

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2019

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département Génie civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**OUADI Nadia**  
**ZERROUK Roza**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : GENIE CIVIL

Option : Structure

**Thème :**

**ETUDE D'UN PONT FERROVIAIRE MIXTE ACIER-BETON  
A TRAVEES CONTINUES SUR LA LIGNE ELECTRIFIEE  
THENIA –BORDJ BORIRIDJ**

**Devant le jury composé de :**

Pr AIT TAHAR .H  
Mr ABDELHAMID .A  
Mr REFFAS .B  
**Mr SAOUDI .B**  
Mr DJAFER KHODJA .M

UAMOB  
UAMOB  
UAMOB  
UAMOB  
UAMOB

Président  
Encadreur  
Examinateur  
Examinateur  
Co-Encadreur

**Année Universitaire 2018/2019**

# *Dédicace*

Je dédie ce travail aux maitres de l'école de ma vie et mon enfance, qui m'ont appris à aller au delà de mes capacités, avec courage et persévérance : à la mémoire de mes parents .Puisse dieu, le tout puissant les avoir en sa sainte miséricorde.

A mon mari, qui m'a encadré le long de ce projet techniquement et moralement.

A mes deux familles **OUADI** et **GUENDOUIZI**.

A ma collègue **ROZA** , en lui souhaitant un avenir prospère.

A **SABRINA** et **ABDESLAM (Ingénieurs au BET PHENIX BUILDING)** , qui ont contribué à l'élaboration de ce projet.

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

A toute la famille Génie Civil Etudiants – Enseignants

*Nadia*

# *Dédicace*

Tout d'abord je remercie "ALLAH" qui nous a aidé à terminer ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents **Mohamed** et **Khokha** , Aucun hommage ne pourrait à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure la bonne santé et longue vie.

A mon cher mari **AZZOUZ Mohamed**, qui m'a aidé moralement et financièrement à poursuivre mon parcours universitaire et à atteindre mes objectifs dans la vie, je le remercie beaucoup d'être compréhensif et de m'avoir soutenu tout le long de ce parcours.

A celui que j'aime beaucoup : mon frère **Rachid** ; mes sœurs **Leila, Lahna, Nabila** et toute la famille **ZERROUK** et **AZZOUZ** .

A ma collègue **Nadia** pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout le long de ce projet.

A toutes mes amies sans exceptions et la promotion de 2019.

**ROZA**

## Remerciements

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

Nous tenons à manifester toute notre reconnaissance à Monsieur **Abdelhamid Abdelmalek** et Monsieur **Djafer Khodja Miloud**, nos promoteurs pour leurs conseils. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profond respect.

Nous remercions les deux BET : **SNC PHENIX & RABIA ; SNC E RTP GUENDOZI & Cies** pour leur disponibilité, leurs précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce travail.

Nos vifs remerciements s'adressent à Monsieur le président de jury et les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer et de porter un jugement objectif sur le travail et nous honorer de leur présence.

## ملخص

يهدف هذا العمل الى دراسة جسر على السكة الحديدية (منشأة فنية رقم 34) من الصلب والخرسانة مع امتدادات مستمرة تشمل الدراسة النظرية والتطبيق في التحجيم. RPOA و EUROCODES في البويرة تصنف على أنها منطقة زلزالية متوسطة (IIa). لقد بدأنا عملنا عن طريق العموميات في التصميم العام للهيكل، مع اقتراح 3 أنواع، ثم اختيار البديل الأكثر فائدة على أساس تحليل متعدد المعايير، ثم عن طريق الأبعاد التفصيلية للمتغير المختار وهو تقييم الأحمال والحمولة الزائدة، دراسة القسم المختلط، دراسة عناصر السطح وأخيرا ، تصميم ودراسة البنية التحتية للمشروع: الأكوام ، الدعامات. تم إنشاء النموذج بواسطة برنامج SAP 2000 version 14 من اجل دراسة هذا المشروع

الكلمات الرئيسية: جسر مختلط ، سكة

## Résumé

Ce travail consiste en l'étude d'un pont ferroviaire OA 34, mixte acier-béton à travées continues à Bouira classée en zone de moyenne sismicité IIa. L'étude englobe la théorie et la pratique dans le dimensionnement et le calcul, conformément aux règlements des EUROCODES et RPOA. Nous avons entamé notre travail par des généralités sur la conception générale de l'ouvrage, en proposant 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharge , l'étude de la section mixte , l'étude des éléments du tablier. Enfin, la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : Les piles, les culées.

La modélisation a été établie par le logiciel avec le logiciel SAP 2000 (Structural Analytique Program) version 14.

Mots clés : Pont mixte, ferroviaire, tablier, modélisation, RPOA, SAP2000, piles, culées.

## Abstract

This work consists of the study of an OA 34 steel-concrete Bridge with continuous spans in Bouira classified as a medium seismic zone IIa. The study encompasses theory and practice in sizing and calculation, in accordance with the EUROCODES and RPOA regulations.

We began our work by generalities on the general design of the structure, proposing three variants, and then the choice of the most advantageous variant based on a multicriteria analysis, then by the detailed dimensioning of the chosen variant namely the evaluation of loads and overload, the study of the mixed section, the study of the elements of the deck. Finally, the design and study of the infrastructure of the bridge: piers, abutments.

The software with the software SAP 2000 (Structural Analytique Program) 14 version

Keywords: Mixed bridge, railway, deck, modeling, RPOA, SAP2000, piers, abutments.

# **TABLE DES MATIERES**

## **RESUME**

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>02</b>
-----------------------------------	-----------

## **PARTIE I : ETUDE PANORAMIQUE**

### **CHAPITRE 01 : INTRODUCTION AU PROJET**

1.1 Localisation géographique du projet.....	05
1.2 Présentation de l'ouvrage.....	06
1.3 Données du projet.....	08

### **CHAPITRE 02 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

2.1 Les ponts mixtes .....	13
2.2 Types de ponts mixtes.....	15
2.3 Liaison Acier-Béton.....	17
2.4 Entretoisement des poutres.....	18
2.5 Connexion dalle-poutres.....	18
2.6 Avantages des ponts mixtes.....	19

### **CHAPITRE 03 : ETUDE DES VARIANTES**

3.1 Introduction.....	22
3.2 Choix du type d'ouvrage.....	23
3.3 Analyse multicritères .....	37
3.4 Aspect architectural des ouvrages d'art .....	40

## **PARTIE II : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **CHAPITRE 04 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

4.1 Béton.....	45
4.2 Aciers pour béton armé.....	48
4.3 Aciers pour construction métallique.....	49

### **CHAPITRE 05 : CARACTERISTIQUES DU TABLIER**

5.1 Pré dimensionnement.....	51
5.2 Equipements du pont ferroviaire.....	57

## **CHAPITRE 06 : EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES**

6.1 Evaluation des charges.....	69
6.2 Evaluation des surcharges.....	72
6.3 Actions sismiques.....	77
6.4 Les combinaisons d'actions .....	80

