acier.....	15
II.2.1. Aciers passifs.....	15
II.2.2. Aciers actifs.....	15
II.2.3. Caractéristique de calcul.....	16
II.2.4. Enrobage.....	17
II.2.5. La limite élastique.....	17
II.2.6. La contrainte admissible en compression simple.....	17
II.2.7. La contrainte admissible en traction simple.....	17
II.2.8. Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente.....	17
<b>Chapitre III :</b>	
Prédimensionnement.....	19
III.1 Poutre PRS.....	19
III.1.1. Espacement des poutres.....	19
III.1.2. Nombre de poutre (N) .....	19
III.1.3. La hauteur de la poutre.....	20
III.1.4. Semelles.....	20
III.1.4.1. La largeur des semelles.....	20
III.1.4.2. Epaisseur des semelles.....	21
III.1.5. Ame.....	21
III.2. Entretoise.....	22
III.3. Dalle.....	23
III.4. Dispositif de retenus.....	23
III.5. Corniche.....	23
III.6. Garde-corps.....	24
<b>Chapitre IV :</b>	
Evaluation des charge.....	25
IV.1 Charges permanentes CP.....	25
IV.1.1. Les éléments porteurs.....	25
IV.1.2. Les éléments non porteurs.....	26
IV.2. Calcul des surcharges routières.....	28
IV.2.1. Système de charge A(L) .....	29

IV.2.2. Système de charges B.....	30
IV.2.2.1. Sous système $B_c$ .....	30
IV.2.2.2. Sous système $B_t$ .....	32
IV.2.2.3. Système de charge $B_r$ .....	33.
IV.2.3. La surcharge militaire.....	34.
IV.2.3.1. Système Mc80.....	34
IV.2.4. Surcharges des trottoirs (qtr) .....	35
IV.2.5. Vent.....	35
IV.2.6. Température.....	25
<b>Chapitre V :</b>	
Calcul des efforts.....	36
V.1. Calcul des efforts longitudinaux et transversaux.....	36
V.1.1. Méthode de calcul.....	36
V.1.2. Combinaisons des charges.....	37
V.1.3. Modélisation.....	37
V.1.3.1. Le choix de type d'ouvrage.....	38
V.1.3.2. Détermination des Charges et leurs combinaisons.....	40
V.1.4. Résultats de calcul obtenus par le logiciel.....	42
V.1.4.1. Moment fléchissant.....	42
V.1.4.2. Effort tranchant.....	42
<b>Chapitre VI :</b>	
Assemblage boulonne.....	44
VI.1. Introduction.....	44
VI.2. Entretoise d'about.....	44
VI.3. Vérification de l'assemblage.....	46
VI.4. Assemblage PRS.....	47.
VI.5. Calcul la flèche.....	49
<b>Chapitre VII :</b>	
Etude de la pile.....	50
VII.1. Introduction.....	50
VII.2. Pré dimensionnement.....	50
VII.2.1 Le chevêtre.....	50
VII.2.2. Le fut.....	50
VII.2.3. Les fondations.....	50

VII.3. Le ferrailage de la pile.....	51
VII.3.1.Le chevêtre.....	51
VII.3.1.1.Ferrailage longitudinal.....	51
VII.3.1.2.Ferrailage transversale.....	52
VII.3.2.le fut.....	53
VII.3.2.1.Armature longitudinale.....	54
VII.3.2.2.Armature transversale.....	54
VII.4. Le ferrailage de la semelle.....	55
<b>Chapitre VIII :</b>	
Etude de la section mixte.....	57
VIII.1.Définitions .....	57
VIII.2. Hypothèse de calcul.....	57
VIII.3.Calcul de la section de mixte.....	58
VIII.3.1.Caractéristiques géométriques du PRS.....	58
VIII.3.2.Caractéristiques géométriques de la dalle.....	59
VIII.3.3.Caractéristiques géométriques de la section mixte.....	61
VIII.3.4.Les caractéristiques mécaniques de la section mixte.....	62
VIII.3.5.Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la Section.....	63
VIII.3.5.1.Effets du retrait.....	63
VIII.3.5.2.Effet de la différence de température entre l'acier et le béton.....	66
VIII.3.6.Vérification des contraintes de cisaillement.....	68
VIII.4.Calcul de la dalle.....	68
VIII.4.1. La méthode de réalisation d'une dalle connectée en deuxième phase.....	68
VIII.4.2. Les résultats numériques.....	68
VIII.4.3.Détermination de ferrailage.....	70
VIII.4.4.Résistance aux efforts tranchant .....	71
VIII.4.5.Condition de non fragilité.....	71
VIII.5.Les entretoise.....	72
VIII.5.1.Vérification au cisaillement.....	72
VIII.6.Les connecteurs.....	73
VIII.6.1.Le choix du connecteur.....	73
VIII.6.2.Espacement des connecteurs.....	74

---

---

VIII.6.3.Le nombre total des connecteurs.....	75
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>77</b>

---

---

## Liste des figures

Figure I.1: Pont à poutre droite continue sur appui .....	2
Figure I.2: Vue d'un pont mixte acier béton .....	4
Figure I.3 : Les éléments constitutifs d'un pont mixte acier béton.....	5
Figure I.4 : Vue en plan.....	6
Figure I.5 : Profil en travers.....	7
Figure I.6 : Profil en long.....	7
Figure I.7: Résultat de sondage .....	9
Figure II.1 : Diagrammes contraintes déformations.....	18
Figure III.1 : Géométrie de la section.....	19
Figure III.2 : Section de la poutre PRS.....	22
Figure III.3 : Section des entretoises sur appuis.....	22
Figure III.4. Ouvrage à entretoises.....	23
Figure III.5 : Les dimensions de la corniche en cm.....	24
Figure IV.1 : Coupe transversale du trottoir avec corniche.....	26
Figure IV.2 : Disposition de système $B_c$ .....	30
Figure IV.3 : Les dimensions de système $B_t$ .....	32
Figure IV.4 : Dimension de système $B_r$ .....	33
Figure IV.5 : Dimensions de système Mc80.....	34
Figure V.1 : Choix d'unité et de nouveau modèle.....	38
Figure V.2 : Définir les caractéristiques des matériaux.....	38
Figure V.3 : Définit les lignes de construction.....	39
Figure V.4 : Vue en 3D de modèle du tablier a une seul travée.....	39
Figure V.5 : Détermination des Charges.....	40
Figure V.6 : Modélisation du camion $B_c$ .....	41
Figure V.7 : Modélisation du Mc80.....	41
Figure V.8 : Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) a l'ELU.....	42
Figure V.9 : Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELU.....	43
Figure VI.1: Disposition des boulons.....	45
Figure VI.2 : Assemblage poutre-entretoise.....	47
Figure VII.1: les dimensions de la pile.....	51
Figure VII.2: Le ferrailage du chevêtre.....	53

---

---

Figure VII. 3: le ferrailage du fut.....	55
Figure VII.4: les dimensions de la semelle.....	56
Figure VIII.1 : La section d'acier.....	58
Figure. VIII.2 : Détermination des portées équivalentes $L_e$ pour la largeur efficace des.....	59
Figure. VIII.3 : La section de la dalle.....	60
Figure VIII.4 : Centre de gravité de la section mixte.....	61
Figure VIII.5 : Centre de gravité de la section mixte.....	65
Figure VIII.6 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle.....	69
Figure VIII.7 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle.....	69
Figure VIII.8 : La section de l'entretoise.....	72
Figure VIII.9 : Connecteurs de type gougeons.....	73
Figure VIII.10 : goujon à tête.....	73
Figure VIII.11 : Espacement entre les connecteurs.....	74

---

---

## Liste des Tableaux

Tableau I.1: Le domaine de portée des ponts et l'élanement économique.....	10
Tableau II.1: Tableau des résistances de calcul du béton.....	13
Tableau II.2: Tableau des Contraintes de traction aux états limites.....	14
Tableau II.3: Modules de déformation .....	14
Tableau II.4: Tableau de Caractéristique de calcul.....	16
Tableau II.5: Tableau d'enrobage.....	17
Tableau III.1: Tableau donne les largeurs des semelles inférieures en fonction de la plus grande portées.....	20
Tableau III.2: Tableau donne les largeurs des semelles supérieures en fonction de la plus grande portées.....	21
Tableau III.3: tableau d'épaisseur de la dalle.....	23
Tableau IV.1: Calcul les charges permanentes pour les éléments porteurs.....	25
Tableau IV.2: Calcul les charges permanentes pour les éléments non porteurs.....	27
Tableau IV.3: Tableau des classes en fonction de leur largeur roulable.....	28
Tableau IV.4: Tableau $a_1$ en fonction de la classe du pont.....	29
Tableau IV.5: Tableau des valeurs de $v_0$ en fonction de la classe du pont.....	29
Tableau IV.6: Tableau des coefficients $b_c$ en fonctions des classes du pont.....	31
Tableau IV.7: Tableau du chargement par essieu.....	31
Tableau IV.8: Tableau des valeurs de coefficient $b_t$ en fonction des classes du pont.....	32
Tableau IV.9: tableau chargement par essieu.....	33
Tableau IV.10: Tableau de chargement par roue.....	34
Tableau IV.11: tableau d chargement par chenille.....	35
Tableau V.1: Les coefficients de combinaison.....	37
Tableau V.2: Les combinaisons des charges.....	37
Tableau VIII.1 : Tableau de coefficient d'équivalence.....	58
Tableau VIII.2 : Récapitulative de la section mixte a mi- travée.....	63
Tableau VIII.3 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis(KN.M).....	70
Tableau VIII.4 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN).....	70
Tableau VIII.5 : Choix de ferrailage de l'hourdi.....	70
Tableau VIII.6 : Les efforts tranchant et moments fléchissant de l'entretoise..... ;.....	72

## INTRODUCTION GENERALE

Certains ponts ont manifesté une divergence importante entre les valeurs des déformations calculées par l'ingénieur et celles mesurées lors de l'essai de l'épreuve de charge. De même, un manque d'affinité a été fréquemment observé entre les déformées observées et celle prévues par le calcul dans les travées chargées et les travées adjacentes à celles-ci. Si ces divergences ne mettent pas directement en cause la sécurité des ponts concernés, elles peuvent par contre, à partir d'un certain seuil, être le signal d'un comportement insuffisant à long terme. Cela se manifeste souvent par le développement de la fissuration et parfois par la non-stabilisation des déformations, ce qui affecte la durabilité de l'ouvrage et exige une maintenance coûteuse.

Notre étude a pour but de mieux cerner le comportement des ponts sous charge, pour établir un diagnostic précis et de comparer entre la flèche calculé et la flèche mesuré lors de l'essai pour cela on a choisie l'essai de charge sur le pont mixte (Traversé d'Oued) dans la wilaya de MILA Le travail a été enchaîné de la manière suivante :

- Le premier chapitre représente des généralités sur les ponts et ces différentes parties et conception générale
- Le deuxième chapitre est basé sur des caractéristiques des matériaux Les caractéristiques du béton, Les caractéristiques du matériau acier pour la charpente
- Le troisième chapitre est le pré dimensionnement des poutres reconstituée soudée (PRS) et les entretoises et la dalle.
- Le chapitre quatre évaluation des charge, charges permanentes CP, les surcharges routières
- Le chapitre cinq calcul des efforts et modélisation sur robot structural analysais professionnel v 2014
- Le sixième est assemblage boulonne
- Le septième chapitre étude de la pile

On terminera notre mémoire par une conclusion générale.

**Chapitre I :****GENERALITES****I.1. Introduction**

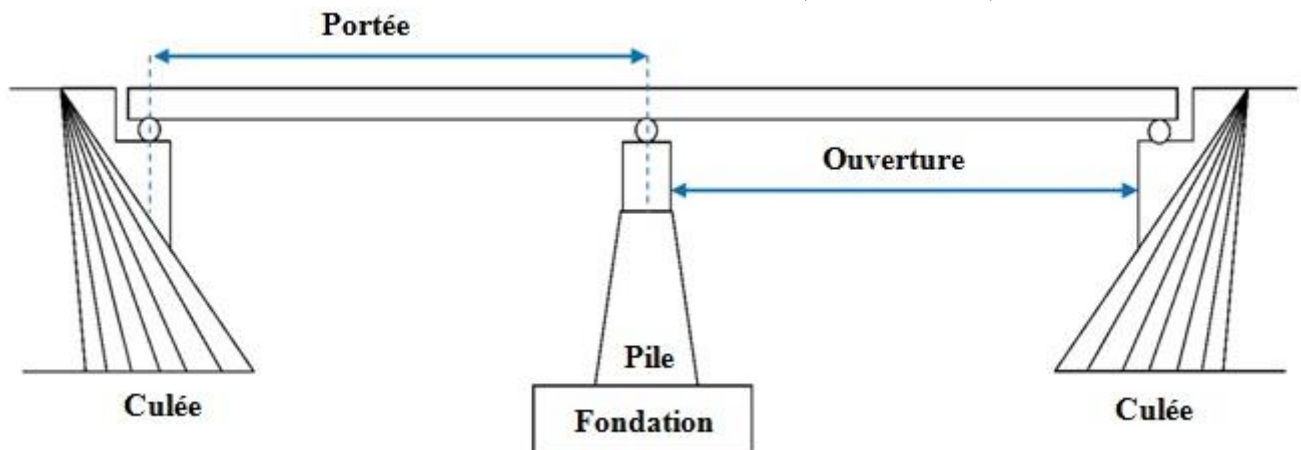
Au cours de la conception et la réalisation d'un passage routier (voie ferrée ou route) Souvent en confronte avec un obstacle, il y a deux type d'obstacles :

- Naturel (brèche, cours d'eau)
- Artificiel (route, voie ferrée, canal) On a deux solutions pour assurer la continuité de l'ouvrage :
  - L'élimination de l'obstacle (obturé 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. Définitions**

Un pont est un ouvrage d'art permettant de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

Un viaduc est un ouvrage d'art de franchissement à grandes hauteurs au-dessus d'une brèche, ou constitué de nombreuses travée successives. (Ciolina., 1984).



*Figure I.1: Pont à poutre droite continue sur appui*

**I.2.1. Classification des ponts**

En Génie Civil, Les ponts peuvent être classés selon :

- **Selon la voie portée**

Pont-route ou pont routier, Pont-rail ou pont ferroviaire, Passerelle, Pont-canal

- **Selon la structure**

Les ponts à poutres, Ponts a voûtes, Pont en arc, Ponts suspendus, Ponts haubanés

- **Selon la nature**

Ponts fixes, Ponts mobiles

- **Selon la durée de service**

Ponts provisoires, Ponts définitifs

- **Selon les matériaux**

Ponts en bois, Ponts en pierre, Ponts en béton (armé ou précontraint), Ponts métalliques (fonte, fer, acier, aluminium), Ponts mixtes

- **Selon la conception mécanique**

Travée indépendante, Poutre continue, Ponts cantilevers, Ponts voutes arcs, Les portiques

- **Selon la forme des poutres**

Poutres caissons, Poutres à âmes pleines, Poutres à treillis, Poutres à hauteur constantes ou variable, Poutres dalles

### **I.2.2. Différentes parties d'un pont :**

Un pont se compose de quatre parties : le tablier, les fondations, les appuis, et les Superstructures.

#### **Le Tablier :**

Le tablier est la partie de l'ouvrage supportant la chaussée (ou la voie ferrée), Il est constitué par un hourdis supporté par des poutrelles et des entretoises reposant elles même sur la poutre principale.

- **Les fondations :**

On distingue généralement trois types de fondations classés en fonction du rapport de la longueur d'encastrement  $D$  par rapport à la largeur ou le diamètre  $B$  de la fondation.

Ainsi on a:

- Des fondations superficielles (semelles et radiers) ;
- Des fondations semi-profondes (puits) ;
- Des fondations profondes (pieux).

- **Les appuis :**

Il existe deux types d'appuis :

- Les appuis de rive ou culées (culées noyées ou culées massives) ;
- Les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées des voiles).

- **Les superstructures :**

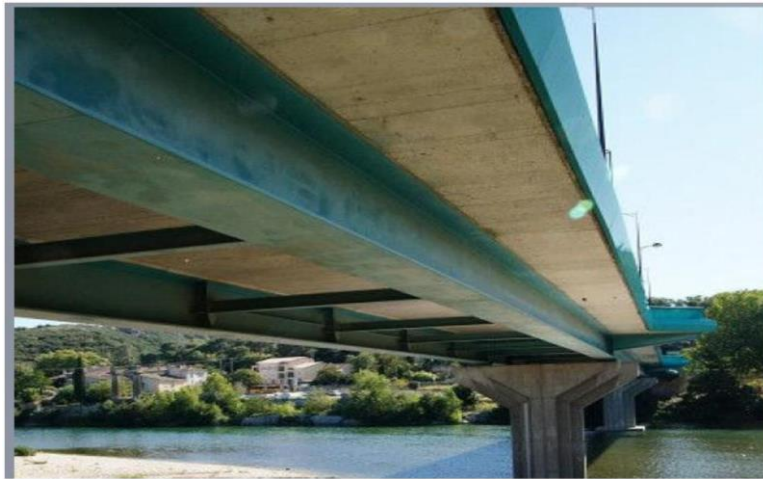
Les superstructures sont constituées par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas au la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est un poids mort qu'il faut porter en permanence.

Il s'agit :

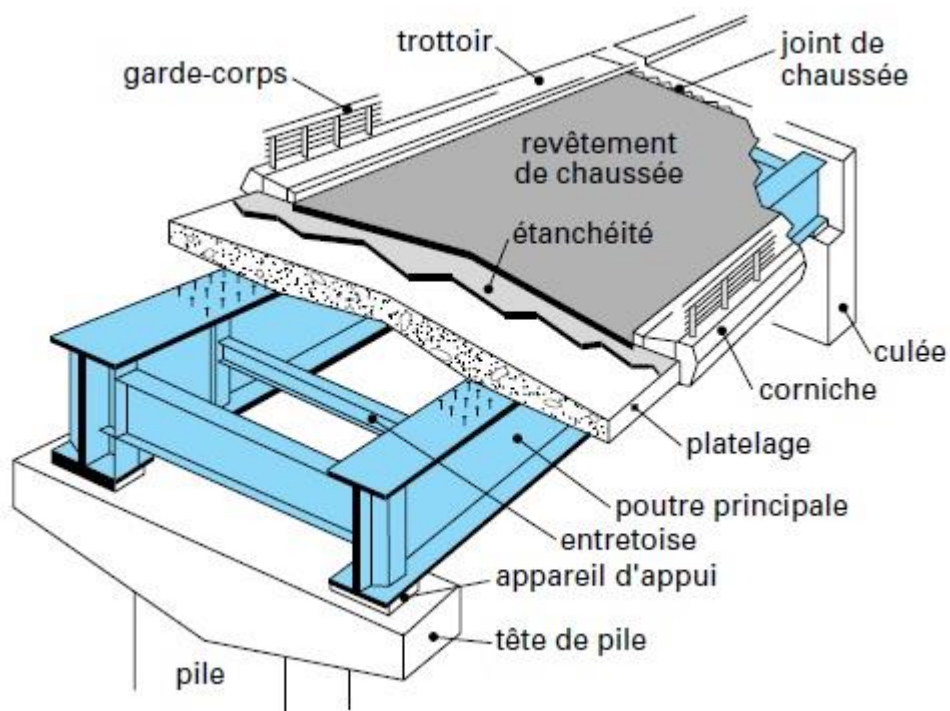
- La chaussée ;
- Les trottoirs ;
- Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité) ;
- Les corniches ;
- Les joints de chaussée.

### **I.2.3. Les ponts mixtes acier/béton**

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton afin d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé. Ces deux éléments étant Reliés par une connexion mécanique afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements.



*Figure I.2: Vue d'un pont mixte acier béton*



*Figure I.3 : Les éléments constitutifs d'un pont mixte acier béton*

### I. 3. Conception générale

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.

On emploie de préférence le terme viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre.