## **CHAPITRE 07 : MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS**

7.1 Logiciel de calcul. ....	83
7.2 Modélisation.....	83
7.3 Différents cas de charges.....	90
7.4 Affectation des charges.....	90
7.5 Résultats de la modélisation.....	92

## **CHAPITRE 08 : ETUDE DE LA SECTION MIXTE**

8.1 Vérification de la section d'acier.....	105
8.2 Hypothèses de calcul .....	110
8.3 Calcul de la section mixte .....	111
8.4 Etude des efforts appliqués à a section mixte.....	113

## **CHAPITRE 09 : VERIFICATION DES ENTRETOISES**

9.1 Introduction.....	121
9.2 Vérifications des sections.....	122

## **CHAPITRE 10 : CALCUL DE LA DALLE**

10.1 Calcul des sollicitations de la dalle.....	127
10.2 Combinaisons d'action .....	130
10.3 Ferrailage de la dalle.....	131

## **CHAPITRE 11 : CALCUL DES CONNECTEURS**

11.1 Définition.....	136
11.2 Choix du connecteur.....	136
11.3 Principe de calcul.....	137

## **PARTIE III : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### **CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES**

12.1 Choix du type de pile.....	142
12.2 Prédimensionnement des piles.....	143
12.3 Descente des charges.....	146

12.4 Etude des fondations.....	149
12.5 Etude du chevêtre.....	158
<b>CHAPITRE 13 : ETUDE ET CONCEPTION DES CULEES</b>	
13.1 Choix du type de culée.....	162
13.2 Pré dimensionnement des culées.....	163
13.3 Stabilité et évaluation des efforts.....	166
13.4 Etude des fondations.....	169
13.5 Etude de la semelle.....	173
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>177</b>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>180</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>181</b>



# **LISTE DES TABLEAUX**

## **PARTIE I : ETUDE PANORAMIQUE**

### **CHAPITRE 03 : ETUDE DES VARIANTES**

Tableau 3-1: Estimation financière de chaque variante.....	38
Tableau 3-2: Critères de choix.....	39

## **PARTIE II : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **CHAPITRE 04 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

Tableau 4-1 : Type de béton adopté pour chaque élément structural selon la Norme NF EN-206-1.....	45
Tableau 4-2 : Résumé des caractéristiques de calcul .....	48
Tableau 4-3 : Les enrobages minimaux et nominaux des armatures passifs.....	49
Tableau 4-4 : Les limites d'élasticité de l'acier en fonction des épaisseurs.....	49

### **CHAPITRE 05 : CARACTERISTIQUES DU TABLIER**

Tableau 5-1 : Dimensions des éléments de structure (PRS).....	54
Tableau 5-2 Variation des épaisseurs de la poutre PRS (Travée de 40ML).....	55
Tableau 5-3 Variation des épaisseurs de la poutre PRS (Travée de 32 ML).....	56

### **CHAPITRE 06 : EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES**

Tableau 6-1 : Variations de section de la poutre de travée 40 ML.....	69
Tableau 6-2 : Variations de section de la poutre de travée 32 ML.....	70
Tableau 6-3 : Valeurs recommandées de la composante linéaire de gradient thermique pour différents types de tabliers de pont routiers ; de passerelles pour piétons et de ponts de chemin de fer.....	75
Tableau 6-4 : valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	78
Tableau 6-5 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale.....	79

### **CHAPITRE 07 : MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS**

Tableau 7-1 : Les différents cas de charges.....	90
--	----

## CHAPITRE 08 : ETUDE DU TABLIER

Tableau 8-1 : Limite d'élancement de la semelle dans la section d'appui .....	105
Tableau 8-2 : Largeurs effectives de la dalle.....	107
Tableau 8-3 : Récapitulatifs de calcul et vérification.....	109
Tableau 8-4 : Récapitulatifs de calcul et vérification.....	109
Tableau 8-5 : Les valeurs du coefficient d'équivalence n.....	111
Tableau 8-6 : Caractéristiques géométriques de la poutre métallique.....	112
Tableau 8-7 : Caractéristiques statiques de la poutre métallique.....	113
Tableau 8-8 : Caractéristiques géométriques de la section mixte (dalle +poutres métalliques).....	113
Tableau 8-9 : Caractéristiques statiques de la section mixte (dalle +poutres métalliques)..	113
Tableau 8-10 : Définition géométriques des poutres métalliques.....	113
Tableau 8-11 : Caractéristiques Elastiques des sections des poutres métalliques.....	114
Tableau 8-12 : Caractéristiques Elastiques des sections des poutres mixtes sur appuis (dalle fissurée).....	114
Tableau 8-13 : Caractéristiques Elastiques des sections des poutres mixtes sur appuis court durée n=6.....	114
Tableau 8-14 : Caractéristiques Elastiques des sections des poutres mixtes en travée pour les actions permanentes longue durée n=16.....	115
Tableau 8-15 : Caractéristiques élastiques des sections des poutres mixtes sur appuis pour les actions de retrait (n=17).....	115
Tableau 8-16 : Valeurs du moment de flexion relatives aux poutres métalliques.....	115
Tableau 8-17 : Valeurs de l'effort tranchant relatives aux poutres métalliques (KN).....	116
Tableau 8-18 : Valeurs du moment de flexion relatives aux poutres mixtes (KN-M).....	116
Tableau 8-19 : Valeurs de l'effort tranchant relatives aux poutres mixtes (KN).....	116
Tableau 8-20 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU et l'ELS de la section mixte.....	117
Tableau 8-21 : Tableau : Vérification des contraintes aux différentes sections d'appuis...	118
Tableau 8-22 : Tableau : Vérification des contraintes aux différentes sections de travée...	118

## CHAPITRE 09 : VERIFICATION DES ENTRETOISES

Tableau 9-1 : Les efforts tranchants et moments fléchissant des entretoises.....	122
Tableau 9-2 : Les caractéristiques géométriques et élastiques du PRS 2000.....	124

## **CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA DALLE**

Tableau 10-1 : Récapitulatif des moments fléchissant dans la dalle (KN.m).....	131
Tableau 10-2 : Récapitulatif des efforts tranchants dans la dalle (KN).....	131
Tableau 10-3 : Récapitulatif des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU.....	132
Tableau 10-4 : Vérification des contraintes.....	133

## **CHAPITRE 11 : CALCUL DES CONNECTEURS**

Tableau 11-1 : Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal (KN/m).....	139
---	-----

## **PARTIE III : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### **CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES**

Tableau 12-1 : Dimensions des piles.....	146
Tableau 12-2 : Evaluation des sollicitations dûs à la pile N°02.....	147
Tableau 12-3 : Evaluation des efforts dû au tablier.....	148
Tableau 12-4 : Combinaison des efforts.....	149
Tableau 12-5 : Paramètres géotechniques.....	150
Tableau 12-6 : Calcul de portance d'un pieu (Cas dynamique).....	152
Tableau 12-7 : Calcul de portance d'un pieu (Cas statique).....	152
Tableau 12-8 : Réactions sur le pieu.....	154
Tableau 12-9 : L'effort tranchant et moments fléchissant maximaux du chevêtre.....	159
Tableau 12-10 : Ferrailage du chevêtre.....	159

### **CHAPITRE 13 : ETUDE ET CONCEPTION DES CULEES**

Tableau 13-1 : Calcul du coefficient de poussée $K_{ad}$ .....	166
Tableau 13-2 : Evaluation des efforts dû à la culée.....	167
Tableau 13-3 : Somme des efforts dû à la culée.....	168
Tableau 13-4 : Somme des efforts dû au tablier.....	168
Tableau 13-5 : Combinaison des efforts.....	169
Tableau 13-6 : Calcul de portance d'un pieu (Cas dynamique).....	170
Tableau 13-7 : Calcul de portance d'un pieu (Cas statique).....	170
Tableau 13-8 : Réactions sur le pieu.....	172



# LISTE DES FIGURES

## PARTIE I : ETUDE PANORAMIQUE

### CHAPITRE 01 : INTRODUCTION AU PROJET

Figure 1.1 Image Google du Tracé de la nouvelle ligne ferroviaire Thénia / BBA.....	05
Figure 1.2 Plan de localisation.....	07
Figure 1.3 Plan de situation du projet (OA34).....	07
Figure 1.4 Vue en plan de l'ouvrage OA34.....	07
Figure 1.5 Vue en plan.....	09
Figure 1.6 Coupe longitudinale.....	10
Figure 1.7 Coupe transversale du tablier.....	11

### CHAPITRE 02 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 2.1 Tablier à ossature mixte.....	13
Figure 2.2 Pont routier métallique.....	14
Figure 2.3 Pont mixte (Munich), Allemagne.....	14
Figure 2.4 Comportement plastique d'une poutre mixte connectée.....	15
Figure 2.5 Tabliers bipoutres (a) et multi poutres(b).....	15
Figure 2.6 Exemple d'un pont mixte bipoutre.....	16
Figure 2.7 Exemple d'un pont mixte quadri poutre.....	16
Figure 2.8 Types de caissons.....	16
Figure 2.9 Poutre en caisson.....	17
Figure 2.10 Model tridimensionnel du tablier en treillis.....	17
Figure 2.11 Entretoisement des poutres.....	18
Figure 2.12 Connexion entre les poutres métalliques et la dalle.....	19
Figure 2.13 Connecteurs de type goujons.....	19

### CHAPITRE 03 : ETUDE DES VARIANTES

Figure 3.1 Coupe transversale d'ouvrage .....	24
Figure 3.2 Répartition des travées.....	24
Figure 3.3 Schéma statique.....	25
Figure 3.4 Section de poutre métallique.....	25
Figure 3.5 PRS à gauche (section sur appuis), à droite (section à mi- travée).....	27
Figure 3.6 Pont en poutre mono-caisson au cours d'exécution.....	29
Figure 3.7 Principe de la méthode de construction en encorbellement.....	29

Figure 3.8 Schéma statique d'un pont en béton précontraint construit en encorbellement.....	30
Figure 3.9 Coupe transversale d'un pont en poutre mono-caisson.....	30
Figure 3.10 Elément précontraint.....	32
Figure 3.11 Coupe longitudinale du pont à poutre précontrainte par post-tension.....	33
Figure 3.12 Coupe transversale du tablier.....	34
Figure 3-13 Les trois variantes de pont.....	38

## **PARTIE II : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **CHAPITRE 04 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

Figure 4.1 Diagramme parabole rectangle du béton.....	46
---	----

### **CHAPITRE 05 : CARACTERISTIQUES DU TABLIER**

Figure 5.1 Tablier en bipoutres mixte à entretoise.....	51
Figure 5.2 Coupe type du tablier .....	51
Figure 5.3 Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations.....	52
Figure 5.4 Tablier en bipoutres mixte à entretoise.....	52
Figure 5.5 Section en I.....	53
Figure 5.6 Dimensions des éléments de structure (PRS).....	54
Figure 5.7 Schéma présentant les variations d'épaisseur de la membrure inférieure des poutres dans la travée principale.....	55
Figure 5.8 Caractéristiques géométriques du HEA600 (Selon la norme européenne EN10034) En travée.....	56
Figure 5.9 Caractéristiques géométriques du PRS 2000 en appui .....	57
Figure 5.10 Traverses en béton.....	59
Figure 5.11 Le rail.....	59
Figure 5.12 Appareils d'appuis à pot.....	61
Figure 5.13 Appareils d'appuis mobiles à balancier.....	61
Figure 5.14 Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau Multiple.....	61
Figure 5.15 Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	61
Figure 5.16 Appui à noyau de plomb LRB.....	63
Figure 5.17 Figure de l'Appui guidé - longitudinal de type « POT» - M.....	63
Figure 5.18 Amortisseur viscoélastique (FVD).....	63
Figure 5.19 Ressort amortisseur précontraint (PDS).....	65
Figure 5.20 Dispositifs amortisseurs précontraints disposé transversalement sur piles....	65
Figure 5.21 Comportement du (PDS) au cours d'un séisme.....	66

Figure 5.22a) Joint de dilatation - sous ballast pour la culée C01 .....	67
Figure 5.22b) Joint de dilatation Gard pour la culéeC02.....	67
Figure 5.23 Joint de dilatation sur trottoir.....	67

### **CHAPITRE 06 : Evaluation des charges et des surcharges**

Figure 6.1 Dimensions du PRS2000.....	70
Figure 6.2 Modèle de charges LM71.....	72
Figure 6.3 Modèle de charges SW/0.....	73
Figure 6.4 Modèle de charges SW/2.....	73
Figure 6.5 Gradient thermique de la section mixte.....	75
Figure 6.6 Le phénomène de retrait.....	76
Figure 6.7 Effets du retrait du béton dans la section mixte.....	76