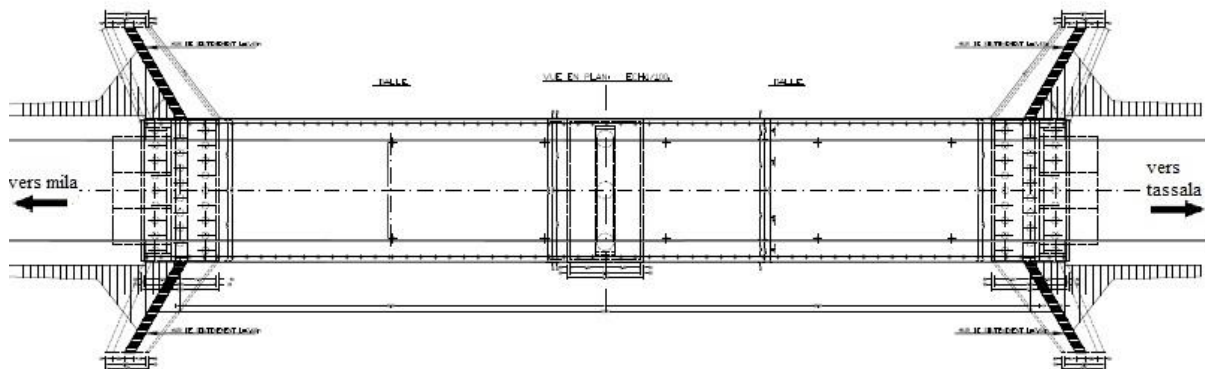
La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre des données, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- Les données fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au Pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- Les données naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.
- Les données économiques.

#### I.3.1. Données fonctionnelles

- **Trace en plan**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'oued dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristique.

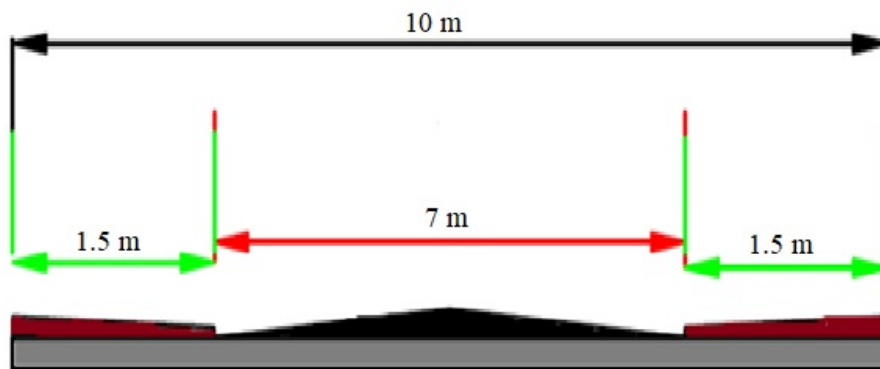


*Figure I.4: Vue en plan.*

- **Profil en travers**

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

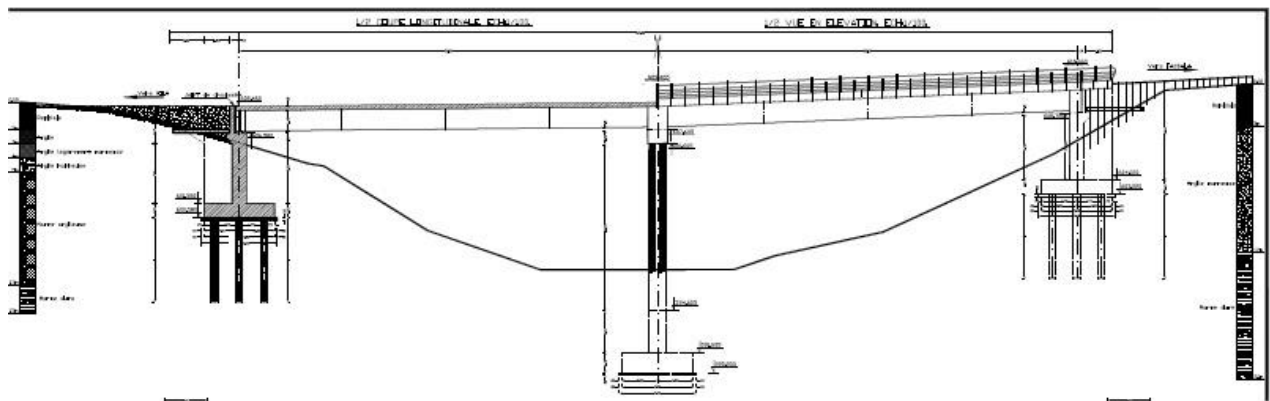
- Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :
- Largeur roulable :  $L_r = 7$  m
- Largeur utile :  $L_u = 10$  m
- Largeur du trottoir :  $L_t = 1.5$  m
- Nombre de voies de circulations :  **$N = 2$  Voies.**
- Devers de **2.5%**.



*Figure I.5: Profil en travers.*

- **Profil en long**

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de **67.5 m**, une pente vers Mila de **1.798%** et une pente vers Tassala de **6.167%**



*Figure I.6 : Profil en long*

### I.3.2. Données naturelles

#### I.3.2.1. Caractéristique du sol

Ne sont jamais connues de façon parfaite et complète (il faut faire des sondages aux emplacements des appuis), la connaissance de la nature du sol est très souvent décisive pour le choix entre plusieurs type d'ouvrage, mais inversement, il faut aussi éviter un excès d'étude géotechnique qui sont très coûteuses.

Avant tout, il est nécessaire que le concepteur du projet visite lui-même les lieux pour s'assurer des possibilités d'accès des emplacements qui pourront être rendus disponibles pour le chantier.

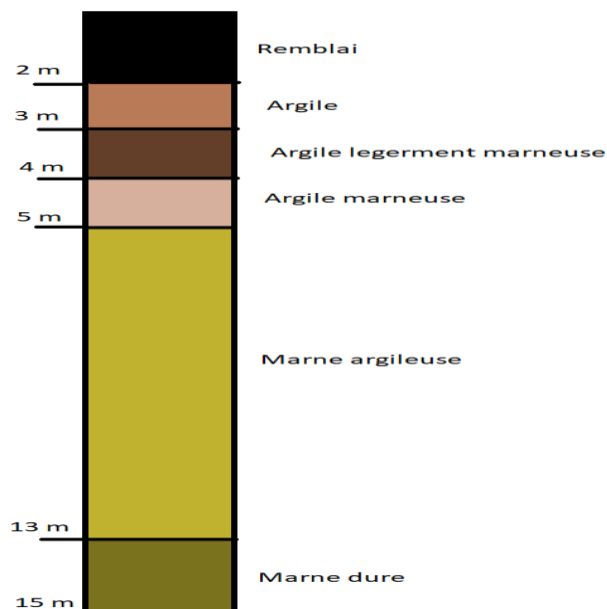
### I.3.2.2. Données topographique

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

### I.3.2.3. Données géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Selon le rapport géotechnique on a :



*Figure I.7: Résultat de sondage.*

### I.3.2.4. Données sismologique

Un séisme est une succession de déplacement rapide imposé aux fondations d'un ouvrage.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

### I.3.2.5. Données climatiques

**Vent** : les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par l'actuel règlement de charge (fascicule 61, titre II).

**Température** : les effets de températures sont évidemment pris en compte dans le calcul des ponts, elle a son effet au niveau des joints de chaussées et appareil d'appuis.

**La neige** : les effets de la neige ne sont pas considérés dans le calcul des ponts mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers.

### I.3.2.6. Données économiques

Le domaine de portée des ponts et l'élançement économique sont présentés dans ce tableau :

Type de pont	La portée	Elancement économique
Pont dalle en béton armé	Jusqu'à 20 m	$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{25}$
Pont en béton précontraint	Jusqu'à 33 m	$\frac{1}{18} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22}$
Pont métallique	$33m \leq l \leq 50 m$	$\frac{1}{18} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22}$ Pour un système en treille
		$\frac{1}{18} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22}$ pour un système en poutres
Pont caisson	$l \geq 50$	$\frac{1}{22} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{20}$

*Tableau I.1 : Le domaine de portée des ponts et l'élançement économique.*

### I.3.3. Élément constitutif d'un pont

Afin de mieux comprendre les règles de construction « domaine du technicien concepteur » et pour qu'on puisse les définir. Le pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la charge permanente et les surcharges d'exploitation, il possède par ailleurs des équipements spécifiques concourant à son bon fonctionnement, à la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage.

Les structures du pont doivent répondre aux données du projet, de formes multiples et variées, elles se réduisent finalement toujours à un tablier qui est la partie d'ouvrage qui porte directement.

La voie (route ou rail) et en assure la continuité parfaite, et un système porteur composé d'appuis et de suspension éventuellement.

Les équipements respectent des standards propres à chaque type de voie concernée et à son exploitation.

Premier équipement est la structure de roulement qui est constituée par la chaussée pour la route et par le ballast pour la voie ferroviaire. Les équipements englobent aussi :

- Les appareils d'appuis.
- Les joints de chaussée.
- Les organes de sécurité (garde de corps, glissières et barrières de sécurité).

- Les systèmes de drainage des eaux.
- L'étanchéité.
- Les corniches.

#### **I.3.4. Présentation de l'ouvrage**

Dans le cadre de l'aménagement de l'ouvrage traversant oued Tassala au niveau de la localité de Tassala sur pk 28+800 cw2 à la wilaya de Mila. L'ouvrage actuel présente approximation une largeur de 3.0 m et une longueur de 27.0 m.

#### **I.3.5. Choix du type d'ouvrage**

Le choix du type de l'ouvrage est une démarche itérative qui consiste à la recherche de la variante qui s'inscrit le mieux dans le contexte fonctionnel et naturel du franchissement des obstacles.

On exclut les tabliers en caisson qui sont utilisés pour les ponts :

- Courbes et grandes hauteurs.
- De grand élancement.

**Chapitre II :****CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX****II .1. Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier, l'eau), le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 MPA 40 MPA et à la traction de 2 à 4 MPA).

- On peut exprimer le module d'élasticité en compression  $E_b = 14000 \text{ MPA}$ .
- L'acier seul n'est pas intéressant économiquement pour la plupart des constructions.
- Le béton seul est trop lourd et très peu résistant à la traction.

La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de Fabrication et de mise en œuvre.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 Jours Le béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>.

**II.1.1. Résistance caractéristique à la compression**

La résistance à la compression du béton ( $f_{cj}$ ) est la caractéristique la plus importante, elle est souvent utilisée seul 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 a :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad (\text{Pour les } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}) ;$$

Avec :

$$f_{c28} \begin{cases} = 30 \text{MPa. Pour le béton du tablier.} \\ = 27 \text{MPa. Pour le béton des appuis et des fondations.} \end{cases}$$

**II.1.2. Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge  $j$  jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \Rightarrow f_{t28} \begin{cases} = 2.40 \text{MPa. Pour le béton du tablier} \\ = 2.22 \text{MPa. Pour le béton les appuis et les fondations} \end{cases}$$

- La masse volumique du béton :  $\gamma = 2300 \text{ kg/m}^3$ .
- La masse volumique du béton armé :  $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- La masse volumique du béton bitumineux :  $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ .

**II.1.3. Les résistances de calcul du béton**

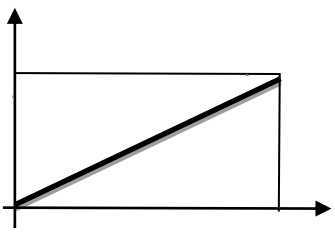
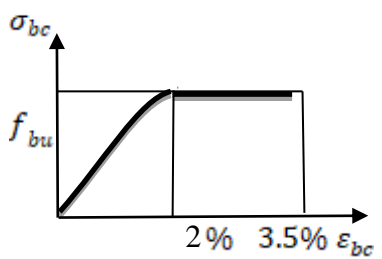
Etat considéré	ELS	ELU
Compression	$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc}$	$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$ ou $\gamma_b = 1.5$
Traction	0	0
Cisaillement	-	$\bar{\tau}_u = \text{Inf} [5 \text{ MPA}; 0.13f_{cj}]$ fpn $\bar{\tau}_u = \text{Inf} [4 \text{ MPA}; 0.10f_{cj}]$ fp et ftp
Modèle de calcul réglementaire	Modèle élastique linéaire 	Diagramme parabole – rectangle 

Tableau II.1: Tableau des résistances de calcul du béton.

**II.1.4. Contraintes de traction aux états limites**

Etat limite de Service ELS	$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b = 16.2 \text{ Mpa}$
Etat limite ultime ELU	$\bar{\sigma}_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $\gamma_b = 1.5$	$\bar{\sigma}_{bu} = 15.3 \text{ Mpa}$

Tableau II.2: Tableau des Contraintes de traction aux états limites.

**II.1.5. Module de déformation longitudinale du béton E**

**a) Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures)**

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charges routière), le module de déformation instantané du béton est :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$$

**b) Module de déformation différée (longue durée)**

Pour les charges de longue durée (tel que poids p, superstructure, précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$$

$f_{c28}$	$E_{ij}$	$E_{vj}$
27	33000	11100
30	34179	11496

**Tableau II.3:** Modules de déformation

### II.1.6. Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où

$\nu$  : représente le coefficient de poisson

E : module élastique longitudinale

### II.1.7. Coefficient de poisson

C'est le rapport de la déformation relative longitudinale sur la déformation transversale, 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 la valeur :

$$\begin{cases} \nu=0.20 & \text{pour un béton non fissuré (ELS).} \\ \nu=0 & \text{pour un béton fissuré (ELU).} \end{cases}$$

## II.2. L'acier

Les aciers utilisés pour les bétons sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE40 avec une limite d'élasticité 400 MPA.

### II.2.1. Aciers passifs

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe

FeE400. On a :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  ,  $\gamma_s$  : c'est un coefficient de pondération.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{dans le cas normal.} \\ 1.0 & \text{dans le cas accidentel.} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 340\text{MPa.} & \text{Cas normal} \\ 400\text{MPa.} & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

**II.2.2. Aciers actifs**

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 :  $\sigma_e \leq 300\text{MPa}$
- Aciers à haute limite élastique :  $300\text{MPa} \leq \sigma_e \leq 400\text{MPa}$
- Aciers à très haute limite élastique :  $\sigma_e \geq 400\text{MPa}$  L'acier utilisé pour les poutres PRS est Le **S355**, la limite élastique est donc :  $\sigma_e = 355\text{MPa}$

**II.2.3. Caractéristique de calcul**

ETAT CONSIDERE	ELS	ELU
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier	
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Inf} \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA	$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ où $\gamma_s = 1.15$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Inf} \left[ \frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$	
Modèle de calcul réglementaire		

*Tableau II.4: Tableau de Caractéristique de calcul.*

**II.2.4. Enrobage**

C'est une protection des armatures on va prendre :

A = 5cm	Pour des ouvrages à la mer ou exposées aux embruns ou à des atmosphères agressives.
A= 3cm	Parois non coffrées soumises à des actions agressives et les parois exposées aux intempéries, ou au contact d'un liquide.
A = 1cm	Parois situées dans des locaux clos et couvert et non exposées aux condensations.

*Tableau II.5: Tableau d'enrobage.*

### II.2.5. La limite élastique

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 type 2, sa limite élastique égale à 400MPa.

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

- $\gamma_s = 1$  Situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1.15$  Situation durable ou transitoire.

### II.2.6. La contrainte admissible en compression simple

$$\sigma_a = \frac{2}{3} f_e = 237 \text{ MPa.}$$

### II.2.7. La contrainte admissible en traction simple

$$\sigma_a = \frac{3}{4} f_e = 266.25 \text{ MPa.}$$

### II.2.8. Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

- Module d'élasticité :  $E=210000 \text{ N/mm}^2$ .
  - Module de cisaillement :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80700 \text{ N/mm}^2$ .
  - La masse volumique d'acier :  $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$ .
  - Contrainte limite de traction :
  - En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$ .
  - En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n \times f_{tj})^{1/2})$ .
  - En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n \times f_{tj})^{1/2})$ .
- Avec :
- $n = 1$  Treillis soudés et ronds lisses.
  - $n = 1,6$  Aciers à haute adhérence.

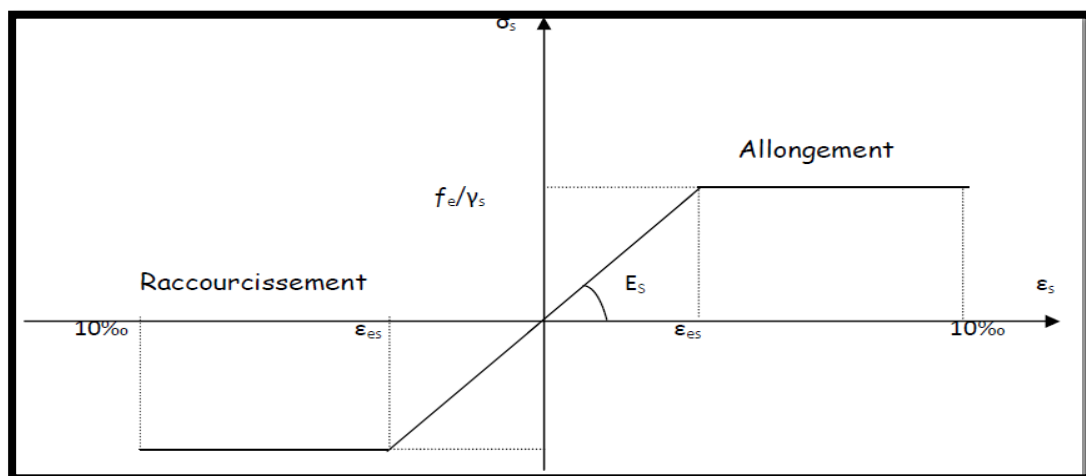


Figure II.1: Diagrammes contraintes-déformations.



## Chapitre III :

## PREDIMENSIONNEMENT

### III.1 Poutre PRS

Les poutres sont fabriquées sur mesure par soudage la poutre prend le nom de (poutre reconstituée soudée) ou PRS, la poutre est le profil d'un I, constitué par un plat verticale appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposés à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et fixé avec celle-ci par des cordons de soudure d'angle.

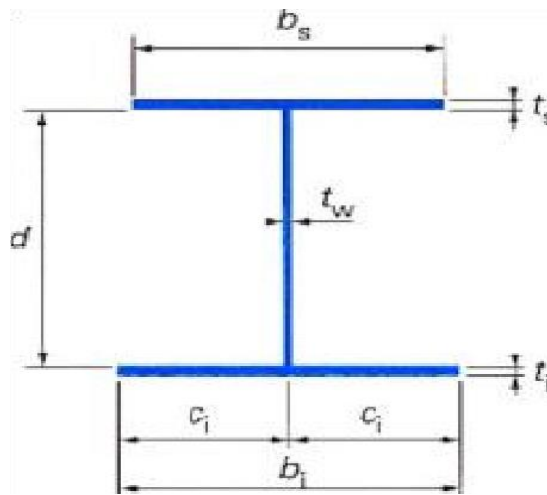


Figure III.1: Géométrie de la section.

#### III.1.1. Espacement des poutres

D'après le guide S.E.T.R.A l'espacement de la poutre est donné par la formule suivante :

$$E = 0,55 \times L_t$$

$L_t$  : Largeur de tablier ( $L_a=10$  m)

$$E = 0,55 \times 10 = 5,5m$$

On prend :  $E = 5,5m$

#### III.1.2. Nombre de poutre (N)

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier et l'espacement.

$$N = \frac{L_t}{E} \rightarrow N = \frac{10}{5,5} \approx 2 \text{ poutres}$$

$N = 2 \text{ poutres}$

#### III.1.3. La hauteur de la poutre

D'après le guide S.E.T.R.A, élancement des poutres varie dans l'intervalle :

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{25} \rightarrow h = \frac{L}{25}$$

$$\frac{L}{25} = 1,2 \text{ m}$$

$h = 1,2 \text{ m}$

#### III.1.4. Semelles

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage, et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

#### III.1.4.1. La largeur des semelles

- **Largeur de semelle inférieure**

D'après le guide S.E.T.R.A, Pour des portées de 30 m à 50 m la largeur de la semelle inférieure égale à 700 mm, le tableau Suivant donne les largeurs des semelles inférieures en fonction de la plus grande portée.

Portée(m)	Largeur de la semelle inférieure bi (mm)
< 30	500
30 à 50	500 – 700
50 à 70	800
70 à 85	900
85 à 100	1000

*Tableau III.1: Tableau donne les largeurs des semelles inférieures en fonction de la plus grande portées.*

- **Largeur de semelle supérieure**

D'après le guide S.E.T.R.A, pour des portées de 30 m à 50 m la largeur de la semelle supérieure égale à 500 mm, le tableau Suivant donne les largeurs des semelles supérieures en fonction de la plus grande portée.

Portée(m)	Largeur de la semelle supérieure bi (mm)
< 30	400
30 à 50	500
50 à 70	600
70 à 85	700
85 à 100	800

*Tableau III.2: Tableau donne les largeurs des semelles supérieures en fonction de la plus grande portées*

#### III.1.4.2. Epaisseur des semelles

Pour notre ouvrage le choix des largeurs des semelles a été de :

$$t_i = 30 \text{ mm.}$$

$$t_s = 40 \text{ mm.}$$

#### III.1.5. Ame

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

$t_w \geq 0.005h_w$  En état limite de service

$\frac{v}{h_w \times t_w} \leq 100 \text{ N/mm}^2$  Pour les âmes raidies longitudinalement.