### **CHAPITRE 07 : Modélisation et évaluation des efforts**

Figure 7.1 Tableau de modèle (SAP2000).....	83
Figure 7.2 Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard ».....	84
Figure 7.3 Choix du type de tablier.....	84
Figure 7.4 Dimension des sections du tablier.....	85
Figure 7.5 Les Charges.....	85
Figure 7.6 Les surcharges.....	86
Figure 7.7 Vue en 3D du modèle du tablier.....	86
Figure 7.8 Matériaux utilisés.....	88
Figure 7.9 Pile01 et pile 01Base.....	88
Figure 7.10 Pile 02 et pile 02 base.....	88
Figure 7.11 Pile 03 et pile 03 base.....	88
Figure 7.12 Pile 04 et pile 04 base.....	89
Figure 7.13 Pile 05 et pile 05 base.....	89
Figure 7.14 Chevêtre et Poutres principale (PRS).....	89
Figure 7.15 Entretoise HEA600, Entretoise PRS 2000.....	90
Figure 7.16 Modélisation du modèle LM71.....	91
Figure 7.17 Modélisation du modèle SW/2.....	91
Figure 7.18 Modélisation du modèle SW/0.....	92
Figure 7.19 Diagramme des moments sous charge DEAD.....	93
Figure 7.20 Diagramme des efforts tranchant sous charge DEAD.....	93

Figure 7.21 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge DEAD.....	94
Figure 7.22 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge DEAD.....	94
Figure 7.23 Diagramme des moments fléchissant sous charge CCP.....	95
Figure 7.24 Diagramme des efforts tranchant sous charge CCP.....	95
Figure 7.25 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge CCP.....	96
Figure 7.26 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge CCP.....	96
Figure 7.27 Diagramme des moments fléchissant sous charge ACASE1.....	97
Figure 7.28 Diagramme des efforts tranchant sous charge ACASE1.....	97
Figure 7.29 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge ACASE1.....	98
Figure 7.30 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge ACASE1.....	98
Figure 7.31 Diagramme des moments fléchissant sous charge TEMP1.....	99
Figure 7.32 Diagramme des efforts tranchant sous charge TEMP1.....	99
Figure 7.33 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge TEMP1.....	100
Figure 7.34 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge TEMP1.....	100
Figure 7.35 Diagramme des moments fléchissant sous charge TEMP2.....	101
Figure 7.36 Diagramme des efforts tranchant sous charge TEMP2.....	101
Figure 7.37 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge TEMP2.....	102
Figure 7.38 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge TEMP1.....	102
Figure 7.39 Diagramme des moments fléchissant sous charge Retrait.....	103
Figure 7.40 Diagramme des efforts tranchant sous charge Retrait.....	103

### **CHAPITRE 08 : ETUDE DE LA SECTION MIXTE**

Figure 8.1 Dimensions du PRS.....	105
Figure 8.2 Calcul de la largeur efficace de la dalle (Selon EN 1994-2).....	106
Figure 8.3 Distribution plastique des contraintes normales :	
Cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).....	108
Figure 8.4 Section mixte.....	110
Figure 8.5 Section mixte : Position de l'axe neutre dans une section mixte.....	111
Figure 8.6 Section d'appui (section fissurée) .....	112
Figure 8.7 Comportement d'une section mixte connectée.....	117

### **CHAPITRE 09 : ENTRETOISES**

Figure 9.1 Section des entretoises PRS sur appui.....	121
Figure 9.2 Dimensions de l'entretoise HEA600 sur travée .....	121
Figure 9.3 Dimensions du PRS 2000.....	125



## CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA DALLE

Figure 10.1 Modèle poutre sur deux appuis ( $h=0.40$ m et $b= 1.00$ m).....	127
Figure 10.2 Répartition de la force d'essieu ponctuelle 250 KN sur une bande longitudinale.....	128
Figure 10.3 Répartition de la force d'essieu ponctuelle 250 KN sur deux bandes longitudinales .....	128
Figure 10.4 Diffusion des surcharges.....	129
Figure 10.5 Les efforts sur rails.....	129
Figure 10.6 1er cas de chargement de la dalle.....	130
Figure 10.7 2eme cas de chargement de la dalle.....	130
Figure 10.8 Coupe de ferrailage de la dalle.....	133

## CHAPITRE 11 : CALCUL DES CONNECTEURS

Figure 11.1 Liaison entre l'acier et le béton.....	136
Figure 11.2 Exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier –béton.....	129
Figure 11.3 Connecteurs de type goujons.....	137
Figure 11-4 Goujon à tête.....	137
Figure 11-5 Dimensions du goujon TRW Nelson KB 7/8"-200.....	138
Figure 11-6 Disposition de connecteur de type goujons.....	139

## PARTIE III : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

Figure 12.1 Schéma de la pile.....	142
Figure 12.2 La pile type (élévation latérale et frontale).....	144
Figure 12.3 Les différentes coupes transversales sur la pile.....	145
Figure 12.4 La pile $P_2$ .....	146
Figure 12.5 Disposition des pieux.....	154
Figure 12.6 Ferrailage du pieu (pile).....	155
Figure 12.7 Semelle de la pile N°02.....	155
Figure 12.8 Semelle de la pile N°02.....	155
Figure 12.9 Semelle de la pile N°02.....	156
Figure 12.10 Méthode des bielles.....	156
Figure 12.11 Ferrailage de la semelle pile N°02.....	158
Figure 12.12 Schéma du chevêtre .....	158
Figure 12.13 Schéma statique du chevêtre.....	158
Figure 12.14 Ferrailage du chevêtre.....	160

## **CHAPITRE 13 : ETUDE ET CONCEPTION DES CULEES**

Figure 13.1 Vue panoramique d'une culée remblayée.....	162
Figure 13.2 Culées C01 et C02.....	163
Figure 13.3 Mur Frontal.....	164
Figure 13-4 Disposition des pieux (semelle de la culée C01).....	172
Figure 13.5 Ferrailage du pieu (culée).....	173
Figure 13.6 Semelle de fondation de la culée C01.....	174
Figure 13.7 Vue en plan de la semelle de la culée C01.....	174
Figure 13.8 Ferrailage de la semelle de la culée C01.....	176

## **LISTE DES PHOTOS**

### **PARTIE I : ETUDE PANORAMIQUE**

#### **CHAPITRE 03 : ETUDE DES VARIANTES**

Photo 3.1 Poutre métallique en I.....	25
Photo 3.2 L'art du dialogue entre ingénieur et architecte (L'architecte met en scène un espace).....	41
Photo 3.3 Aspect architectural (forme des structures).....	41
Photo 3.4 Aspect architectural (intégration dans l'environnement).....	42
Photo 3.5 Aspect architectural (la couleur des structures).....	42
Photo 3.6 Aspect architectural (Liaison).....	43

### **PARTIE III : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

#### **CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES**

Photo 12.1 Disposition du ferrailage du pieu .....	155
--	-----

## LISTE DES ABREVIATIONS

A : Aire

$A_v$  : Aire de cisaillement

ANP : Axe Neutre Plastique

B-P : Béton précontraint

BBA : Bordj Bou Arreridj

CDG : Centre de Gravité

C1 ; C2 : Les culées

C40/50 : Classe de béton

ELS : Etats Limite de Service

ELU : Etats Limite Ultime

Fa : Effort appliqué dans l'acier

Fb : Effort appliqué dans le béton

HA : Haute Adhérence

HEA : Poutrelles normales européennes à larges ailes

Ht : Hauteur total

LM1: Load Model 1

LM2: Load Model 2

P.K : Point kilométrique

P : Poids

P1, P2, P3, P4 : Piles

PRS : Profilés reconstitués soudés

S1 , S2, S3 : Les numéros de sondages

OA34 : Ouvrage d'art N°34

T : Trottoir

Temp : Température

RL : Rond lisse

Sa : Aire de charpente métallique

Sb : Aire de béton

E<sub>cm</sub> : Module d'élasticité du béton

E<sub>a</sub> : Module d'élasticité de l'acier de charpente.

E<sub>s</sub> : Module d'élasticité de l'acier des armatures passives.

E<sub>M</sub> : Module de déformation du sol

F : Effort ; force appliquée.

I : Moment d'inertie

L<sub>e</sub> : Portée équivalente ou effective

L<sub>y</sub> : Portée selon y

L<sub>x</sub> : Portée selon x

L : Portée ; longueur

M : Moment

M<sub>Ed</sub> : Moment de dimensionnement

M<sub>pl,Rd</sub> : Moment résistante plastique

NPHE : Le niveau des plus hautes eaux

N : Effort

R : Réaction

S : Section homogénéisée.

S<sub>ame</sub> : Section de l'âme

V<sub>sd</sub> : Effort tranchant de calcul

V<sub>pl,Rd</sub> : Valeur de calcul de l'effort tranchant résistant plastique

Z : Distance de la fibre (inferieure ou supérieure) à l'axe neutre plastique ANP

PL : pression limite

Q : Charge

W : Module de résistance.

Y : Position d'un centre de gravité d'une section.

$\tau$  : Contrainte de cisaillement

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

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

---

Un effort exceptionnel a été consenti par l'Etat, durant la dernière décennie, en matière de réalisation de grands projets d'infrastructures et d'équipements publics, notamment dans le domaine ferroviaire.

Le transport ferroviaire représente un des piliers fondamentaux du développement durable et de la prospérité de tout pays. Des systèmes de transport efficaces et des réseaux modernes sont donc une nécessité pour le développement économique, et la préservation de l'environnement.

Le réseau ferroviaire de l'Algérie connaît depuis peu, des investissements pour l'installation de trains à grande vitesse qui devraient relier les villes les plus importantes du pays.

Certes, l'Algérie aujourd'hui investie beaucoup sur l'infrastructure routière ; mais cet effort seul ne suffit pas car rapidement ces routes et autoroutes nouvellement réalisées sont vite saturées.

De plus, aujourd'hui l'enjeu mondial est celui du réchauffement climatique et le souci d'économie de pointe.

Dans le cadre de son programme pour le développement des transports ferroviaires en Algérie, L'Agence Nationale d'Étude et de Suivi des Réalisations des Investissements Ferroviaires (ANESRIF) a adopté un programme de restructuration du réseau ferroviaire national par la modernisation des lignes existantes.

Cette modernisation comprend l'augmentation des vitesses de circulation par la rectification du tracé des lignes, la remise en état des plateformes ferroviaire, l'électrification et le renouvellement de la voie et du ballast.

La stratégie du développement du réseau ferré en Algérie intègre aussi la construction de nouvelles lignes modernes qui répondent aux nouvelles exigences ; Parmi ces lignes stratégiques figure la réalisation d'une ligne à double voie à trafic mixte (voyageurs, Marchandises) électrifiée entre les villes de Thénia et Bordj Bou Arreridj (BBA) d'une longueur de 162 kilomètres environ, circulée à 160 km/h qui est destinée à diminuer les temps de parcours ferroviaires entre Alger et Constantine.

Dans le souci permanent d'améliorer toujours les conditions de vie de citoyens dans les villes et les campagnes, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'études par l'étude d'un pont ferroviaire mixte acier-béton à travées continues sur la ligne électrifiée Thénia -BBA ; ainsi le mémoire est structuré en Trois parties et Quatorze chapitres :

## INTRODUCTION GENERALE

---

La première partie est consacrée aux généralités sur la conception générale de l'ouvrage, et des définitions sur les ponts mixte ; puis une présentation du projet, objet de notre mémoire.

La deuxième partie de ce travail est réservée à l'étude de la superstructure (tablier, modélisation, la section mixte, les entretoises, la dalle, les connecteurs et les équipements du tablier).

La troisième partie comprend l'étude de l'infrastructure qui traite les piles et les culées ; puis nous terminons, ce modeste travail par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

Il est à signaler que notre projet est modélisé avec le logiciel SAP 2000 (Structural Analytique Program), version 14.



**PARTIE I :**  
**ETUDE PANORAMIQUE**

# CHAPITRE 1 :

## INTRODUCTION AU PROJET

1-1: Localisation géographique du projet

1-2 : Présentation de l'ouvrage

1-3: Les données du projet

1-3-1: Données naturelles.

1-3-2: Données sismiques.

1-3-3: Données fonctionnelles.

### 1.1 LOCALISATION GEOGRAPHIQUE DU PROJET

La nouvelle ligne ferroviaire est située au Sud-Est de la capitale Alger, elle traverse quatre wilayas de l'Est Algérien démarrant de Boumerdès, Bouira, Bejaïa et Bordj Bou Arreridj (BBA).

Le Pk 0+000 origine de la nouvelle ligne ferroviaire se trouve à la sortie de tunnel existant de la ville de Thénia, elle traverse la wilaya de Boumerdès par quatre(4) communes, ensuite la wilaya de Bouira où se situe le tronçon le plus long du projet, 11 communes sont traversées dans cette wilaya.

A la sortie de Bouira le tracé traverse la wilaya de Bejaïa par un petit tronçon de voie. Le reste du tracé se situe à la wilaya de Bordj Bou Arreridj (BBA), il traverse 4 communes et se termine à l'intérieur de la gare existante de la ville de BBA.

La nouvelle liaison ferroviaire relie six (6) villes importantes de l'Algérie qui sont la ville de Thénia, la ville de Lakhdaria, la ville de Bouira, la ville de Béni-Mansour, la ville de Mansoura, et Bordj Bou Arreridj.