$t_w \geq 12 \text{ mm}$  Des poutres principales

On prend :  $t_w = 15 \text{ mm}$ .

Les poutres se présentent comme suit :

$h = 1200 \text{ mm}$

$h_w = 1130 \text{ mm}$      $t_w = 15 \text{ mm}$

$B_i = 700 \text{ mm}$      $t_i = 30 \text{ mm}$

$B_s = 500 \text{ mm}$      $t_s = 40 \text{ mm}$

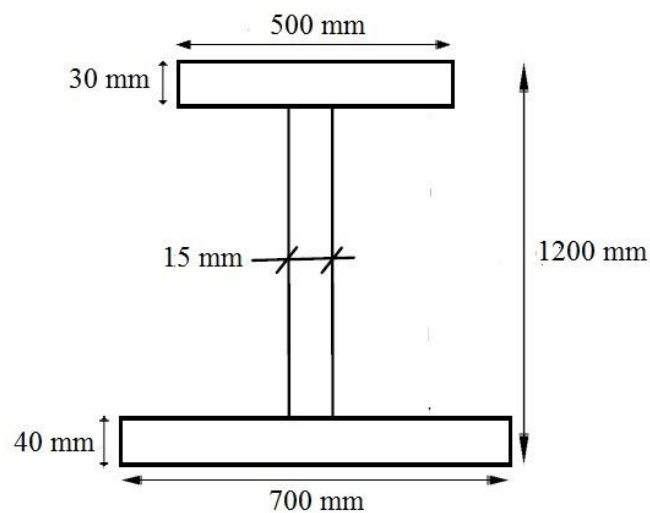


Figure III.2: Section de la poutre PRS.

### III.2. Entretoise

Ame : On a pris une épaisseur  $t_w = 25 \text{ mm}$ .

Semelle : Pour notre ouvrage le choix des largeurs des semelles a été de :

$b_s = 500 \text{ mm}$  ;  $b_i = 500 \text{ mm}$ .

Ainsi que leurs épaisseurs respectifs qui a été de :

$t_s = 40 \text{ mm}$  ;  $t_i = 40 \text{ mm}$ .

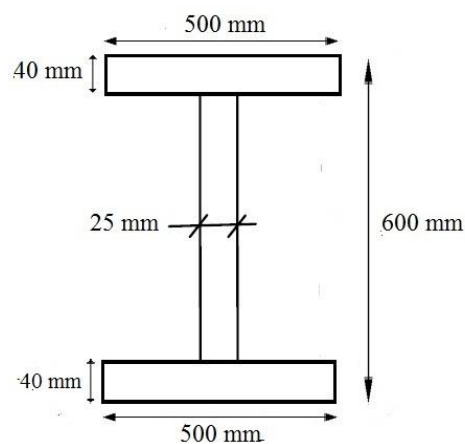


Figure III.3: Section des entretoises sur appuis.

### III.3. Dalle

D'après le guide S.E.T.R.A

Pour le cas d'un ouvrage à entretoises

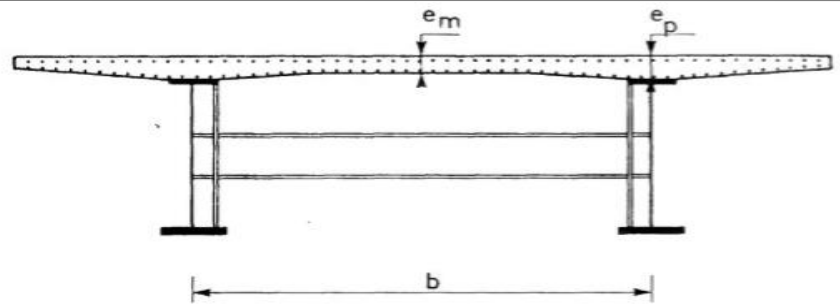


Figure III.4: Ouvrage à entretoises.

Épaisseur de la dalle :

B (m)	$e_m$ (cm)	$e_p$ (cm)	épaisseur constante
5	24	28	25
6	25	30	27

Tableau III.3: tableau d'épaisseur de la dalle

On prend :

L'épaisseur de la dalle est de 25 cm

#### III.4. Dispositif de retenus

Ces dispositifs sont destinés à assurer, soit la sécurité et le confort des usages de la durabilité de l'ouvrage.

#### III.5. Corniche

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique).

Il y a plusieurs catégories de corniches :

- Les corniches en béton coulé en place.
- Les corniches en béton préfabriqué.
- Les corniches métalliques.

On utilise les corniches en béton préfabriqué voir la figure suivante :

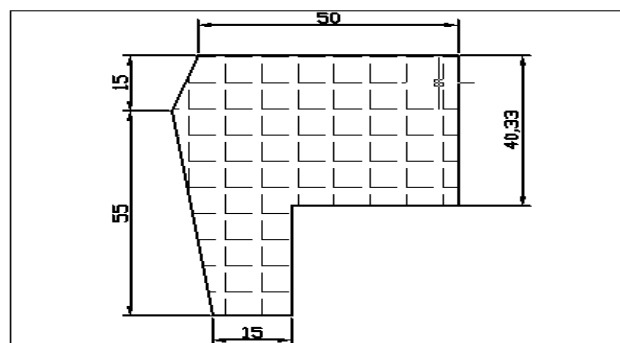


Figure III.5: Les dimensions de la corniche en cm.

#### III.6. Garde-corps

---

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique (surtout en milieu urbain).

Il y a plusieurs types des garde-corps :

Les garde-corps de type S : comme passage Supérieur.

Les garde-corps de type I : comme passage Inferieur.

Les garde-corps de type U : comme Urbain.

Qui, en sus des efforts qu'ils sont censés reprendre, fixe un certain nombre de caractéristiques géométriques :

La hauteur h minimale est égale à :

$$H_{min} = \inf. (1.20m ; 0.95m + 0.005H \pm 0.05m).$$

H est la hauteur (m) du trottoir au-dessus du sol ou de l'eau. Les vides entre trottoir et garde-corps ainsi qu'entre les éléments du garde-corps jusqu'à 0.60m au-dessus du trottoir doivent être tels qu'on ne puisse y faire pénétrer un cylindre de plus de 15cm de diamètre. On utilise garde-corps type U une hauteur h (garde-corps)=1.20m.

**Chapitre IV :****EVAUATION DES CHARGES****IV.1 Charges permanentes CP**

La charge permanente comprend la structure porteuse ainsi que les éléments non porteurs

Les éléments porteurs : Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanent).

Les éléments non porteurs : Telle que : le revêtement, étanchéité, trottoirs, Corniches garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

**IV.1.1. Les éléments porteurs**

<b>L'élément</b>	<b>La charge (g)</b>
<p><b><u>la poutre :</u></b></p> <p><math>\gamma_a</math> : poids volumique de l'acier = 78.50 KN/m<sup>3</sup></p> <p><math>P = [(1.13 \times 0.015) + (0.7 \times 0.04) + (0.5 \times 0.03)] \times 78.50 = 4.706</math> KN/ml</p> <p>Le poids total des poutres</p> <p><math>g_1 = 2 \times P</math></p>	<p><math>g_1 = 9.412</math></p> <p>KN/ml</p>
<p><b><u>la dalle :</u></b></p> <p><math>\gamma_b</math>: poids volumique de béton = 25KN/m<sup>3</sup></p> <p>épaisseur de l'hourdis = 0.25m</p> <p>largeur de la dalle = 10 m</p> <p><math>g_2 = 0.25 \times 10 \times 25</math></p>	<p><math>g_2 = 62.50</math></p> <p>KN/ml</p>
<p><b><u>Entretoise :</u></b></p> <p><math>A = (0,5 \times 0,04) + (0,52 \times 0,025) + (0,5 \times 0,04) = 0.053</math> m<sup>2</sup></p> <p><math>g_e = A \times 78.5 = 4.1605</math> KN/ml</p> <p><math>g_3 = 2 \times g_e</math></p>	<p><math>g_3 = 8.321</math></p> <p>KN/ml</p>

**Tableau IV.1:** Calcul les charges permanentes pour les éléments porteurs.

**IV.1.2. Les éléments non porteurs**

Elle contient le poids de la superstructure. A ce dernier contient les éléments suivants :

Bordure (1)

Contre bordure (2)

Trottoir (3)

Corniches (4)

Glissières de sécurité (5)

Gardes corps (6)

Revêtement (7)

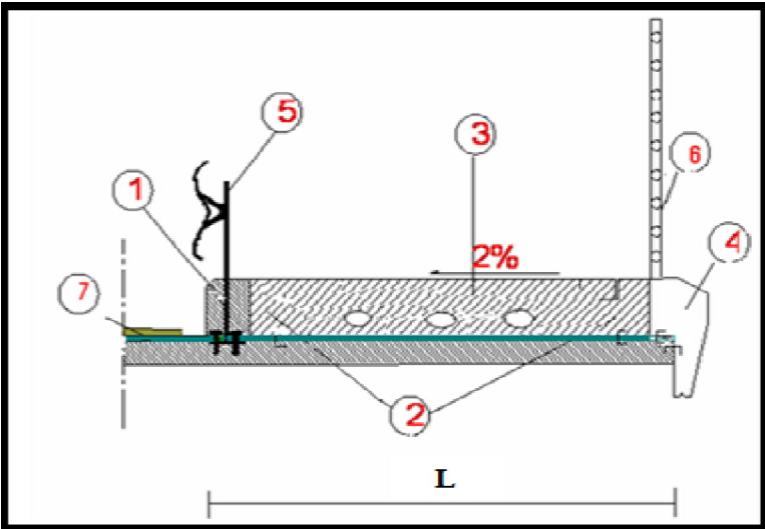


Figure IV.1: Coupe transversale du trottoir avec corniche.

<b>L'élément</b>	<b>La charge (g)</b>
<p><b><u>Revêtement de la chaussée :</u></b></p> <p>Épaisseur de revêtement = 0.10m</p> <p>La largeur roulable = 7 m</p> <p><math>\gamma_{bb}</math> : masse volumique de béton bitumineux =24 KN/m<sup>3</sup></p> <p><math>g_4 = 0.10 \times 7 \times 24</math></p>	<p><math>g_4 = 16.8</math></p> <p>KN/ml</p>
<p><b><u>Corniches :</u></b></p> <p>Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids</p> <p><math>g_{corniche} = 5</math> KN/ml</p> <p><math>g_5 = g_{corniche} \times 2</math></p>	<p><math>g_5 = 10</math></p> <p>KN/ml</p>
<p><b><u>Glissière de sécurité :</u></b></p> <p>Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids</p> <p><math>g_{glissière} = 0.60</math> KN/ml</p> <p><math>g_6 = 0.60 \times 2</math></p>	<p><math>g_6 = 1.20</math></p> <p>KN/ml</p>
<p><b><u>Les trottoirs :</u></b></p> <p>Épaisseur de le trottoir = 0.2 m</p> <p>Largeur de le trottoir = 1.5 m</p> <p><math>\gamma_b</math> : poids volumique de béton =25 KN/m<sup>3</sup></p> <p><math>g_t = 1.5 \times 0.2 \times 25 = 7.5</math> KN/ml</p> <p><math>g_7 = g_t \times 2</math></p>	<p><math>g_7 = 15</math></p> <p>KN/ml</p>
<p><b><u>Garde-corps :</u></b></p> <p><math>g_{gc} = 1</math> KN/ml</p> <p><math>g_8 = g_{gc} \times 2</math></p>	<p><math>g_8 = 2</math></p> <p>KN/ml</p>

**Tableau IV.2:** Calcul les charges permanentes pour les éléments non porteurs.

La somme des charges porteuses et non porteuses :

$$G = \sum gi$$

$$G = g_1 + g_2 + g_4 + g_5 + g_6 + g_7 + g_8$$

$$G = 125.233 \text{ KN/ml}$$

#### IV.2. Calcul des surcharges routières

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

La surcharge de charges A(L).

Système des charges B (système B<sub>c</sub>, système B<sub>t</sub> et système B<sub>r</sub>).

La surcharge militaire (système Mc (M<sub>c80</sub>)).

Les surcharges sur trottoirs.

Vent.

Température.

#### La largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre projet la largeur roulable  $L_r = 7$  m.

**Classe des ponts**

On distingue trois classe de ponts en fonction de leur largeur roulable sont les suivantes :

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

**Tableau IV.3:** Tableau des classes en fonction de leur largeur roulable.

On a  $L_r = 7 \text{ m}$  donc notre pont est classé dans la **1ère classe**

**Le nombre de voies**

Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées est :

$$N_v = \frac{L_c}{3} = \frac{8}{3} = 2 \quad \longrightarrow \quad \text{Donc on a } \mathbf{2 \text{ voies}}$$

**IV.2.1. Système de charge A(L)**

Le poids de A (L), exprimé en (Kg/m<sup>2</sup>), est donnée en fonction de la longueur chargée  $L_c$  par la formule suivant :

$$A(L) = \frac{2.30+360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

L : portée du pont = 30 m

Donc :  $A(L) = 8.62 \text{ KN/m}^2$

$a_1$  Est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées données par le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	–	–	–
3	0.9	0.8	–	–	–

**Tableau IV.4:** Tableau  $a_1$  en fonction de la classe du pont.

Notre pont de première classe comprend 2 voies chargées d'où :  $a_1 = 1$

Les valeurs de  $a_2$  sont définies par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :  $V$  largeur d'une voie.

Les valeurs de  $V_0$  sont données dans le tableau ci-dessous :

Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	3.5
	2 <sup>ème</sup>	3
	3 <sup>ème</sup>	2.75

**Tableau IV.5:** Tableau des valeurs de  $v_0$  en fonction de la classe du pont.

On obtient :  $a_2 = 1$

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

$$A(l) = 1 \times 1 \times 8.62 = 8.62 \text{ KN/m}^2$$

$$A(l) = 8.62 \text{ KN/m}^2$$

**IV.2.2. Système de charges B**

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

Sous système  $B_c$ : ce compose de camions types (30T).

Sous système  $B_r$ : ce compose d'une roue isolée.

Sous système  $B_t$  : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

#### IV.2.2.1. Sous système $B_c$

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

##### Disposition dans le sens transversal

Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

##### Disposition dans le sens longitudinal

Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

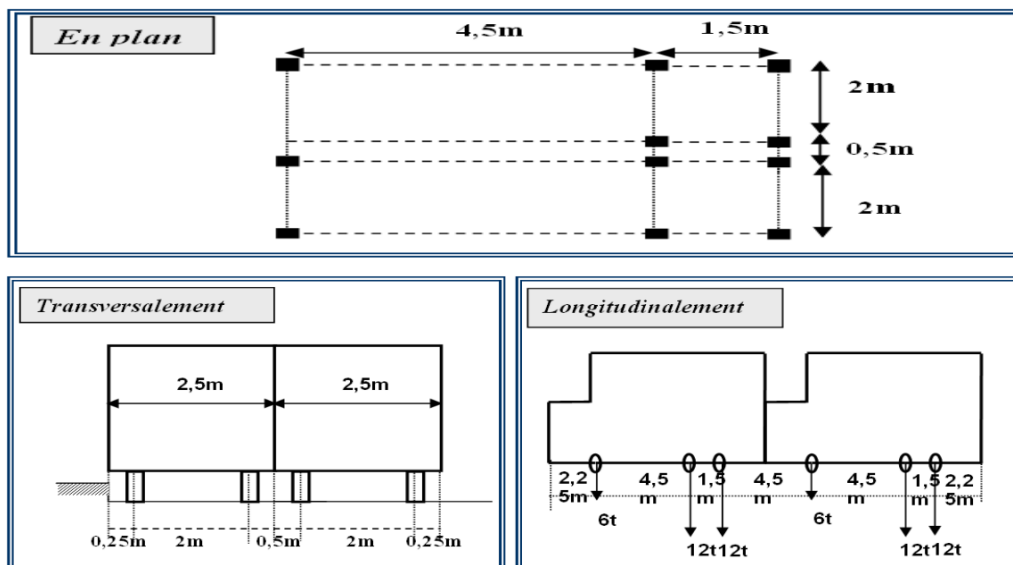


Figure IV.2: Disposition de système  $B_c$ .

Calcul des coefficients dynamiques :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

G: La charge permanente de l'ouvrage.

S: la surcharge maximal.  $S=S1 \times bc$ .

L: longueur de la travée.

Détermination de  $b_c$  :

Tous les camions sont orientés dans le même sens, les surcharges  $B_c$  sont multipliées par un Coefficient  $b_c$  donné dans le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4
classe du pont	1 <sup>er</sup>	1.2	1.1	0.95	0.80
	2 <sup>e</sup> me	1	1	-	-
	3 <sup>e</sup> me	0.9	0.8	-	-

**Tableau IV.6:** Tableau des coefficients  $b_c$  en fonctions des classes du pont.

Le coefficient  $b_c=1.1$  dans notre cas (2 files, classe -1- ).

S : la charge  $B_c$  max ( $S = 300 \times 2 \times 1.1 \times 2 = 1320KN$ )

G= 125.233 KN/ml

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{125.233}{1320}}$$

$$\delta = 1.492$$

Nombre de voies chargées	$b_c$	Chargement par essieu (KN)
2	1.1	EAV: 60 x1.1x1.492=98.472 EAR:120x1.1x1.492= 196.944 EAR:120x1.1x1.492= 196.944

**Tableau IV.7:** Tableau du chargement par essieu.

#### IV.2.2.2.Sous système $B_t$

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1<sup>e</sup> et 2<sup>e</sup> classe.

Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux Voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou éparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

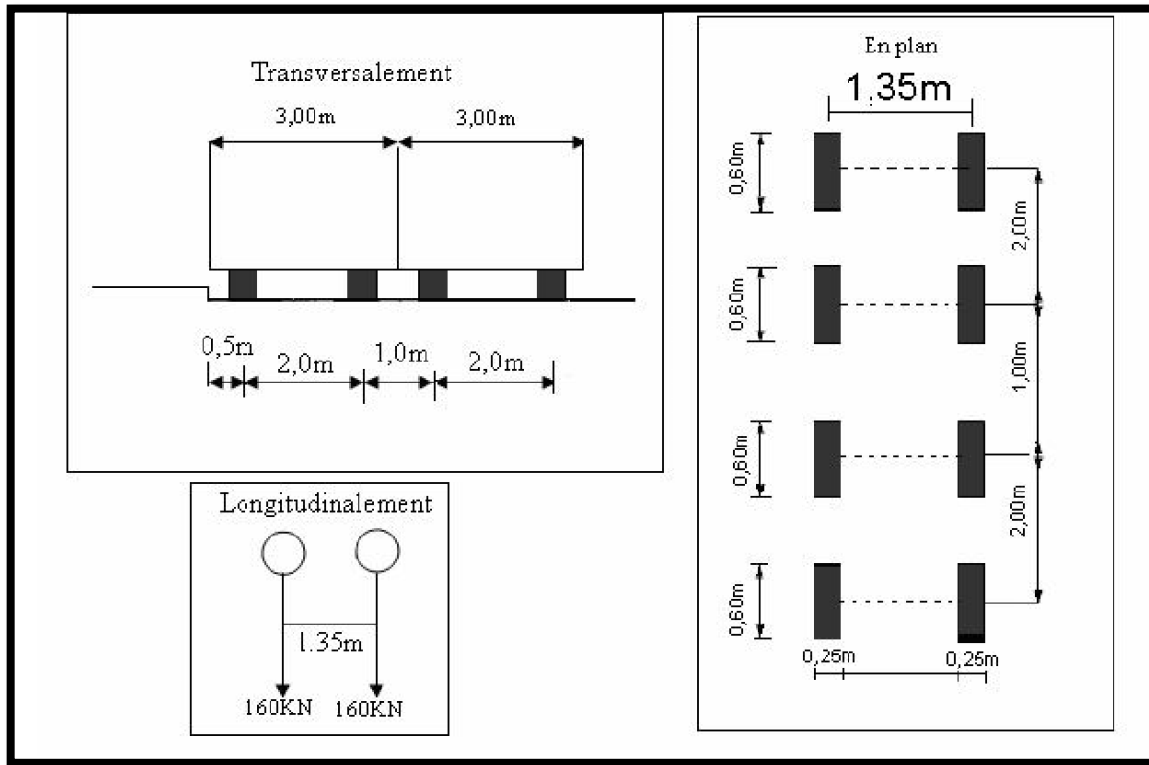
Pour notre cas on a 3 voies donc on applique deux tandems.

Les valeurs de coefficient  $b_t$  sont données par le tableau suivant :

Classe du pont	Première classe	Deuxième classe
Coefficient $b_t$	1.0	0.9

**Tableau IV.8:** Tableau des valeurs de coefficient  $b_t$  en fonction des classes du pont.

Pour notre cas  $b_t=1$



**Figure IV.3:** Les dimensions de système  $B_t$ .

Les charges du système  $B_t$  sont frappées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

$$S = n \times 320 \times b_t \longrightarrow S = 640 \text{ KN}$$

$$G = 125.233 \text{ KN/ml}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{125.233}{640}}$$

$$\delta = 1.4$$

Nombre de tandems	$b_t$	Chargement par essieu (KN)
2	1	$160 \times 1 \times 1.4 = 224$

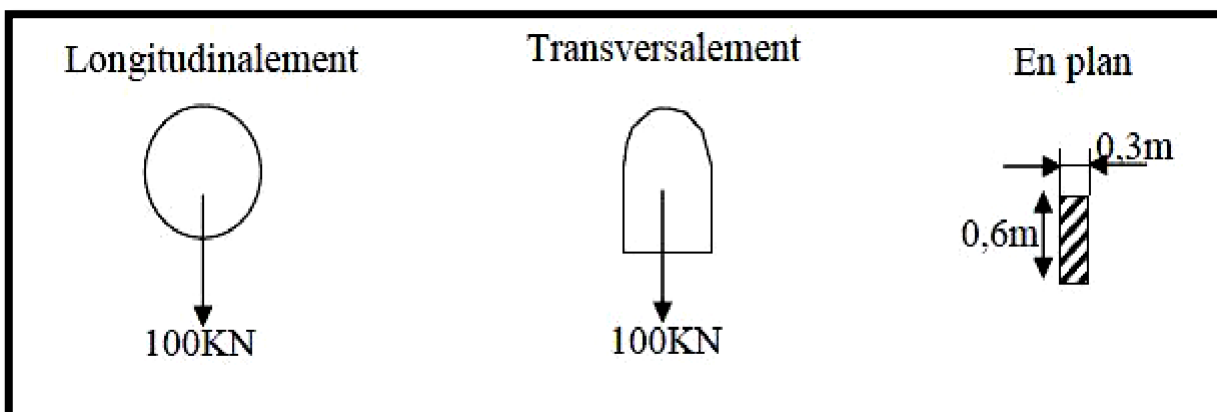
**Tableau IV.9:** tableau chargement par essieu.

**IV.2.2.3. Système de charge  $B_r$**

La roue isolée, qui constitue le système  $B_r$ .

Porte une masse de 100 KN.

Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60 m et le coté longitudinal 0,30 m.



**Figure IV.4:** Dimension de système  $B_r$ .

Les surcharges du système Br sont frappées par des coefficients de majoration dynamique  $\delta$

$S = 100 \text{ KN}$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{125.233}{100}}$$

$\delta=1,156$

Nombre de roue	Chargement par roue en (KN)
1	100 x1.156= 115.6

**Tableau IV.10:** Tableau de chargement par roue.

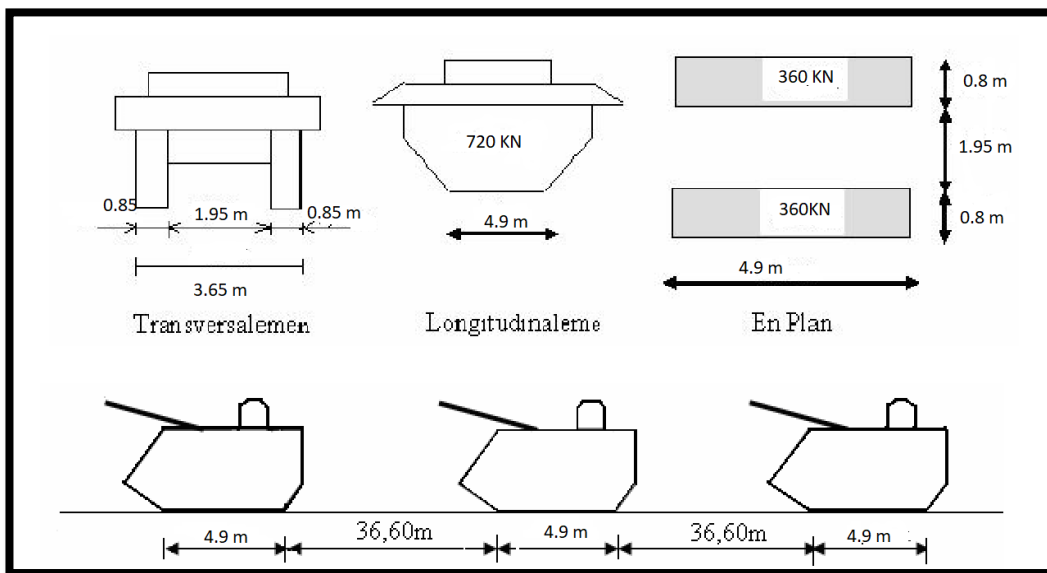
**IV.2.3.La surcharge militaire**

**IV.2.3.1. Système Mc80**

Un convoi militaire qui se compose d'un groupe de deux essieux, assimilés à un rouleau, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé et il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge. « Fascicule 61- II ».

Les majorations dynamiques sont applicables à ce modèle de charge qui est calculé par la même formule que celle donnée pour le système Bc.

- Poids totale ..... 720KN.
- Longueur d'une chenille ... 4.90m.
- Largeur d'une chenille ... .. 0.85m.



**Figure IV.5:** Dimensions de système Mc80.

$G=125.233 \text{ KN/ml}$  ;  $S=720\text{KN}$ .

Le coefficient de majoration dynamique pour Mc80 est de

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{125.233}{720}} \rightarrow \delta = 1.410$$

Nombre de chenille	Chargement par chenille en (KN/m <sup>2</sup> )
2	360 x1.410/(4.9 x 0.85)= 121.87

**Tableau IV.11:** tableau d chargement par chenille.

#### IV.2.4. Surcharges des trottoirs ( $q_{tr}$ )

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m<sup>2</sup> réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Premier trottoir chargé :  $q_{tr} = 1 \times 1,5 = 1,5$  KN/ml

Deuxième trottoir chargé :  $q_{tr} = 1 \times 1,5 = 1,5$  KN/ml

#### IV.2.5. Vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent ;

Dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général ; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m<sup>2</sup> (selon le fascicule 61-titre II).

Remarque :

$P = 2$  KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service.

$P = 1,25$  KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction.

#### IV.2.6. Température

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.

### I.8.6. Charges sismiques

Les règles de construction à appliquer aux ponts sont celles de la norme NF EN 1998-2, dites "règles Eurocode 8" accompagnée du document nommé « annexe nationale » s'y rapportant.

Ces règles doivent être appliquées au moyen d'un coefficient d'importance  $\gamma_I$  (au sens de la norme NF EN 1998-2) attribué à chacune des catégories d'importance de pont. Les valeurs des coefficients d'importance  $\gamma_I$  sont données par le tableau suivant :

Catégories d'importance de pont	Coefficient d'importance $\gamma_i$
II	1
III	1,2
IV	1,4

Notre ouvrage se classe dans la catégorie IV (à confirmer par le maître d'ouvrage).

Le spectre de réponse élastique est caractérisé par les paramètres suivants :

□ **l'accélération maximale de référence** au niveau d'un sol de type rocheux (classe

A au sens de la norme NF EN 1998-1), dénommée agr. Les valeurs des accélérations agr, exprimées en mètres par seconde au carré, sont données par le tableau suivant :

Zones de sismicité	agr
2 (Faible)	0.7
3 (Modérée)	1.1
4 (Moyenne)	1.6
5 (Forte)	3

Notre ouvrage se situe en zone 3 (modérée).

□ **l'accélération horizontale de calcul** au niveau d'un sol de type rocheux (classe

A au sens de la norme NF EN 1998-1),  $a_g$ , est égale à  $a_{gr}$  multipliée par le coefficient d'importance  $\gamma_i$ . soit  $a_g = \gamma_i \cdot a_{gr}$

$$a_g = 1.4 \cdot 1.1 \quad \text{d'où} \quad \mathbf{a_g = 1.54}$$

□ **la nature du sol**, en ce qui concerne les composantes horizontales du séisme, par l'intermédiaire du paramètre de sol,  $S$ . Les valeurs du paramètre de sol,  $S$ , résultant de la classe de sol (au sens de la norme NF EN 1998-1) sous le pont sont données par le tableau suivant :

Classes de sol	S (pour les zones de sismicité 2 à 4)	S (pour la zone de sismicité 5)
A	1	1
<b>B</b>	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Le sol est de classe B (à confirmer par le maître d'ouvrage).

**T<sub>B</sub>** et **T<sub>C</sub>**, qui sont respectivement la limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante et **T<sub>D</sub>** qui est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

Les valeurs de  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$ , à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontales du mouvement sismique, exprimées en secondes sont données par le tableau suivant :

Classes de sol	Pour les zones de sismicité 2 à 4			Pour la zone de sismicité 5		
	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	0,03	0,2	2,5	0,15	0,4	2
B	0,05	0,25	2,5	0,15	0,5	2
C	0,06	0,4	2	0,2	0,6	2
D	0,1	0,6	1,5	0,2	0,8	2
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,5	2

- les paramètres des spectres de réponse élastiques verticaux à employer pour l'utilisation de la norme NF EN 1998-2 :

Zone de sismicité	$a_{vg} / a_g$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
2 (faible) à 4 (moyenne)	0,9	0,03	0,20	2,5
5 (forte)	0,8	0,15	0,40	2

➤ **le coefficient de comportement**

Le calcul du coefficient de comportement se fait direction par direction. Il est possible d'avoir un coefficient de comportement différent selon les directions principales de l'ouvrage (longitudinale, transversale, verticale).

Dans le cas des ponts ayant un comportement ductile régulier, on utilise les valeurs du tableau ci-dessous.

Type d'éléments ductiles	Comportement sismique			
	Ductilité limitée	Ductile		
		$\eta_k < 0,3$	$0,3 \leq \eta_k < 0,6$	$\eta_k \geq 0,6$
Piles en béton armé <sup>(1) (2)</sup> :				
Piles verticales en flexion	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_s)$		
Béquilles inclinées fléchies	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_s)$		
Piles en acier :				
Piles verticales en flexion	1,5	3,5	$q_r = \frac{\eta_k - 0,3}{0,3} (q - 1) \geq 1,0$	$q_r = 1$
Béquilles inclinées fléchies	1,2	2,0		
Piles avec contreventement normal	1,5	2,5		
Piles avec contreventement excentré	-	3,5		
Assemblage rigide des culées au tablier :				
En général	1,5	1,5		
Structures bloquées <sup>(3)</sup> (EC 8-2, §4.1.6 (9) et (10))	1,0	1,0		
Arcs	1,2	2,0		

(1)  $\alpha_s = Ls/h$  est le rapport de portée d'effort tranchant de la pile, où  $Ls$  est la distance entre la rotule plastique et le point de moment nul et  $h$  est la hauteur de la section transversale dans la direction de flexion de la rotule plastique.

Pour  $\alpha_s \geq 3$        $\lambda(\alpha_s) = 1,0$  sinon  $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$

(2) Avec les piles de forme rectangulaire, lorsque la zone de compression, sous l'action sismique dans la direction globale considérée, est de forme triangulaire, il convient d'utiliser les valeurs minimales de  $\alpha_s$ , correspondant aux deux côtés de la section.

(3) Le cas des structures bloquées comprend notamment les structures très raides dont la période propre est inférieure à 0,03s (notamment cadres et portiques avec connexion rigide entre tablier et piédroits, et culées encastrées dans un sol raide sur au moins 80% de leur surface latérale). Il s'applique également aux ouvrages de soutènement ainsi qu'aux culées des ouvrages dont le tablier est suffisamment isolé de l'appui (tablier reposant sur des appareils d'appui en élastomère fretté par exemple) pour que la culée puisse être dimensionnée indépendamment de la réponse globale de l'ouvrage.

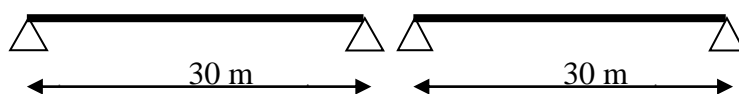
Pour notre ouvrage, en référence au tableau ci-dessus, on prendra un coefficient de comportement de  $q = 1,5$ .

**Chapitre V :****CALCUL DES EFFORTS****V.1. Calcul des efforts longitudinaux et transversaux****V.1.1. Méthode de calcul**

Le tablier est constitué de deux poutres principales en acier (**PRS**) espacées de **5.5 m** d'axe en axe, solidaire entre elles par des entretoises ; la dalle de couverture est en béton armé coulée sur place de **25 cm** d'épaisseur.

La longueur du pont est de **67.5 m** sur quatre appuis donnant deux travées :

Le calcul des efforts internes ; induit par les sollicitations externes, est conduit par le logiciel (**robot structural analysais professionnel v 2014**). L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude (isostatique) peut être assimilé à une poutre continue sur deux appuis simples.



Logiciel de calcul : Pour notre projet de fin d'étude et pour nos calculs, on a choisi d'utiliser (**robot structural analysais professionnel v 2014**). C'est un logiciel de calcul des structures du technicien particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post – processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. 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.

Lignes d'influences des efforts : Pour calculer les efforts internes (M, T et R) les plus défavorables sous l'action des surcharges variables. On sera amenés à déterminer les lignes d'influences des effets élastiques (moments fléchissant, effort tranchant et réactions d'appuis).

**V.1.2. Combinaisons des charges**

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre(G)	1.35	1
Surcharges A(L)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
Système Br	1.6	1.2
Système Bt	1.6	1.2
militaire Mc80	1.35	1
Trottoirs	1.6	1

**Tableau V.1:** Les coefficients de combinaison.

Les combinaisons des charges prévues sont :

Action prépondérante	Combinaisons
<b>E.L.U</b>	$1.35G + 1.6 (A(l) + ST)$
	$1.35G + 1.6 (Bc + ST)$
	$1.35G + 1.6 (Bt + ST)$
	$1.35G + 1.6 (Br + ST)$
	$1.35G + 1.35Mc80 + ST$
<b>E.L.S</b>	$G + 1.2A(l) + ST$
	$G + 1.2BC + ST$
	$G + 1.2Bt + ST$
	$G + 1.2Br + ST$
	$G + Mc80 + ST$

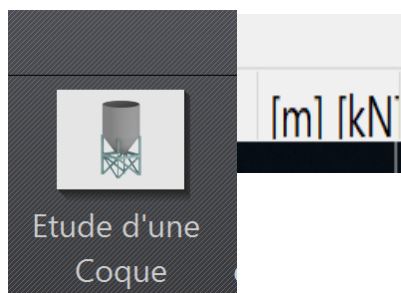
**Tableau V.2:** Les combinaisons des charges.

### V.1.3. Modélisation

Notre ouvrage est isostatique avec 2 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de **30 m** d'épaisseur **25 cm** avec **2 poutres**).

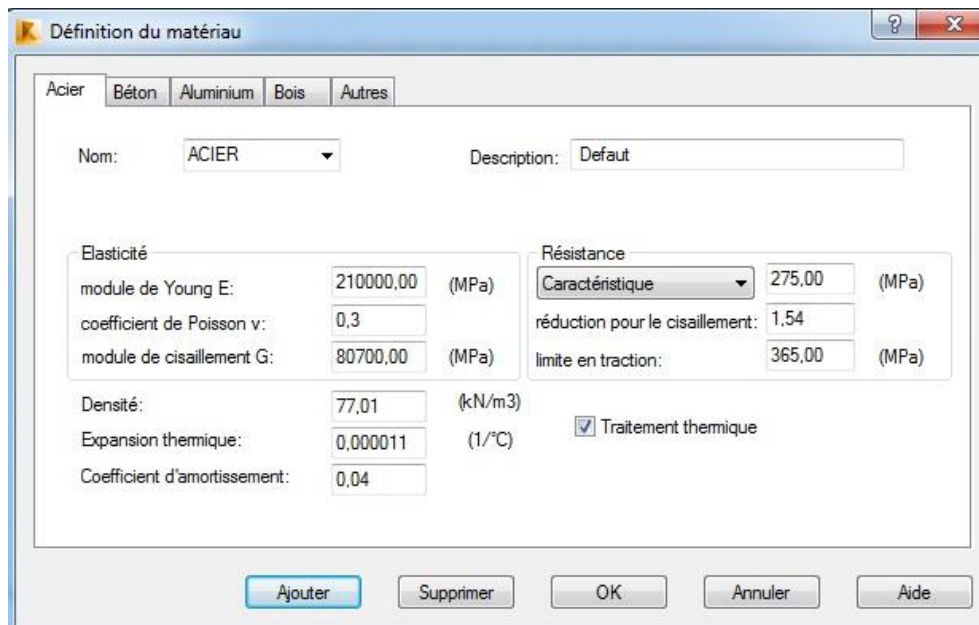
#### V.1.3.1. Le choix de type d'ouvrage

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle «Etude d'un coque», ensuite on doit changer au « KN, m » et ensuite le choix des matériaux.



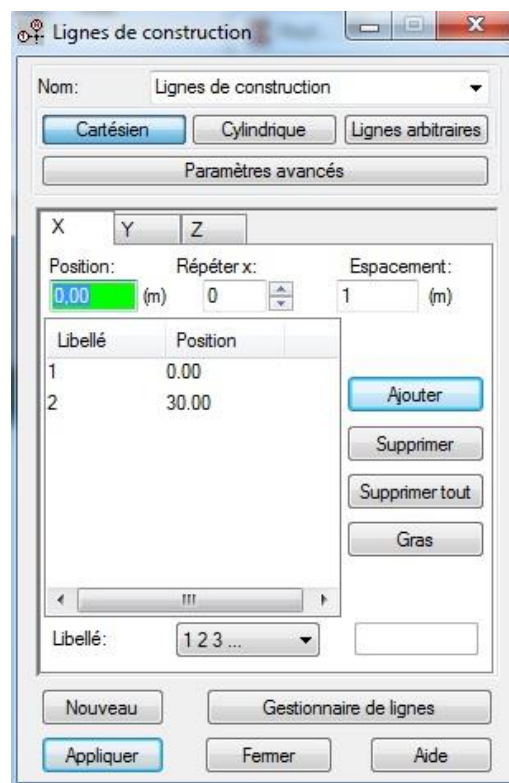
**Figure V.1:** Choix d'unité et de nouveau modèle.

L'étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude.



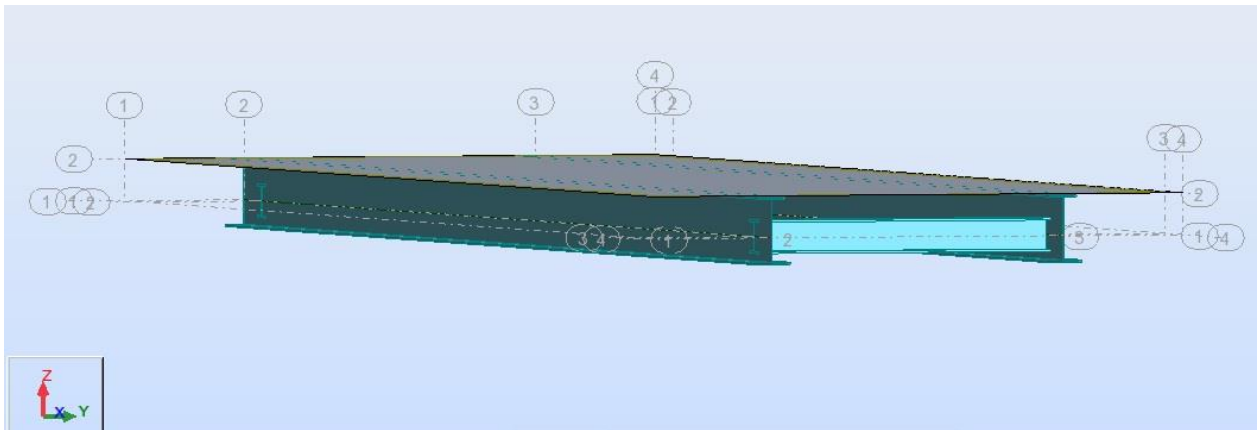
**Figure V.2:** Définir les caractéristiques des matériaux.