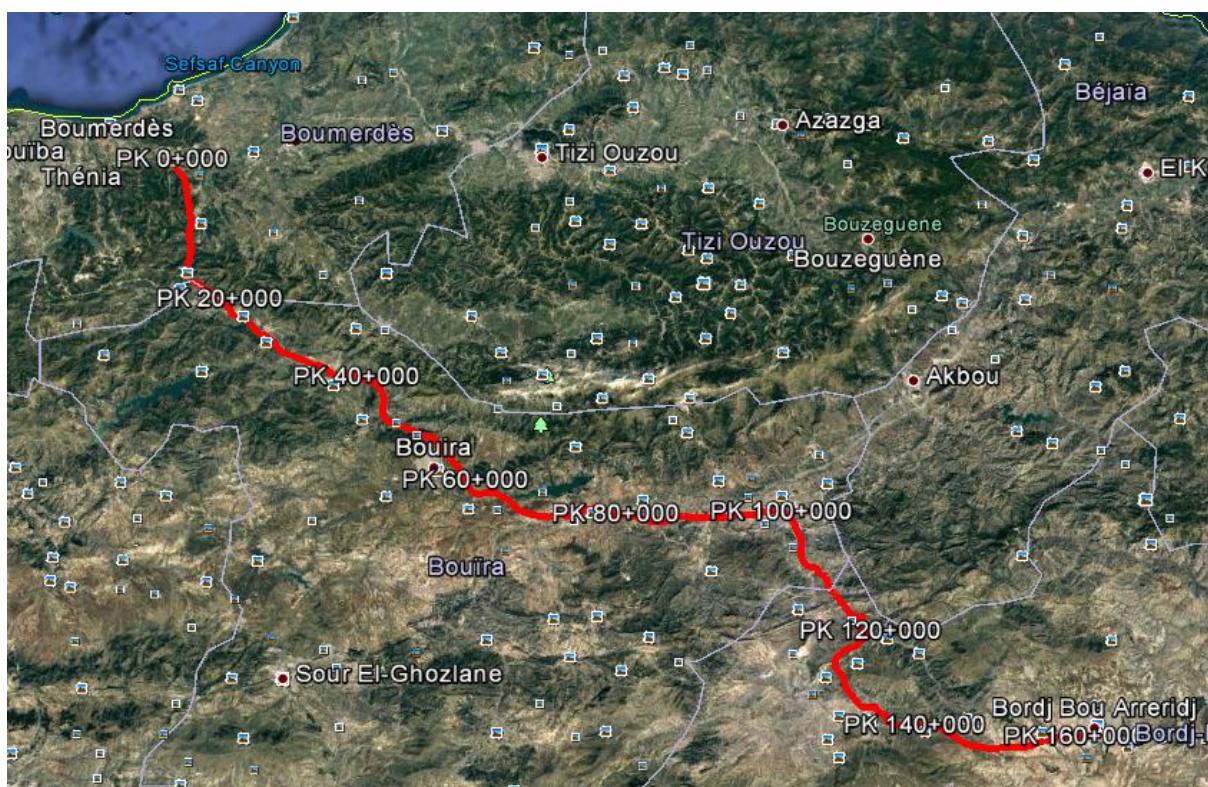


Figure 1.1 Image Google du Tracé de la nouvelle ligne ferroviaire Thénia / BBA

### 3.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet de fin d'étude consiste à faire une étude et un dimensionnement d'un pont ferroviaire, dans la commune de Bouira (wilaya de Bouira) ; faisant partie de la future ligne électrique à double voie ferrée d'un linéaire global de 162 Km , reliant **Thenia à Bordj Bou Arreridj** de la ligne Alger-Constantine , traversant la wilaya de Bouira sur un linéaire de 90 km, allant de son entrée nord à sa sortie Est, et seize (16) tunnels d'une longueur globale de 20 km ,et 55 ouvrages d'arts d'une longueur globale d'environ 20 Km .

Ce méga projet qui s'ajoute à l'axe autoroutier qui traverse la wilaya sur une centaine de kilomètres, demeure une preuve de la place stratégique qu'occupe la wilaya de Bouira, de plus il a pour objectif d'optimiser le trafic mixte (voyageurs – marchandises) et d'améliorer la ligne pour permettre des vitesses plus élevées réduisant le temps de parcours et le rendant plus compétitif. Le projet vise également à améliorer les conditions d'exploitation avec la création d'une gare multimodale à Bouira et l'intégration de technologie moderne de signalisation et de télécommunication.

Dans ce mémoire nous examinerons la conception et l'étude d'un pont rail se situant entre le **PK59+000** au **PK59+224** de la ligne ferroviaire électrique en dédoublement, reliant la ville **THENIA** à celle de **BORDJ BOUARIRIDJ**, dont l'étude technique est en phase Avant-projet sommaire enrichi (APS enrichi).

Ce pont permet le franchissement de chabet Ighil Nezaka , constitué d'un tablier continue mixte acier béton de 224 m de longueur, avec quatre(04) travées intermédiaires de 40 m et deux (02) travées de rives de 32 m . Ce pont ferroviaire est constitué par un tablier mixte bipoutre acier-béton de hauteur constante. Ce dernier est composé de deux poutres à âme pleine, réalisées à partir de profilés reconstitués soudées (PRS), reliées entre elles par une dalle en béton armé, connectée aux poutres métalliques et réalisée en seconde phase.

Les poutres sont liées par entretoises en profilé HEA 600, chaque huit (08) m en travée, et entretoise en diaphragme sur appuis en PRS 2000, comportent un trou d'homme qui permet la circulation à l'intérieur de l'ouvrage et une butée de sécurité.

# CHAPITRE 1: INTRODUCTION AU PROJET

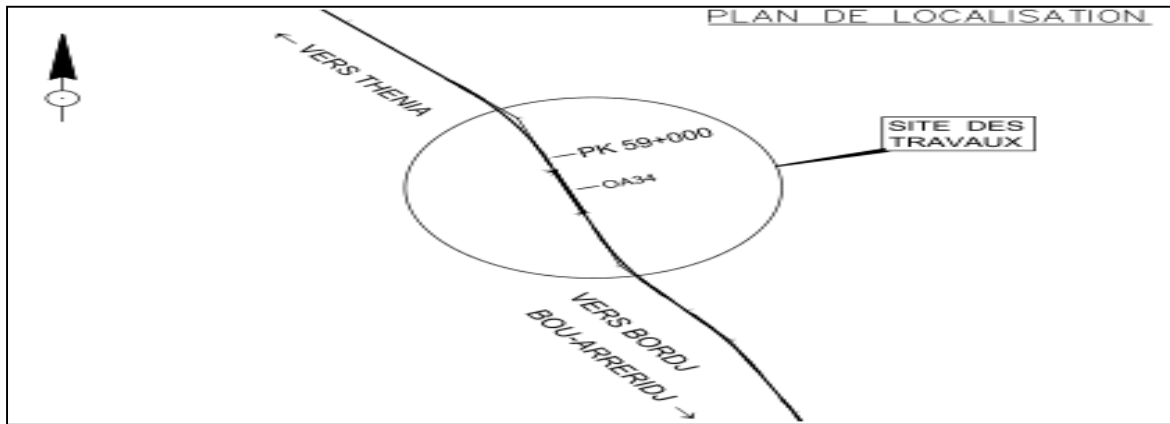


Figure 1.2 Plan de localisation

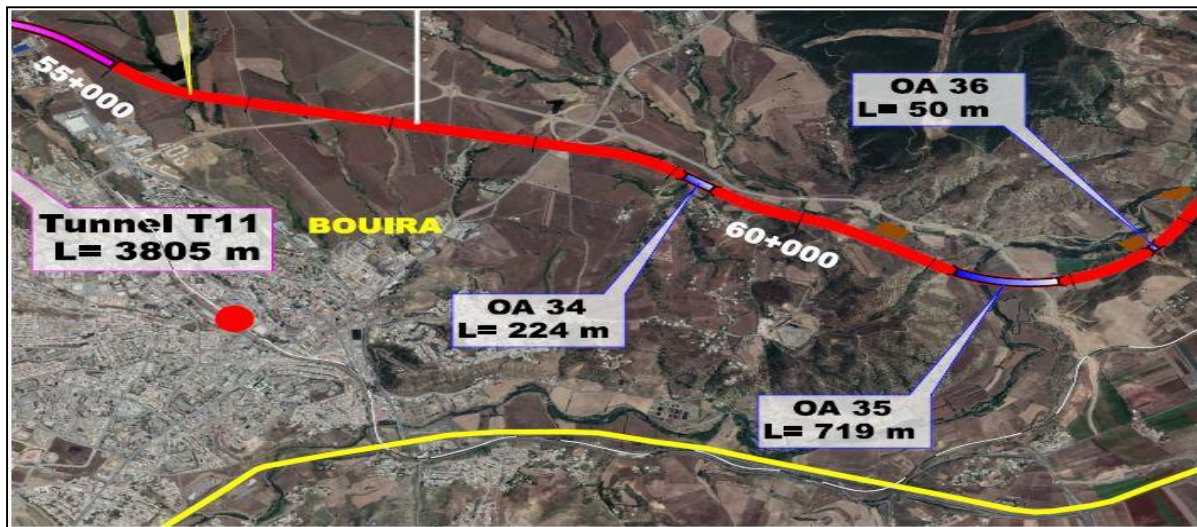


Figure 1.3 Plan de situation du projet (OA34) commune de Bouira

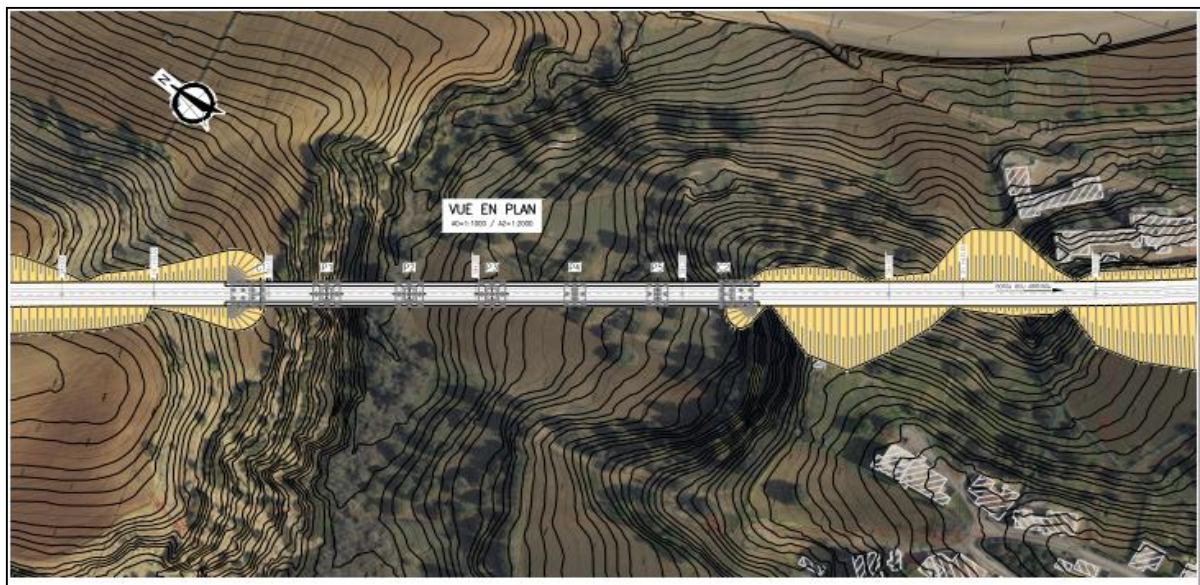


Figure 1.4 Vue en plan de l'ouvrage OA34

### 3.2. LES DONNEES DU PROJET

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude franchit une vallée avec une portée de **224m**. Les contraintes naturelles nous poussent à envisager une solution technico-économique adéquate à travées hyperstatiques.

#### 3.2.1. Données naturelles

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

##### a) Les données géotechniques

Comme tout projet l'étude géotechnique un rôle très important pour le choix du système d'ouvrage.

La reconnaissance du sol est une opération délicate. Il faut se rendre compte, avant d'établir les fondations, de la nature du sol, de sa résistance, de la profondeur à laquelle on devra descendre pour établir les fondations, du niveau de la nappe aquifère.

Les sondages ont pour but de prélever des échantillons de sol, non seulement des couches sur lesquelles on doit établir une fondation, mais également des couches inférieures qui peuvent provoquer des tassements dans les ouvrages.

Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques sont fondamentaux, ils conditionnent l'implantation des fondations et leur fonctionnement mécanique

Les travaux de reconnaissance sont effectués aux endroits de cet ouvrage d'art ont compris trois sondages carottés et un sondage pressiométrique : \* Trois (03) sondages carottés :

- ✓ S1 : sondage F-104-11 (L=20 m) au PK59+093 à la culée C1
- ✓ S2 : sondage F-84-10 (L=25 m) au PK 59+263.6 entre P4 et P5
- ✓ S3 : sondage F-103-11 (L=12 m) juste après la culée C2.

Un (01) sondage pressiométrique :

S4 : sondage PR-52-10 (L=25 m) au PK59+247 à la pile P4

**Remarque :** Ils est à signaler que d'autres sondages préssiométriques seront prévus ultérieurement pour compléter cette étude géotechnique ;car à cette phase c'est-à-dire l'élaboration de notre projet ;l'étude est en phase de l'avant-projet sommaire .

Les terrains rencontrés dans le secteur d'étude sont constitués par trois (03) formations :

- ✓ ARQ4 Argile limoneuse Quaternaire du plateau Bouira.
- ✓ QA2-PQG Alluvions et conglomérats du plateau Bouira.
- ✓ MA Miocène Inferieur marneux argileux de Bouira.