On définit ensuite les lignes de construction :



**Figure V.3:** Définit les lignes de construction

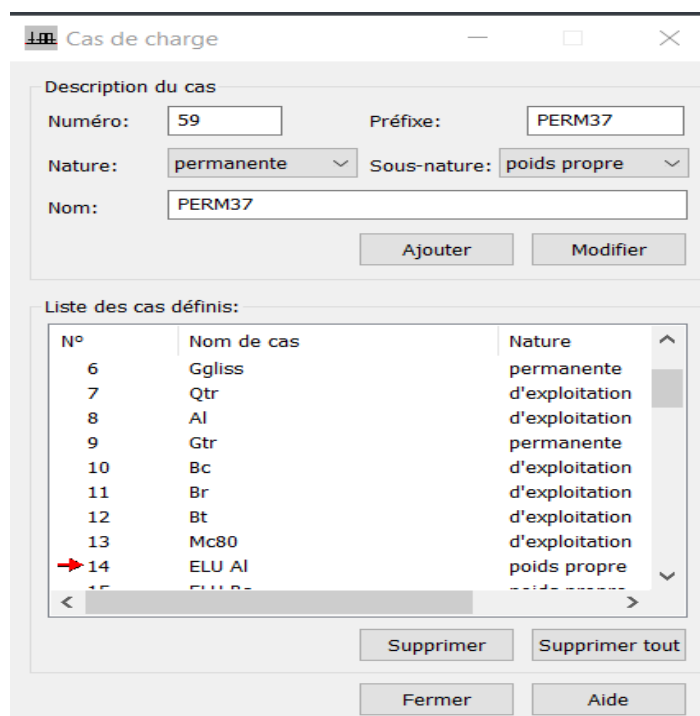
Comme dernier modèle, le voici représenté, le tablier du pont :



**Figure V.4:** Vue en 3D de modèle du tablier à une seule travée.

### V.1.3.2. Détermination des Charges et leurs combinaisons

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaire dans l'étude, calculé dans le Chapitre précédent. Pour cela, on choisit la description «cas des charges» et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur «ajouter», et puis définir le cas de chargements dans « définir charges », représenté comme suit :



**Figure V.5:** Détermination des Charges.

Les charges roulantes sont définies en choisissant « chargement » de la barre des tâches, puis « autre charge » et puis « roulantes ».

Donc par suite on peut faire entrer les valeurs de chaque surcharge et sa classe de véhicule, comme représente la figure si après :

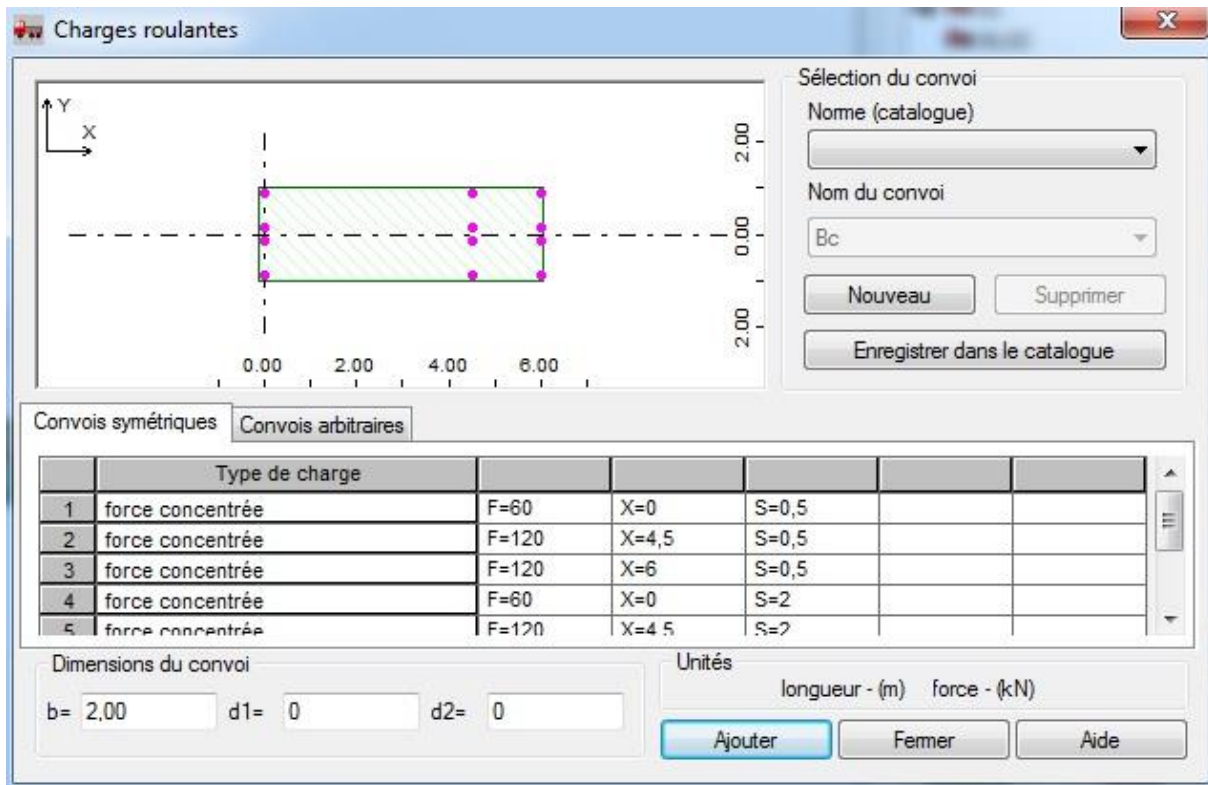


Figure V.6: Modélisation du camion Bc.

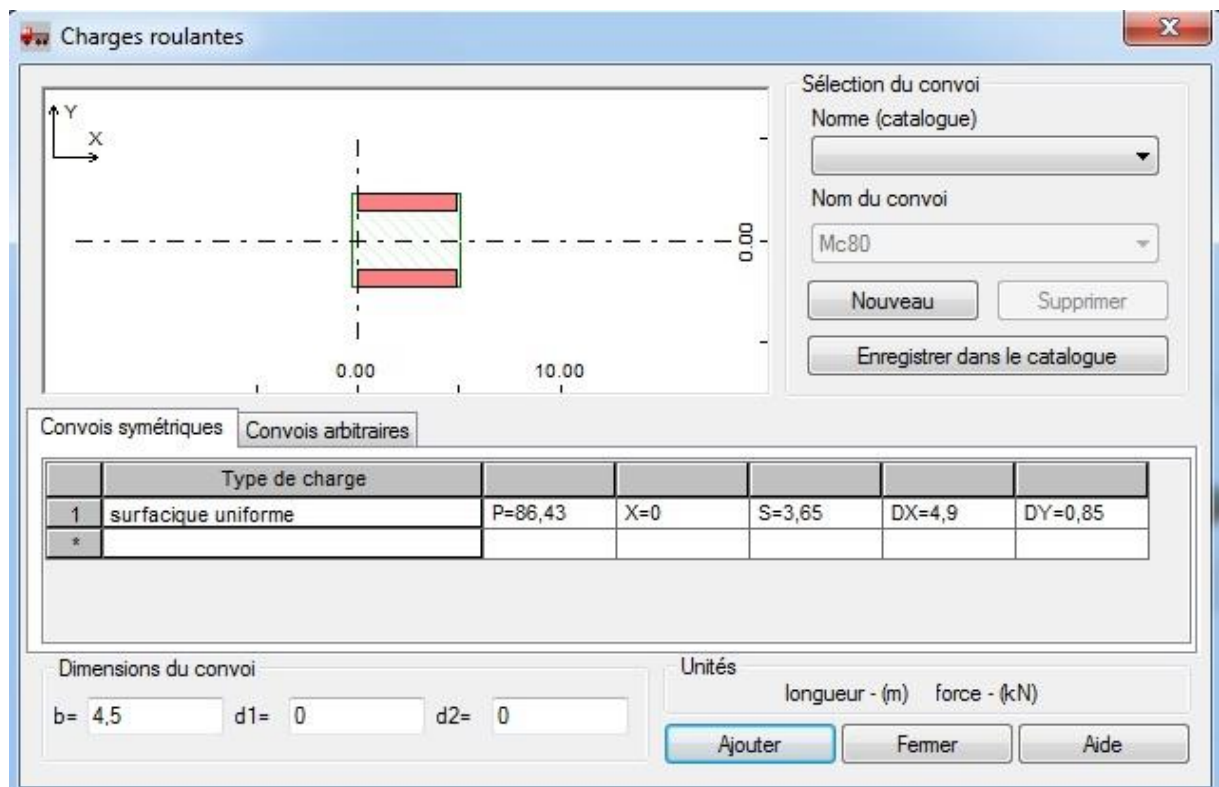


Figure V.7: Modélisation du Mc80.

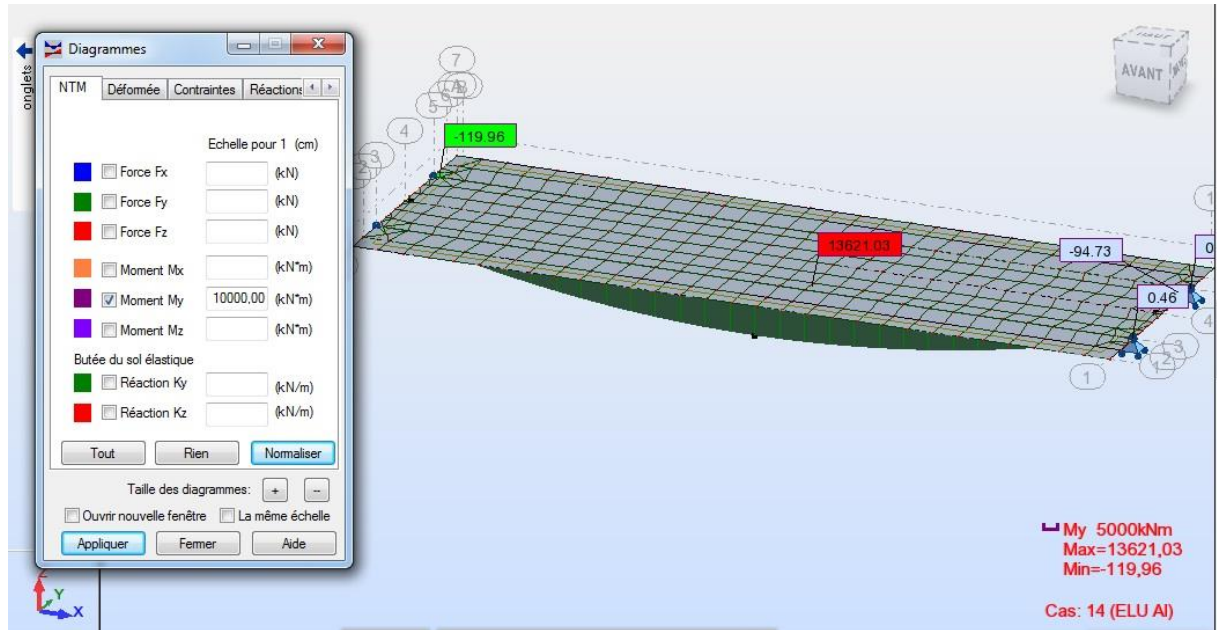
**V.1.4.Résultats de calcul obtenus par le logiciel**

**V.1.4.1.Moment fléchissant**

Après avoir déterminé les moments maximum de la poutre, on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

$$1,35G + 1,6(A(I) + ST)$$

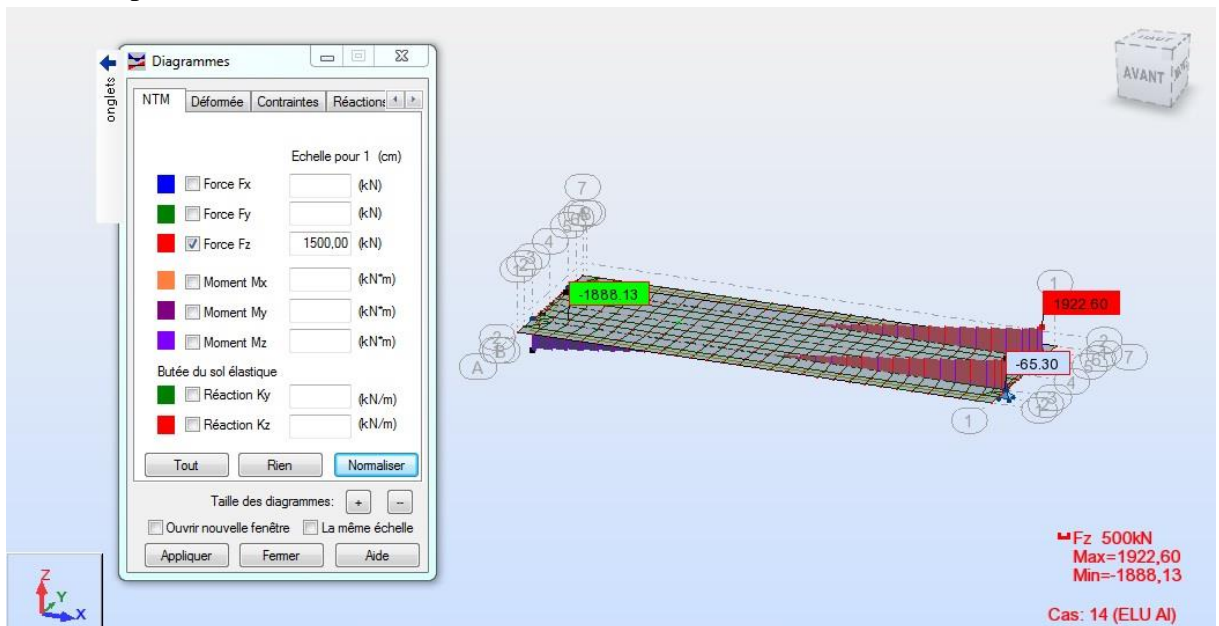
$$M_{max} = 13621.03 \text{ KN.m}$$



**Figure V.8:** Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) a l'ELU.

**V.1.4.2. Effort tranchant**

Après avoir déterminé les efforts tranchants, on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :



**Figure V.9:** Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELU.

## ASSEMBLAGE BOULONNE

### VI.1. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions. Le type d'assemblage qu'on va adopter est de type boulons précontraints HR (à haute résistance) 10/9 de diamètre 20 mm, soit 245 mm<sup>2</sup> de section de la vis ; Constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon. Les assemblages boulonnés seront calculés selon les règles en vigueur du C.P.C, Fascicule 61.TV.

Les caractéristiques mécaniques de ce type d'assemblage sont

Vis : contrainte de rupture:  $100 \leq \sigma_R \leq 119 \text{ kg/mm}^2$

Contrainte limite élastique :  $\sigma_e = 70 \text{ kg/mm}^2$

Les écrous : leur contrainte de rupture :  $80 \leq \sigma_R \leq 100 \text{ kg/mm}^2$

Contrainte limite élastique:  $\sigma_e = 70 \text{ kg/mm}^2$

Note : la vis reprend l'effort de cisaillement, la contrainte à considérer est

$\sigma_e = 90 \text{ kg/mm}^2$

### VI.2. Entretoise d'about

#### L'effort tranchant maximal

$T = 66.57 \times 10^3 \text{ kg}$  Provoqué par l'effort de vérinage.

L'effort du boulon :  $F_R = 0.8 \times \Psi \times \Omega \times \sigma_e$

Sachant que :

$\Psi$ : dépend de la préparation de surface,  $\Psi = 0.3$  surface brute brossée.

$\Omega$  : Pour  $\varphi = 20 \text{ mm} \rightarrow \Omega = 245 \text{ mm}^2$

Donc on trouve  $F_R = 5292 \text{ kg}$

#### Calcul le nombre des boulons

$n = T/F_R \rightarrow n \geq 13$  On prend  $n = 16$  boulons.

$F_R = T/16 = 4160 \text{ kg} \leq 7624 \text{ kg} \rightarrow \text{Ok}$

#### La disposition des boulons :

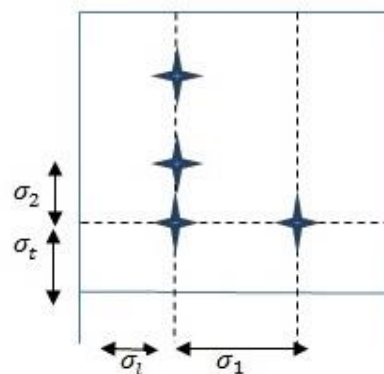
L'article 35-2 du titre 5 du CPC fascicule 61 permet de déterminer l'entraxe des boulons et la longueur de couvre joint comme suite :

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$$

$$3d \leq \sigma \leq 5d$$

$$1.5d \leq \sigma_t \leq 2.5d$$

$$2d \leq \sigma_i \leq 2.5d$$



d : diamètre du trou pour  $\varphi = 20 \text{ mm} \rightarrow a = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$

Donc on trouve cette disposition :

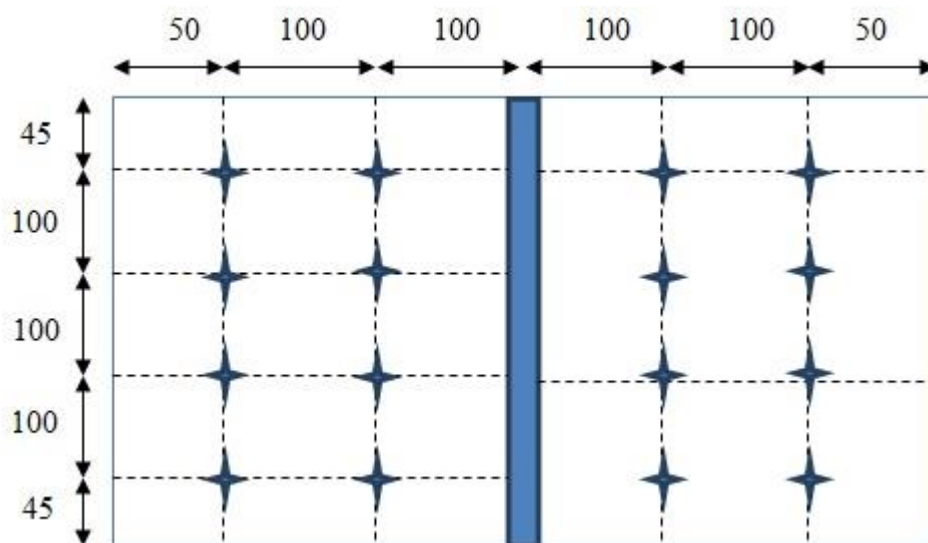


Figure VI.1: Disposition des boulons

Condition des épaisseurs des pièces assemblées  $\sum e \leq 4d \rightarrow$  vérifiée

**Epaisseur de la plaque**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \text{ (Cfr. EC3)}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} \leq \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_v \geq \frac{V_{sd} \times \sqrt{3} \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad ; \quad A_v = b \times t$$

$$t \geq \frac{V_{sd} \times \sqrt{3} \times \gamma_{m0}}{b \times f_y} = 8.32 \text{ mm}$$

Alors :  $e = 8 \text{ mm}$ -----

VI.3. Vérification de l'assemblage

**Pièces assemblée :** Section brute  $S_b = 478 \times 25 = 11950\text{mm}^2$

Section des trous  $S_t = n \times d \times e$

**n** : Nombre de boulons par file.  
**d** : Diamètre du trou.  
**e** : Épaisseur de la pièce trouée.

$$S_t = 4 \times 25 \times 25 = 2500\text{mm}^2; S_n = S_b - S_t = 9450\text{mm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{66.57 \times 10^3}{4900} = 7.04 \text{ kg/mm}^2 \leq 0.6 \times \sigma_e = 21.3 \text{ kg/mm}^2$$

### Couvre-joint

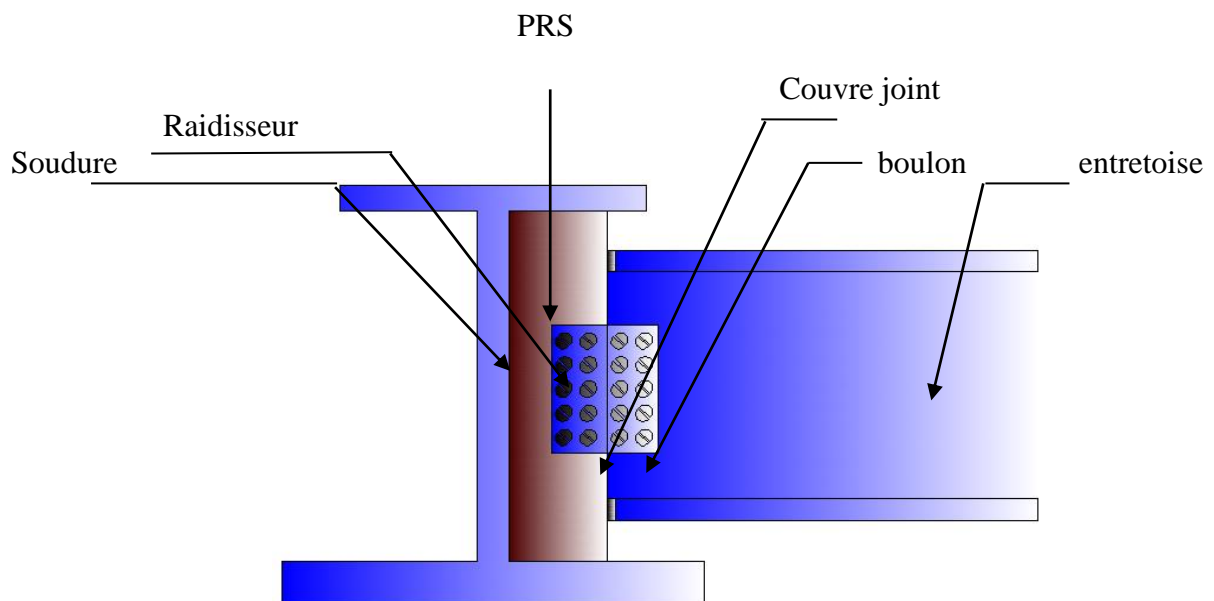
e: épaisseur du couvre joint :  $e = 8\text{mm}$

$S_b = 478 \times 8 \times 2 = 7648\text{mm}^2$  ;  $S_t = 4 \times 22 \times 8 \times 2 = 1408\text{mm}^2$

$S_n = S_b - S_t = 7648 - 1408 = 6240\text{mm}^2$ ;

$$\tau = \frac{66.57 \times 10^3}{6240} = 10.67 \text{ kg/mm}^2 \leq 0.6 \times \sigma_e = 21.3 \text{ kg/mm}^2$$

### Perspective de l'assemblage



**Figure VI.2 :** Assemblage poutre-entretoise.

### VI.4. Assemblage PRS

Les PRS sont fournis à l'usine par une longueur limitée, donc pour les grandes portées on doit fabriquer les poutres par des morceaux selon la longueur de la portée.

L'assemblage de ces morceaux se fait par soudure.

Préparation des bords des pièces à souder

Cette opération consiste à diminuer l'épaisseur aux bords des pièces à souder pour faciliter la Préparation de la soudure, cette opération s'appelle chanfreins, les différents types de chanfrein Utilisés en charpente métallique sont : (X, K, U, UU, V).

On choisit le mode X pour assembler les différents éléments qui composent la PRS (Semelle supérieure, semelle inférieure, âme)

Ame :

$$e = 15mm$$

$$c = 5mm$$

$$\beta = 60^\circ$$

Semelles sup :

$$e = 30mm$$

$$c = 3mm$$

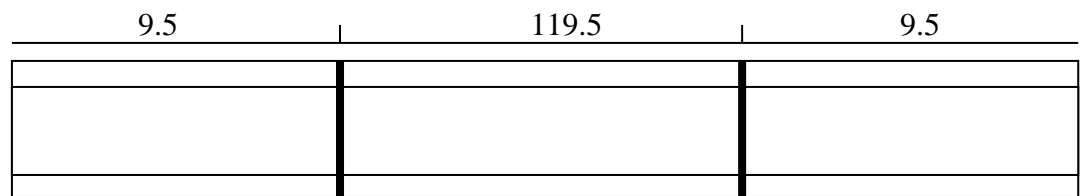
$$\beta = \beta = 60^\circ$$

Semelles inf :

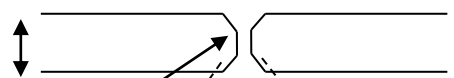
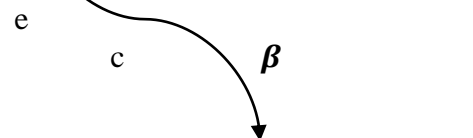
$$e = 40mm$$

$$c = 3mm$$

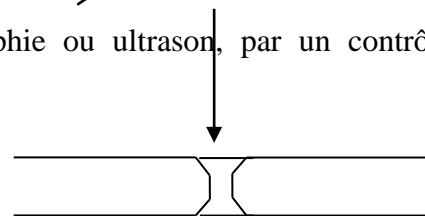
$$\beta = 60^\circ$$



Détail Soudure



NB : les soudures sont contrôlées par radiographie ou ultrason, par un contrôleur externe à l'usine.



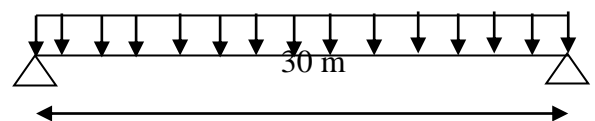
**VI.5. Calcul la flèche**

**Flèche sous charge permanente**

$$f_1 = \frac{5 PL^3}{384EI_{18}}$$

$$P = 1.35 \times G = 1.35 \times 9.412$$

$$P = 12.71 \text{ KN/ml}$$



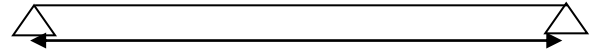
$$f_1 = \frac{5 \times 12.71 \times 10^2 \times 10^2 \times (30.08 \times 10^2)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8 \times 10^4} = 2.68 \text{ cm}$$

$$f_1 = \frac{4,06}{2 \text{ poutres}} = 1.34 \text{ cm/poutre}$$

**Sous surcharge  $M_{C80}$** 

La surcharge  $M_{C80}$  est supposée comme une charge ponctuelle.

123.16 KN



$$f_2 = \frac{5 PL^3}{384 EI_6} = \frac{5 \times 123.16 \times 10^2 \times (30.08 \times 10^2)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1.5} = 1.39 \text{ cm}$$

$$f_1 + f_2 = 1.34 + 1.39 = 2.73 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Chapitre VII :****ETUDE DE LA PILE****VII.1. Introduction**

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharge jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Il existe plusieurs types de piles :

Pile voile.

Pile en caisson.

Pile marteau.

Pile en futs.

Dans notre projet on utilise pile en futs.

**VII.2. Pré dimensionnement****VII.2.1 Le chevêtre**

L : la longueur du chevêtre=9 m.

La largeur du chevêtre =1.4 m.

La hauteur du chevêtre =1 m.

**VII.2.2.Le fut**

La hauteur de fut =12 m.

Le diamètre de fut =1.20 m.

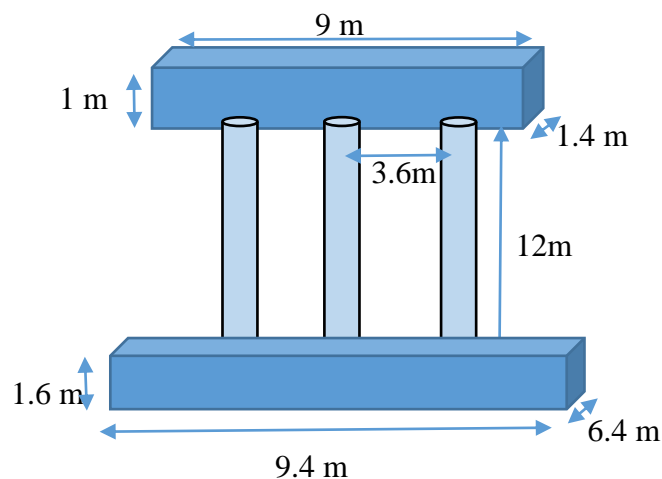
Le nombre des futs =3 futs et l'entraxe est de 3.6 m.

**VII.2.3.Les fondations****Semelle de liaison :**

la longueur de semelle L = 9.4 m.

la largeur  $B \geq 5 \Phi = 6\text{m}$  on fixe  $B = 6.40\text{m}$ .

l'épaisseur de semelle  $D \approx 1.2 \Phi = 1.44$  on fixe  $D = 1.6\text{m}$ .



**Figure VII.1:** les dimensions de la pile.

### VII.3. Le ferrailage de la pile

#### VII.3.1. Le chevrete

On suppose que le chevrete est une poutre continue, tel que les charges sollicitées sont :

Poids propres de chevrete = 35 KN/ml.

Poids propre de superstructure = 377.23 KN/ml

Surcharge max (réaction) (A(L) 2tarvé+St) = 272.181 KN/ml

Combinaison des charges

$$Q_u = 1.35G + 1.6Q = 992 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ser} = G + 1.2Q = 738.85 \text{ t/ml.}$$

Réaction maximale

$$R_u = 3571.2 \text{ KN.}$$

$$R_{ser} = 2659.86 \text{ KN.}$$

Moment mi travée

$$M_u = 836.08 \text{ KN.ml.}$$

$$M_{ser} = 578.73 \text{ KN.ml.}$$

Moment sur l'appui

$$M_u = 993.02 \text{ KN.ml.}$$

$$M_{ser} = 687.37 \text{ KN.ml.}$$

#### VII.3.1.1. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage se fait en flexion simple :

La section  $b = 1.4 \text{ m}$ ,  $h = 1 \text{ m}$ .

##### A travée

Selon le logiciel socotec la section d'armature est :

$$A_s = 30.95 \text{ cm}^2.$$

##### La condition de non fragilité

$$A_s \geq \frac{0.23ft_j}{f_e} bd = 3.864 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{alors la condition est vérifiée.}$$

Alors on utilise 10HA20 = 31.4 cm<sup>2</sup> avec  $e = 20 \text{ cm}$ .

##### Sur l'appui

Selon le logiciel socotec la section d'armature est :

$$A_s = 36.97 \text{ cm}^2.$$

##### La condition de non fragilité

$$A_s \geq \frac{0.23ft_j}{f_e} bd = 3.864 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Alors on utilise 12HA20 = 37.7 cm<sup>2</sup>

#### VII.3.1.2. Ferrailage transversale

Le ferrailage se fait en effort tranchant :

$$V_u = 1948.99 \text{ KN.}$$

$$V_{ser} = 1349.09 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.948.99}{2 \times 0.8} = 1.74 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.15fc_j}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 4 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u \leq \tau_{adm} \text{ Condition est vérifiée.}$$

Les cadres  $A_t$  et leur espacement doivent respecter la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3k \times f_{tj}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ Ou } k=1 \text{ en flexion simple, } \alpha = 90^\circ,$$

$S_t$  = espacements. Il faut respecter un ratio minimal des cadres parasismiques de :

$$\frac{A_{tfe}}{(b_0 S_t)} \geq 1.17 \text{ Mpa.}$$

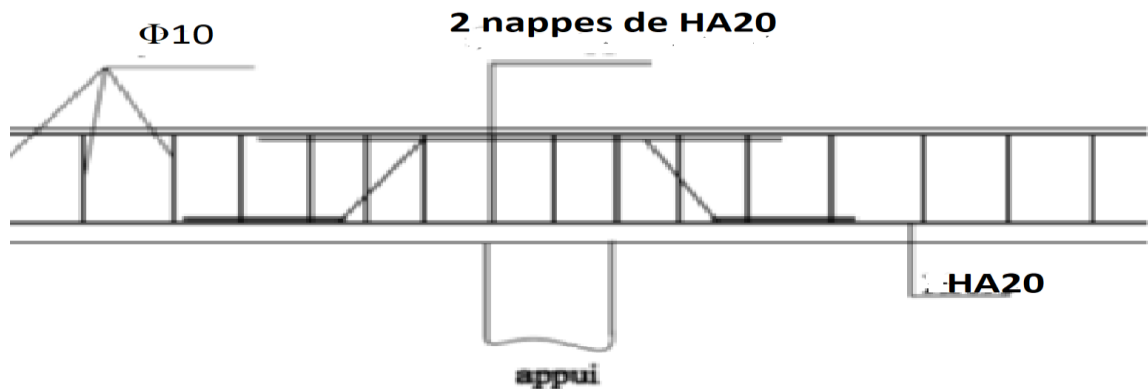
$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm.}$$

$$S_t = 8\text{cm} \Rightarrow A_t \geq 3.85 \text{ cm}^2$$

On utilise des cardes : 5HA10.

L'espacement : on  $L/2 = 1.80 \text{ m}$ .

La règle de Caquot : 4cm ; 4x8 ; 4x9 ; 4x10 ; 4x11 ; 2x12.



**Figure VII.2:** Le ferrailage du chevêtre.

### VII.3.2. le fut

On supposant le fut un poteau encastré dans la semelle ; a soumise les charges suivantes.

Poids propres de chevêtre = 35 KN/ml

Poids propre de superstructure = 377.23 KN/ml

Poids propre de la fut = 113.04 KN.

Surcharge max (A (L) 2tarvé+st) =  $224.87/3 = 272.181 \text{ KN/ml}$ .

**Combinaison des charges**

$$N_u = 5246.28 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 3696.92 \text{ KN}$$

**VII.3.2.1. Armature longitudinale**

Selon l'organigramme (section circulaire)

$$\lambda = \frac{4l_f}{D} = 20$$

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} \lambda \leq 70 \\ \lambda \leq 50 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2) = 0.7$$

$$B_r = \frac{\pi \times (d - 0.02)^2}{4} = 1.09 \text{ m}$$

$$A_{th} \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 1890 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \sup(A(4u); A_{0.2\%})$$

$$A_{min} = \sup(150.072 \text{ cm}^2; 22.608 \text{ cm}^2)$$

$$A_{min} = 150.072 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \sup(A_{th}; A_{min}) = 150.072 \text{ cm}^2$$

$$\frac{5B}{100} \geq A_s \geq \frac{0.2B}{100}$$

$$565.2 \text{ cm}^2 \geq 150.072 \text{ cm}^2 \geq 22.608 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On utilise 19HA32 = 152.8 cm<sup>2</sup>**VII.3.2.2. Armature transversale**

$$\Phi \geq \frac{\Phi_{max}}{3} = \frac{32}{3} = 10.66$$

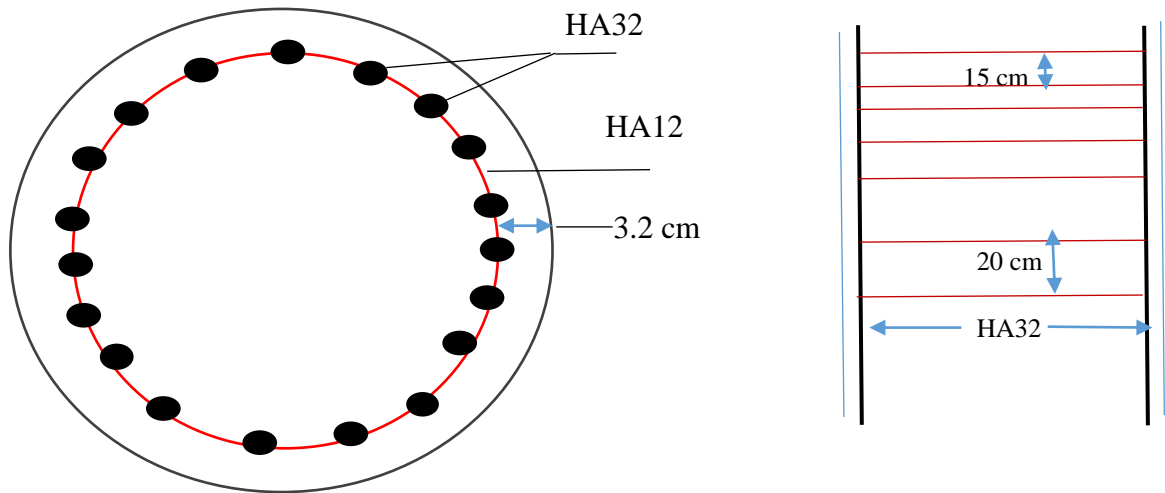
On prend  $\Phi = 12 \text{ mm}$ 

Donc on utilise HA12.

$$c \geq \Phi_{max} \longrightarrow \text{donc } c = 3.2 \text{ cm}$$

$$S_t < \text{Min}(15\Phi_{max}; 40 \text{ cm}; a+10\text{cm}) = 40\text{cm } S_t = 20 \text{ cm}$$

 $S_t = 20\text{cm}$ . Section courante $S_t = 15\text{cm}$ . Section jonction.



**Figure VII. 3:** le ferrailage du fut.

Poids propres de chevêtre = 35 KN/ml.

Poids propre de superstructure = 377.23 KN/ml.

Poids propre dans les futs = 113.04 KN/ml.

Poids de semelle = 256 KN/ml.

Poids propres totale :  $G = 781.27$  KN/ml.

Surcharge max (A (L) 2tarvé+st) = 272.181 KN/ml.

**Combinaison des charges**

$$N_u = 5246.28 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 3696.92 \text{ KN}$$

#### VII.4. Le ferrailage de la semelle

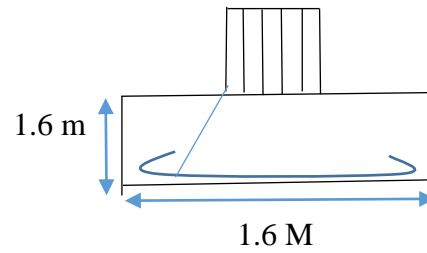
On utilise la méthode des bielles

La Condition de la méthode est :

$$\text{tg}\theta \geq 45^\circ$$

$$b = 1.2 \text{ m} ; h = 1.6 \text{ m} ; B = 4.6 \text{ m}.$$

$$1.2 \text{ m}$$



**Figure VII.4:** les dimensions de la semelle.

Contrôle préliminaires

$$d = 1.55 \text{ m} > \frac{B - b}{4} = 0.85 \text{ m}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{G + Q + \text{poid propre de la semelle}}{\text{Aire surface portante}}$$

$$\sigma_{sol} = 0.23 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.3 \text{ MPA}$$

Calcul des sections d'acier  
**nappe inférieure**

$$A_x = \frac{N_u}{8} \times \frac{(B - b)}{d} \times \frac{10^4}{f_{su}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_x = 201.37 \text{ cm}^2$$

On utilise 17HA40=213.6  $\text{cm}^2$   
**nappe supérieure**

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{201.37}{4}$$

$$A_y = 50.34 \text{ cm}^2$$

On utilise 10HA25=54  $\text{cm}^2$

## Chapitre VIII : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

### VIII.1. Définitions

On appelle une section mixte la section d'un élément porteur composé de deux ou plusieurs matériaux liés entre eux et résistant ensemble aux efforts qui les sollicitent :

Il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Nous limiterons notre étude aux matériaux les plus fréquemment utilisés dans les structures de génie civil, à savoir l'acier et le béton.

La section d'une poutre mixte et d'une dalle mixte sont essentiellement sollicitées par des efforts de flexion.

La section d'une poutre mixte est constituée d'un profilé laminé en double té, d'une poutre composée à âme pleine sur lesquels s'appuie une dalle en béton armé ou précontraint.

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs (par exemple des goujons soudés ou des équerres clouées). Cette liaison est caractérisée par une séparation nette de deux matériaux, l'interface se situant à la face de la semelle supérieure.

### VIII.2. Hypothèse de calcul

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées, pour cela nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées «Connecteurs».

L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de HOOK, la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

$$\text{Pour l'acier : } (\delta l/l) a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\text{Pour le béton : } (\delta l/l) b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\text{D'après la première hypothèse on a : } (\delta l/l) a = (\delta l/l) b = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n.$$

$n$  : Coefficient d'équivalence varie en fonction d' $E_b$ , ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

Ainsi afin de tenir compte des variations d' $E_b$ , on définit plusieurs valeurs de  $n$  correspondant à tous les types de sollicitation :

Sollicitation	Champ d'application	N
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	CCP	18
Effets différés	Retrait et température	15
Charge de longue durée	CP	$\infty$

**Tableau VIII.1 :** Tableau de coefficient d'équivalence.

### VIII.3. Calcul de la section de mixte

#### VIII.3.1. Caractéristiques géométriques du PRS

Centre de gravité

$$Y_{Ga} = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 476.89 \text{ mm.}$$

Moments d'inertie :

$$I_y = 112.79 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Surface de section de PRS :

$$S_a = 59950 \text{ mm}^2.$$

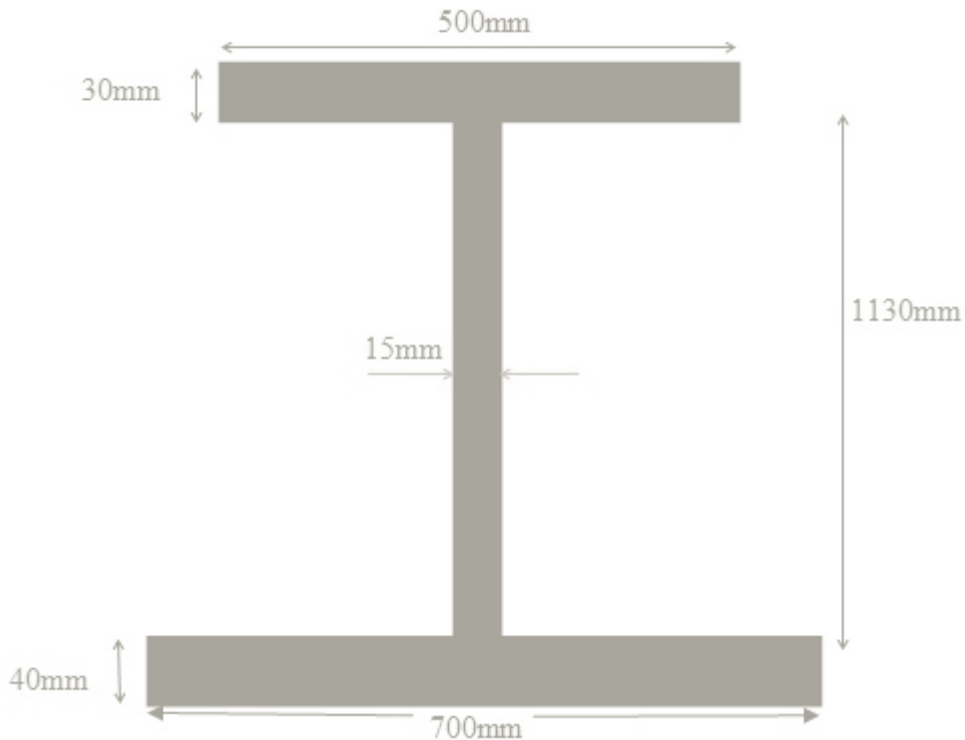


Figure VIII.1 : La section d'acier.

#### VIII.3.2. Caractéristiques géométriques de la dalle

##### Détermination de la largeur efficace

Dans une section transversale d'une des poutres principales, la largeur efficace de la dalle en béton est la somme de 3 termes :

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}; \text{ Où}$$

$b_0$  : Entraxe entre les files de goudons extérieures.

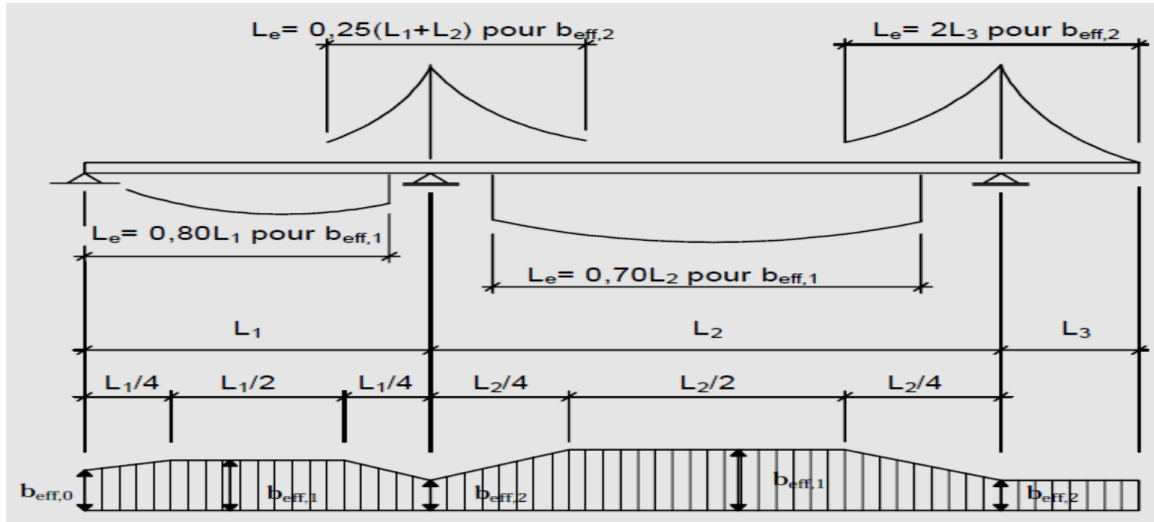
$b_{ei} = \min \{L_e/8 ; b_i\}$  Où :

$L_e$  est la portée équivalente dans la section transversale concernée

$b_i$  est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale.

$\beta_1 = \beta_2 = 1$  Sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité 1 et

$\beta_i = 0,55 + 0,025 \times L_e/b_{ei} < 1$  Avec  $b_{ei}$  pris égal à la largeur efficace à mi-travée d'extrémité.



**Figure. VIII.2 :** Détermination des portées équivalentes  $L_e$  pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée.

On a donc :

$$b_0 = 325mm.$$

$b_{eff0}$  (sur l'appui de l'extrémité) :

$$b = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

$$L_e = 0,85L_1 = 0,85 \times 30 = 25,5 m \Rightarrow b_{e1} = b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min\{3,187; 2,34\}.$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 0,55 + 0,025 \times \frac{L_e}{b_{e1}} = 0,55 + 0,025 \times \frac{25,5}{2,34} = 0,822 < 1.$$

$$b_{eff0} = 0,325 + 0,822 \times 2,34 + 0,822 \times 2,34 = 4,17m.$$

$b_{eff1}$  (à mi- travée) :

$$L_e = 0,85L_1 = 0,85 \times 30 = 25,5m \Rightarrow b_{e1} = b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\{3,187; 2,34\}.$$

$$b_{eff1} = 0,325 + 2,34 + 2,34 = 5,005m.$$

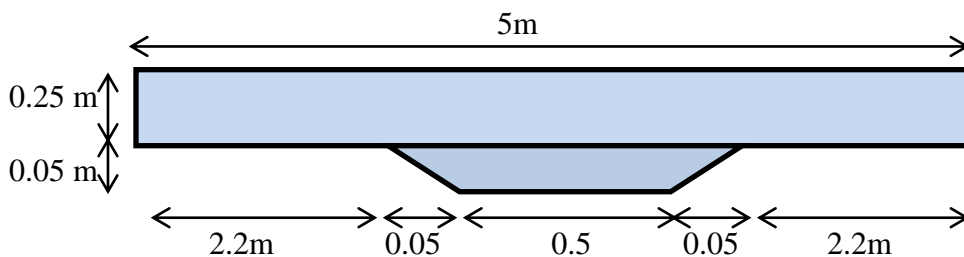
$b_{eff2}$  (Sur la pile):

$$L_e = 0,25(L_1 + L_2) = 0,25(30 + 30) = 15m.$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min\{1,875; 2,34\} = 1,875m.$$

$$b_{eff2} = 0,325 + 1,875 + 1,875 = 4,075m.$$

On prend la valeur de la largeur efficace constante pour les trois sections  $b_{eff} = 5m$ .



**Figure. VIII.3 :** La section de la dalle.

Centre de gravité :

$$Y_{Ga} = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 0,17m.$$

**Moments d'inertie :**

$$I_y = 0.007m^4.$$

**Surface de section de béton :**

$$S_b = 1.28m^2.$$

### VIII.3.3. Caractéristiques géométriques de la section mixte

**Calcul de surface :**

$$S_n = S_a + (S_b/n).$$

$$S_a = 0.213m^2.$$

$$S_b = 1.28m^2.$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_\infty = 0.213m^2. \\ S_{18} = 0.229m^2. \\ S_{15} = 0.298m^2. \\ S_6 = 0.426m^2. \end{array} \right.$$

**Position du centre de gravité de la section mixte :**

Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à la section mixte :

$$\int_s y. ds = \int_{sb} y \left( d. \frac{S_b}{n} \right) + \int_{sa} y. d. S_a = 0$$

On a donc :

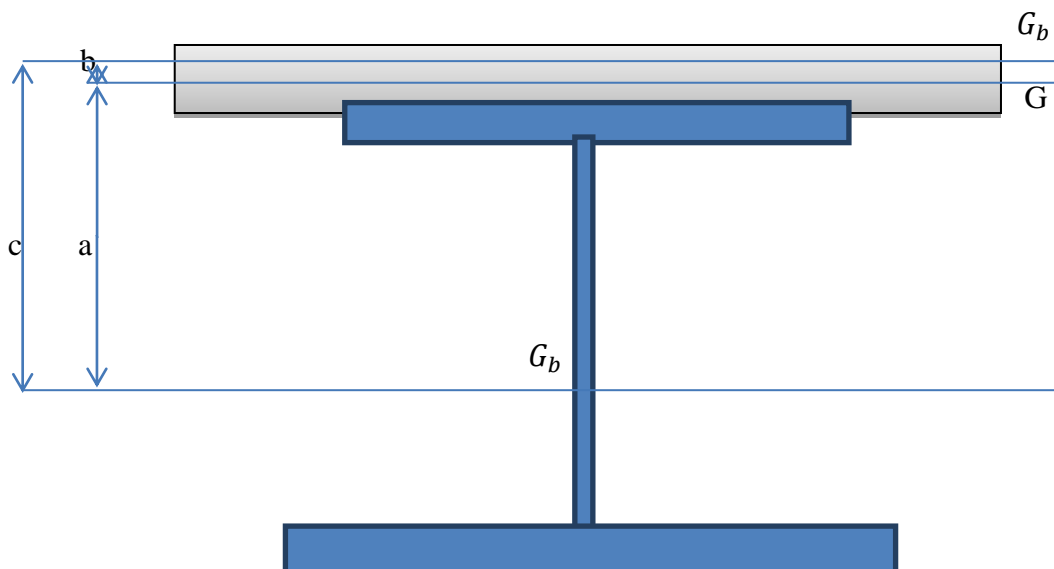
$$b \times \left( \frac{S_b}{n} \right) + a \times S_a = 0; a + b = c$$

$$a_n = S_b \times \frac{c}{n} \times S_n; b_n = S_a \times c / S_n.$$

$c$  : distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier.

**Centre de gravité de la section mixte :**

$$Y_G = (\sum si \times yi) / \sum si \quad Y_G = 1.35m.$$



**Figure V III.4 :** Centre de gravité de la section mixte

$$c = 1.023m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{\infty} = 0m^2. \\ a_{18} = 0.318m^2. \\ a_{15} = 0.293m^2. \\ a_6 = 0.512m^2. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{\infty} = 1.023m^2. \\ b_{18} = 0.952m^2. \\ b_{15} = 0.731m^2. \\ b_6 = 0.349m^2. \end{array} \right.$$

**L'inertie de la section mixte :**

L'inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité G se donne par la formule suivante :

$$I = I_a + (I_b/n) + (S_n \times S_b/n \times S_n) \times c^2$$

$I_a$ : Moment d'inertie propre de l'acier par rapport à Ga.

$I_b$ : Moment d'inertie propre du béton par rapport à Gb.

$$I_{\infty} = 0.011m^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{18} = 0.08m^4 \\ I_{15} = 0.075m^4 \\ I_6 = 0.15m^4 \end{array} \right.$$

**VIII.3.4. Les caractéristiques mécaniques de la section mixte**

$$V_{bn} = b_n + 0.13.$$

$$V_{sn} = b_n - 0.17$$

$$V_{in}(\text{Mi- travée}) = a_n + 0.477$$

$$W_s = (I/V_s); W_b = (I/V_b); W_i = (I/V_i)$$

N	$\infty$	18	15	6
Sa (m <sup>2</sup> )	0,213	0,213	0,213	0,213
S <sub>b</sub> (m <sup>2</sup> )	1,28	1,28	1,28	1,28
c(m)	1,023	1,023	1,023	1,023
Sn (m <sup>2</sup> )	0,213	0,229	0,298	0,426
a <sub>n</sub> (m)	0	0,318	0,293	0,512
b <sub>n</sub> (m)	1,023	0,952	0,731	0,349
In (m <sup>4</sup> )	0,011	0,08	0,075	0,15

$V_{sn}(\text{m})$	0,853	0,782	0,561	0,179
$V_{in}(\text{m})$	0,477	0,795	0,77	0,989
$V_{bn}(\text{m})$	1,153	1,082	0,861	0,479
$W_{sn}(\text{m}^3)$	0,013	0,102	0,13	0,84
$W_{in}(\text{m}^3)$	0,02	0,101	0,097	0,152
$W_{bn}(\text{m}^3)$	0,01	0,074	0,087	0,313

**Tableau VIII.2 :** Récapitulative de la section mixte a mi- travée.

### VIII.3.5.Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section

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

Le retrait du béton.

Une différence de température entre l'acier et le béton.

#### VIII.3.5.1.Effets du retrait

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

#### Hypothèse de calcul :

Nous considérons une poutre à inertie constante.

Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.

$n = 15$  (Coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique,

son raccourcissement unitaire  $\Delta d_x$  dû au retrait peut se faire librement.

En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact.

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte  $\sigma_b$  qui vaut :  $\sigma_b = E_b \times \varepsilon_r$

Avec :  $E_b = E_a/n$  et  $\varepsilon_r$ : coefficient de retrait. En considérant que  $\Delta d_x = \varepsilon_r \times d_x$ , avec  $\varepsilon_r$  qui représente l'allongement relatif unitaire égal à  $\varepsilon_r = 2.5 \times 10^{-4}$ . Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité  $b_n$  ( $n=18$ ) une force de réaction, et on obtient :

Un effort normal de compression :  $N_m = -N_b$

Un moment de flexion (positif) :  $M_m = N_m \times b_n = \sigma_b \times \omega$ .

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes :

Contrainte due à l'effort :  $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{a1} = -\eta \times \beta \times \sigma_b$

Contrainte due à l'effort :  $M_m = -N_m \times b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = -\eta \times (\sigma_b \times \omega / I) \times V_a$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

Contrainte due à l'effort :  $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{b1} = \beta \times \Sigma b$

Contrainte due à l'effort :  $M_m = N_m \times b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = (\sigma_b \times \omega / I) \times V_b$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

Dans la poutre métallique :  $\sigma_a = -\eta \times \beta \times \sigma_b + [-\eta \times (\sigma_b \times \omega / I) \times V_a]$

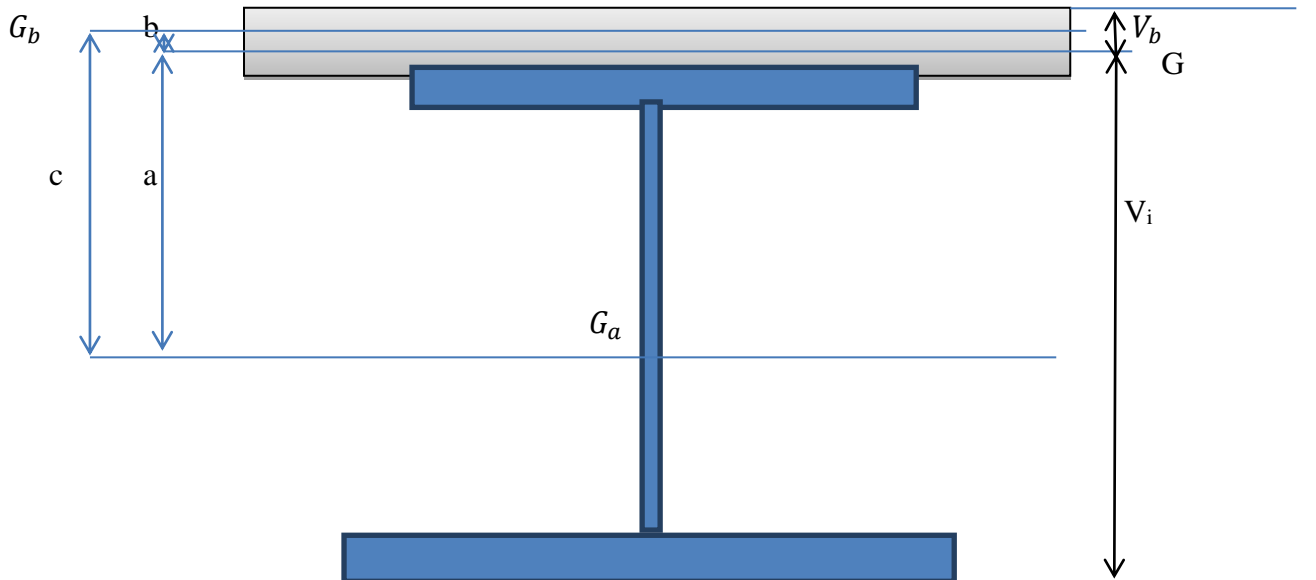
Dans le béton :  $\sigma_b = -\beta \times \sigma_b - (\sigma_b \times \omega / I) \times V_b$

Notation :  $n = 15$  (coefficient d'équivalence).

$$\beta = \frac{B_n}{(B_n + A)} = \frac{B_{15}}{(B_{15} + A)}$$

$B_{15}$ : Section du béton rendue homogène pour  $n = 15$ .

$B$  : Section du béton.  $A$  : Section d'acier



**Figure VIII.5** : Centre de gravité de la section mixte

$\omega$  : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour  $n = 15$ .  $\omega = b_{15} \times B_{15}$

$I$  : Moment d'inertie de la section mixte pour  $n = 15$ .

$$\sigma_b = \mp 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{B_{15}}{(B_{15} + A)} = \frac{1280/15}{(1280/15 + 2130)} \Rightarrow \beta = 0.$$

$$W_{15} = b_{15} \times B_{15} = 73.1 \times (1280/15) \Rightarrow W_{15} = 6237.87 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 35 \times 6237.87 \text{ kg.cm} \Rightarrow M_{15} = 218325.45 \text{ kg.cm}$$

### Contraintes résultantes

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{br} = \sigma_b \times (1 - \beta) - \left( \frac{M}{W_b} \right) = 31.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_{sr} = -\eta \times \beta \times \sigma_b - \eta \times \left( \frac{M}{W_s} \right) = -22.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -\eta \times \beta \times \sigma_b + \eta \times (M/W_i) = 13.29 \text{ kg/cm}^2$$

**Contraintes pondérées dues au retrait :  $\alpha = 1,35$**

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{br} = 1.35 \times 31.13 = 42.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_{sr} = 1.35 \times -22.99 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{ir} = 1.35 \times 13.29 \text{ kg/cm}^2$$

### VIII.3.5.2. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton

Une différence de température  $\Delta T$  entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait, dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ( $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ ), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de  $10^\circ\text{C}$ , correspond à un retrait spécifique de :  $\varepsilon_t \times \Delta T$

Avec  $\varepsilon_t$ : coefficient de retrait dû à la différence de température.

$$\varepsilon_t \times \Delta T = 10^{-5} \times 10 = 10^{-4}$$

Dans le cas où la dalle est plus chaude ( $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ ) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prendra  $n = 6$ .

Calcul de la contrainte due à  $\Delta T$  :

$$\sigma_{b0} = \varepsilon_t \times E_a / n \quad \text{Avec } n = 6.$$

$$\sigma_{b0} = 7 \times 10^{-4} \times (2.1 \times 10^5) / 6$$

$$\sigma_{b0} = \pm 35 \text{ KG/cm}^2$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\begin{aligned} \sigma_{b1} &= -\beta \times \sigma_{b0} & \sigma_{bT} &= (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - (\sigma_{b0} \times W_6/I) \times V_b \\ \sigma_{b2} &= -(M_m/I) \times V_b & &= -(\sigma_{b0} \times W_6/I) \times V_b \end{aligned}$$

Les contraintes dans l'acier sont :

$$\begin{aligned} \sigma_{a1} &= -\eta \times \beta \times \sigma_b \sigma_{aT} = -\eta \times (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - (\sigma_{b0} \times W_6/I) \times V_a \\ \sigma_{a2} &= -\eta \times (M_m/I) \times V_a = -\eta \times (\sigma_{b0} \times W_6/I) \times V_a \end{aligned}$$

### Effet d'une différence de température

$$\sigma_b = \pm 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{B_6}{(B_6 + A)} = \frac{1280/6}{(1280/6 + 2130)} \times \beta = 0.091$$

$$W_6 = b_6 \times B_6 = 34.9 \times \left(\frac{1280}{6}\right) \implies W_6 = 7445.33 \text{ cm}^3$$

$$M_6 = \sigma_b \times W_6 \times 35 \times 7445.33 \implies M_6 = 260586.77 \text{ kg.cm}$$

### Contraintes résultantes

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{br} = \sigma_b \times (1 - \beta) - (M/W_b) = 30.98 \text{ kg/cm}^2$$

Dans l'acier :

$$\sigma_{sr} = -\eta \times \beta \times \sigma_b - \eta \times (M/W_s) = -19.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -\eta \times \beta \times \sigma_b + \eta \times (M/W_i) = 8.82 \text{ kg/cm}^2$$

**Contraintes pondérées dues à la charge  $\Delta T$  :  $\alpha = 1,5$**

$$\begin{aligned}\sigma_{bT} &= 1.5 \times 30.98 = 46.47 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{b0} &= +35 \text{ kg/cm}^2 \sigma_{sT} = 1.5 \times -19.29 = -28.94 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{iT} &= 1.5 \times -8.82 = -13.23 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{bT} &= -46.47 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{b0} &= -35 \text{ kg/cm}^2 \sigma_{sT} = 28.94 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{iT} &= 13.23 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

### VIII.3.6. Vérification des contraintes de cisaillement

$$\begin{aligned}\tau_{max} &\leq \tau_{adm} \\ \tau_{adm} &= 0.6\sigma_e = 0.6 \times 35.5 = 21.3 \text{ kg/mm}^2\end{aligned}$$

Effort tranchant maximal:  $T = 1922.60 \text{ KN (ELU A(L))}$

$$\tau_{max} = \frac{T}{h_w \times t_w} = \frac{1922.60 \times 10^2}{1130 \times 15} = 11.34 \text{ kg/mm}^2$$

$11.34 \text{ kg/mm}^2 \leq 21.3 \text{ kg/mm}^2 \implies \text{Condition Vérifié}$

### VIII.4. Calcul de la dalle

La dalle d'un pont sert de couverture destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée (revêtement, étanchéité ...etc.) et les surcharge des véhicules (civiles, militaires, exceptionnelles)

#### VIII.4.1. La méthode de réalisation d'une dalle connectée en deuxième phase

Plusieurs techniques permettent de réaliser la dalle sans la connecter immédiatement à la charpente. Ces techniques ont à priori beaucoup d'avantages. Elles permettent de réduire considérablement les effets du retrait thermique et du retrait endogène. Par ailleurs, la totalité du poids propre de la dalle est repris par la charpente métallique seule. Il en résulte une forte diminution des contraintes de traction dans la dalle en service.

De plus, il est souvent possible de mettre en œuvre une précontrainte longitudinale efficace dans la dalle, et donc d'éviter complètement la fissuration en service. La connexion est alors établie en deuxième phase, quelques semaines après la réalisation du hourdis.

#### VIII.4.2. Les résultats numériques

Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle, est effectué par le logiciel Autodesk Robot, la structure est modélisée comme suit :

Poutre : élément ligne.

Dalle : élément plaque.

Donc le tablier est modélisé comme une dalle supportée par deux poutres.

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

Les résultats sont donnés par le logiciel de calcul Autodesk Robot.

L'hourdis a été modélisé dans notre étude en élément plaque. Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues d'après notre model, et on a pris la valeur maximum. et à transmettre leurs effort aux poutres.

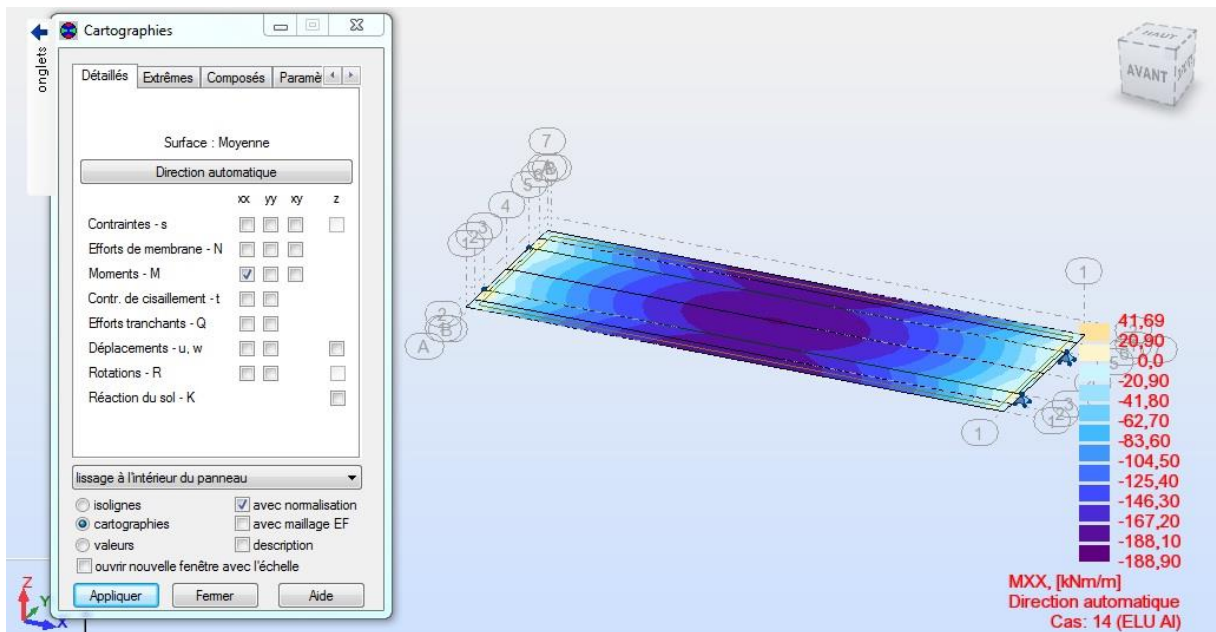


Figure VIII.6 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle

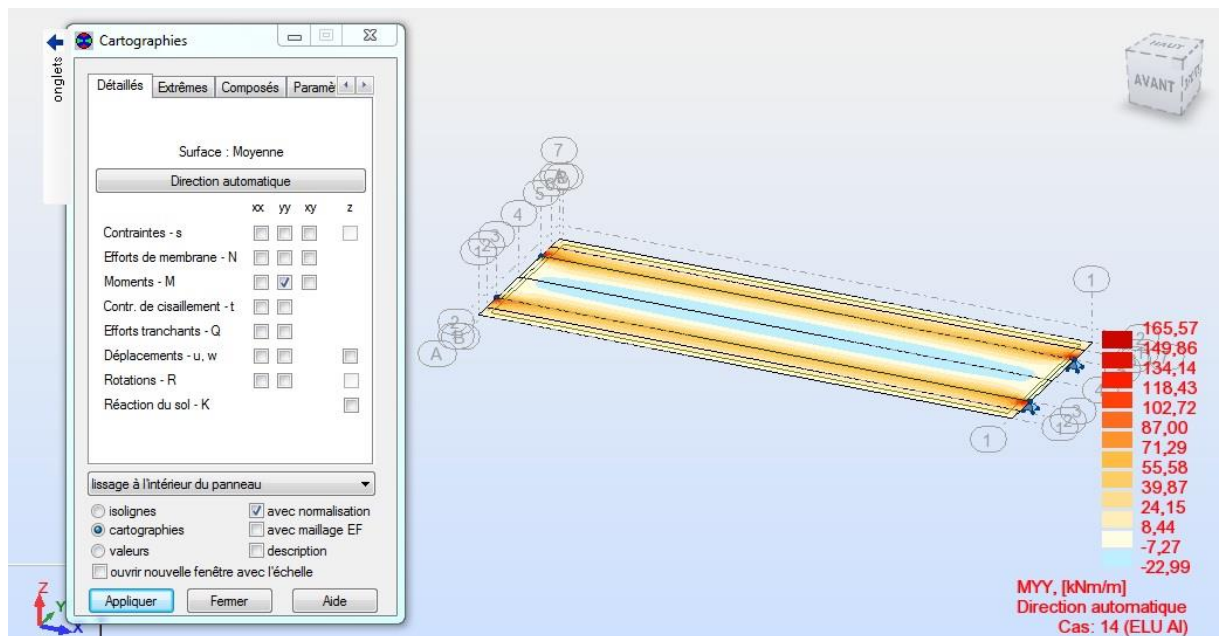


Figure VIII.7 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle

Les tableaux suivants présentent les valeurs des moments maximums et les efforts tranchants dans les deux sens longitudinal et transversal et pour les deux combinaisons ELU et ELS :

		ELU	ELS
<b>M Longitudinale</b>	$Mt_{max}$	188.90	140.33
	$Mapp_{max}$	41.69	30.58
<b>M Transversale</b>	$Mt_{max}$	22.99	17.66
	$Mapp_{max}$	165.57	121.66

**Tableau VIII.3 :** Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis(KN.M)

	ELU	ELS
<b>T Longitudinal</b>	263.73	193.53
<b>T Transversal</b>	226.78	166.08

**Tableau VIII.4 :** Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN)

**VIII.4.3.Détermination de ferrailage**

On a une dalle de 25cm d'épaisseur.

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur b=1m

On a utilisé le logiciel Socotec pour déterminer le ferrailage minimal.

	En travée	En appuis	$A_x$ Travée cm2	$A_x$ Appuis cm2
$M_{max}$ KN. m	188.90	41.69	40.62	5.05

**Tableau VIII.5 :** Choix de ferrailage de l'hourdi

Pour la section d'armature en travée on adopte 9HA25 = 44.6 cm2

Pour la section d'armature sur appuis on adopte 5HA12 = 5.65 cm2

**VI.4.4.Résistance aux efforts tranchant**

**Sens transversal :**

$$T_u = 226.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{226.78 \times 10^3}{1000 \times 220} = 1.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{adm} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ N/mm}^2) = \min(3; 4 \text{ N/mm}^2).$$

$$\tau_u = 1.03 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{adm} = 3 \text{ N/mm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

**Sens longitudinal :**

$$T_u = 263.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{263.73 \times 10^3}{1000 \times 220} = 1.19 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{adm} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ N/mm}^2) = \min(3; 4 \text{ N/mm}^2).$$

$$\tau_u = 1.19 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{adm} = 3 \text{ N/mm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

**Armatures inclinées à  $(\alpha = \pi/4)$**

$$\tau_{adm} = \min(0.27 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{ N/mm}^2) = \min(5.4; 7 \text{ N/mm}^2).$$

$$\tau_u = 1.19N/mm^2 \leq \tau_{adm} = 5.4N/mm^2 \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

**VIII.4.5. Condition de non fragilité**

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0.23 \times f_{c28}}{f_e}$$

$$f_{tj} = 0.6 + (0.06 \times f_{c28}) = 2.4N/mm^2$$

$$A_{smin} \geq b \times d \times \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 1 \times 0.220 \times \frac{0.23 \times 2.4}{400} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimum d'après l'R.P.A :

$$A_{smin} = A_{RPA} = 0.5\% \times S = 0.5\% \times (1 \times 0.25) = 12.5cm^2/ml$$

Donc la condition est vérifiée

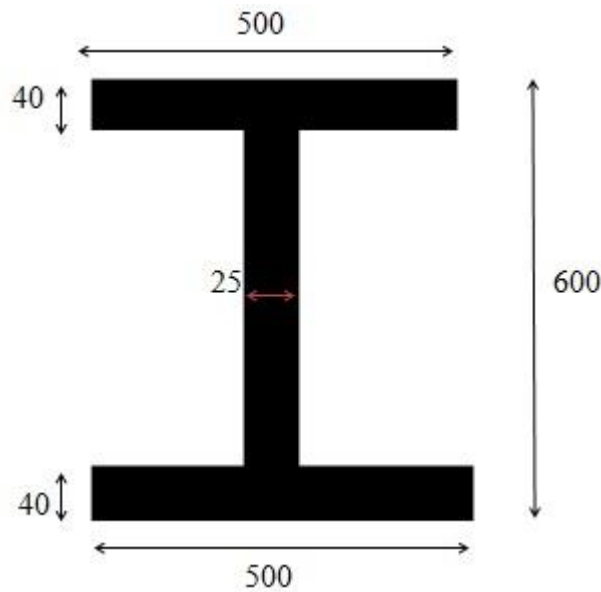
**VIII.5. Les entretoise**

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

La répartition des charges et surcharges sur les poutres.

La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement.

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type PRS (poutres reconstituées soudées) qui a une limite élastique de 355MPa.



**Figure VIII.8 :** La section de l'entretoise

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises, nous est donné par le logiciel de calcul Autodesk Robot. Les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

	$M_{max}(KN.m)$	$T_{max}(KN)$
<b>Entretoise sur appuis</b>	195.78	65.88

**Tableau VIII.6 :** Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise

**VIII.5.1. Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{t_w \times h_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0.6 \times \frac{2}{3} \sigma_e = 0.6 \times \frac{2 \times 355}{3} = 142 \text{ N/mm}^2 = 1420 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{65.88 \times 10^3}{2.5 \times 52} = 506.76 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_{adm} = 1420 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc notre entretoise est vérifiée et résiste au cisaillement.

### VIII.6. Les connecteurs

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

#### VIII.6.1. Le choix du connecteur

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons, car c'est le plus fréquemment utilisé. Il s'agit de 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. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre.



Figure VIII.9 : Connecteurs de type goujons

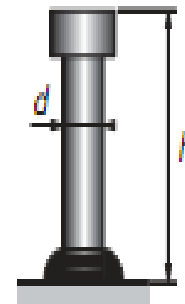


Figure VIII.10 : goujon à tête

Dimensionnement d'un goujon

$d$  : le diamètre se situe dans les gammes allant de 16 à 22mm.

$$16 \leq d \leq 22$$

Soit  $d = 22 \text{ mm}$

$h$  : La hauteur du connecteur

$$h \geq 4 \times d$$

$$h \geq 4 \times d$$

$h \geq 88$  On prend  $h = 100 \text{ mm}$

### VIII.6.2.Espacement des connecteurs

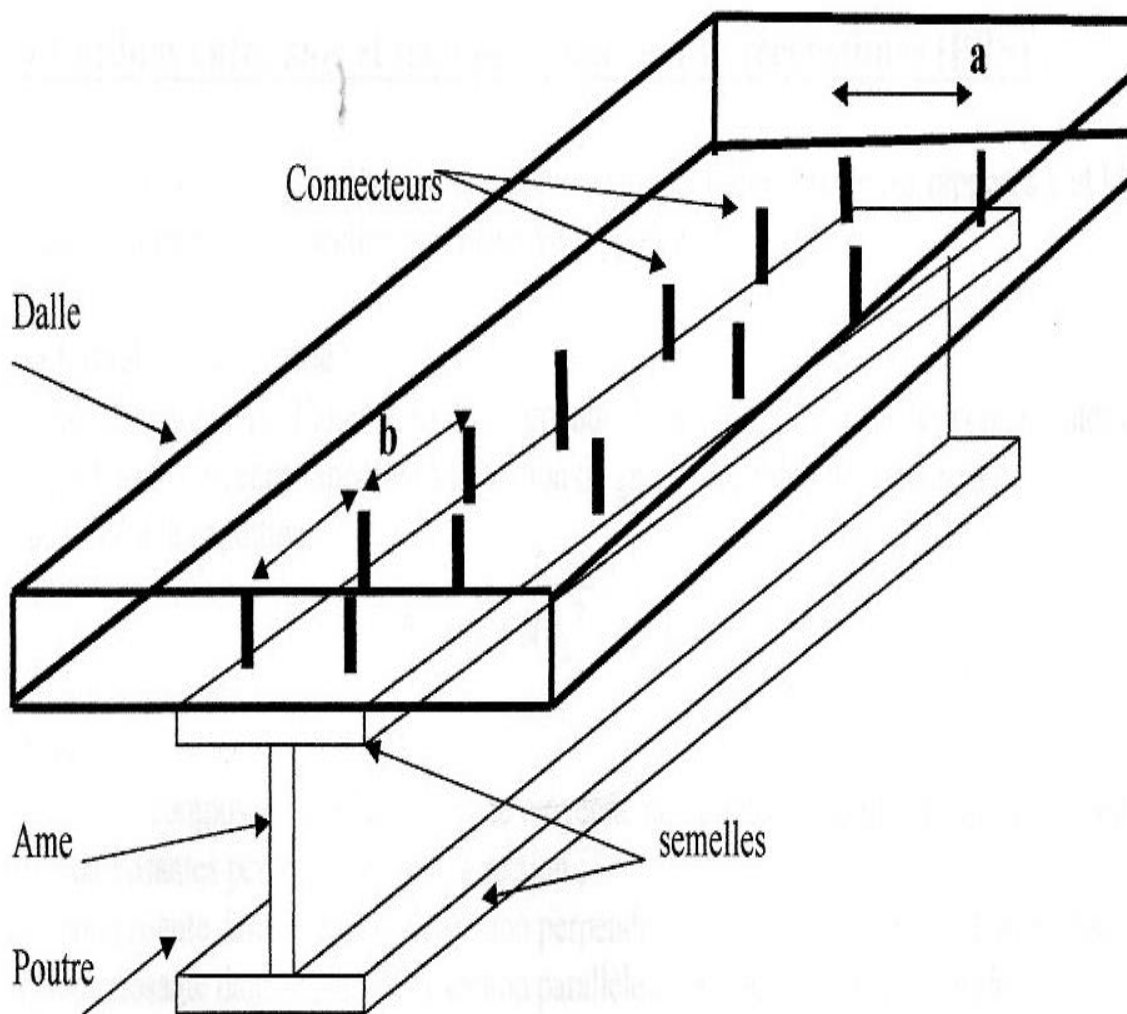


Figure VIII.11 : Espacement entre les connecteurs

#### Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs

$$b \leq \min(4 \times e_d ; 80) \text{ cm}$$

$e_d$ : Épaisseur de la dalle

$$b \leq \min(4 \times 25 ; 80) \text{ cm}$$

$$b \leq \min(100 ; 80) \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

**Espacement transversal entre deux connecteurs opposés**

L'espace ( $a'$ ) entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit

$$a' = \min(100 \text{ mm} ; 9 \times t_f \sqrt{235/f_y})$$

La limite élastique de l'acier utilisé  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

$$a' = \min(100 \text{ mm} ; 219.68 \text{ mm})$$

$$a' = 100 \text{ mm}$$

Donc :  $a = 900 - (2 \times a')$

$$a = 900 - (2 \times 100) = 700 \text{ mm}$$

**VIII.6.3. Le nombre total des connecteurs**

$$F = \sigma_e \times A_g$$

$F$  : La force d'un connecteur.

$\sigma_e$  : La limite élastique.

$A_g$  : La section d'un connecteur.

$$F = 355 \times 10^{-3} \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 134.95 \text{ KN}$$

$$E_p = \frac{F}{V_p}$$

On divise la travée en plusieurs parties.

**Tronçon 1 [0 – 10]:  $L = 10\text{m}$**

$$V_p = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = 3474.06 \text{ KN}$$

$$E_p = \frac{F}{V_p} = \frac{134.95}{3474.06} = 0.0388 \text{ m}$$

Le nombre de connecteur  $N = \frac{10}{0.0388} = 258 \text{ connecteurs}$ .

**Tronçon 2 [0 – 10]:  $L = 10\text{m}$**

$$E_p = \frac{F}{V_p} = \frac{134.95}{3474.06} = 0.0388 \text{ m}$$

Le nombre de connecteur  $N = \frac{10}{0.0388} = 258 \text{ connecteurs}$ .

**Tronçon 3 [0 – 10]:  $L = 10\text{m}$**

$$E_p = \frac{F}{V_p} = \frac{134.95}{3474.06} = 0.0388 \text{ m}$$

Le nombre de connecteur  $N = \frac{10}{0.0388} = 258 \text{ connecteurs}$ .

Le nombre totale de connecteurs = **774 goujons**

## CONCLUSION GENERAL

Ce projet de fin d'études concernant l'étude d'un pont mixte, est une occasion pour savoir qu'une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables de ces matériaux de façon optimale, bien que ceux-ci soient de nature différente, ils se complètent fort, le béton procure la raideur à la structure et une grande part de son poids propre.

Il est le plus souvent en compression, l'acier porte l'ouvrage sur de grandes distances tout en apportant de la légèreté, il récupère alors les contraintes de traction.

Ce travail consiste à effectuer l'étude et la conception d'un pont routier, l'ouvrage traversant oued, Nous élaborons dans ce travail, en première partie, une étude détaillée de l'ouvrage qui comporte un tablier mixte acier-béton à 2 travées de 30.0 ml, chacune ayant 2 poutres métalliques reconstituées soudés avec une dalle en béton armé de 25 cm d'épaisseur, le tablier fait 10 m de largeur et l'ouvrage comporte deux culées massives et une pile reposants sur des fondations profondes de 1.20 m de diamètre. L'étude a été faite sous différentes sollicitations :

Actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et actions accidentelles de type sismiques.