### b) Données hydrauliques

Le pont franchira le chabet Ighil Nezaka. Le niveau des plus hautes eaux (NPHE) est de 503.86m pour une période de retour de 100 ans et 504.16m pour une période de 500 ans.

### 3.2.2. Données sismiques

- ✓ Catégorie pour l'ouvrage : Groupe 1 "Pont stratégique"
- ✓ Coefficient d'accélération de la zone pour l'ouvrage :  $A = 0.25$
- ✓ Classification du site de l'ouvrage : S2
- ✓ Zone sismique : zone IIa.

### 3.2.3. Données fonctionnelles

Les données sont fixées par le maître de l'ouvrage, on distingue :

#### a) Données relatives à la voie portée

##### ✚ Tracé en plan

L'axe en plan se composera d'un alignement rectiligne, droit constitué de 6 travées dont quatre travées centrales de 40m et deux travées de rives de 32m.



Figure 1.5 Vue en plan

##### ✚ Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacles à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long, il présente quatre travées centrales de

40m et deux travées de rives de 32m ,ce qui nous donne une longueur totale de 224m, muni de culées ainsi que de cinq (05) piles.

- Le profil en long se développera sur une pente constante de  $-1.519\%$ , descendante de la culée C1 vers la C2.

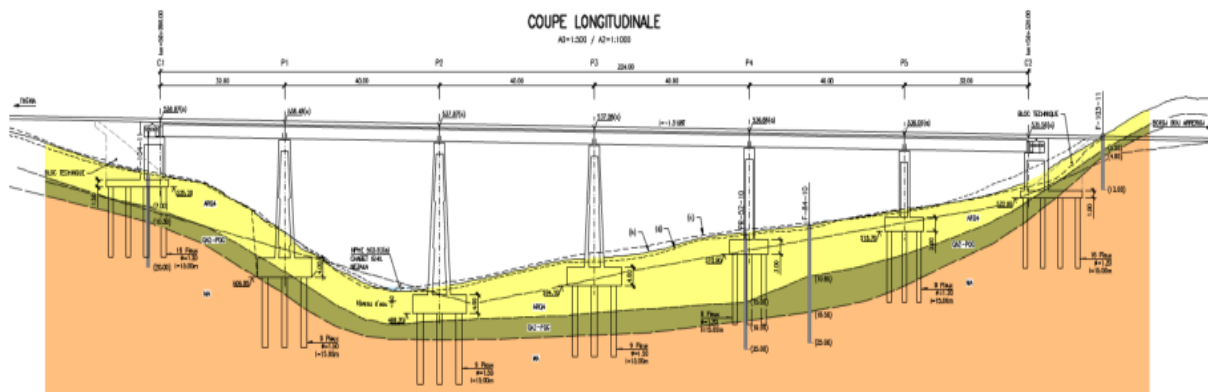


Figure 1.6 Coupe longitudinale

### ✚ Profil en travers

Le profil en travers, constituant l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans sens transversal, Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir). Le tablier est constitué d'une double voie d'une largeur totale de 12,80m, qui ont une distance entraxe de 4 m .L'écartement entre les rails de chaque voie est de 1,435 m. La voie sera continue tout au long de l'ouvrage ayant un appareil de dilatation (AD) sur la culée C2.Ci-joint la coupe transversale du tablier :



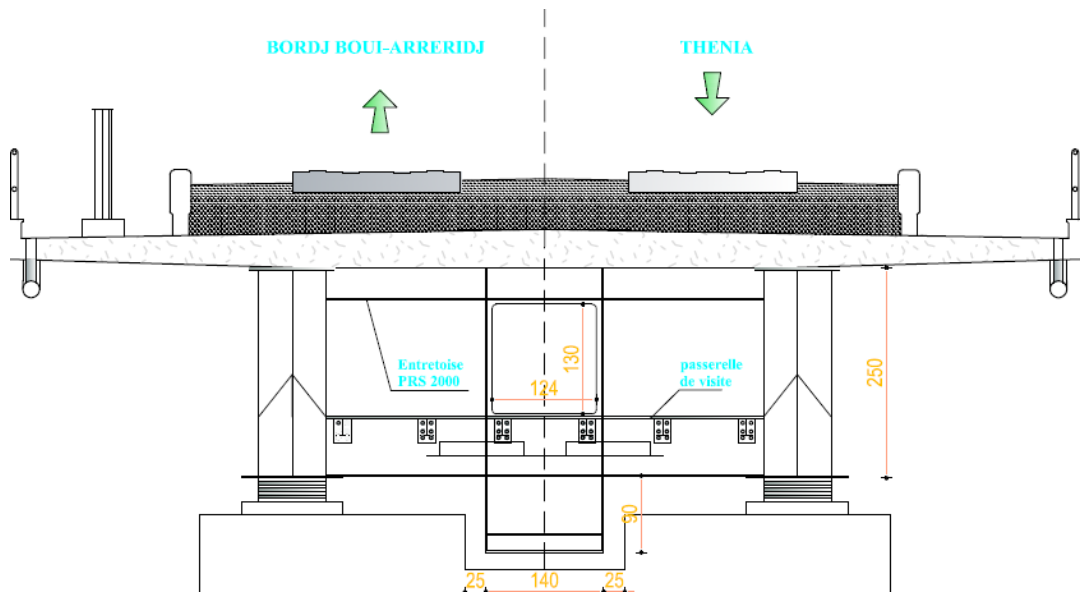


Figure 1.7 Coupe transversale du tablier

## CHAPITRE 2 :

# RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

2-1: Les ponts mixtes

2-2: Types de ponts mixtes

2-3: Liaison Acier - Béton

2-4 : Entretoisement des poutres

2-5 : Connexion dalle-poutre

2-6 : Avantages des ponts mixtes

### 2.1 LES PONTS MIXTES

L'intérêt principal de notre projet de fin d'étude concerne les ponts ferroviaires mixtes. Ce sont des structures qui combinent l'acier et le béton armé. Ce type de construction est très populaire en Europe et aux États-Unis.

La construction métallique possède d'incontestables atouts liés à l'excellent rapport poids/performance du matériau, à la fabrication de pièces en atelier dans des conditions optimales pour l'obtention de la qualité et à des processus de montage rapides. La baisse graduelle du prix de l'acier et la hausse des coûts de main-d'œuvre ont conduit les ingénieurs à simplifier au maximum la conception des structures, voire à abandonner certains types d'ouvrages. Cette forte tendance à la simplification a largement orienté la conception des ponts vers les ossatures mixtes constituées par une dalle en béton armé associée à deux ou plusieurs poutres métalliques en I [1].

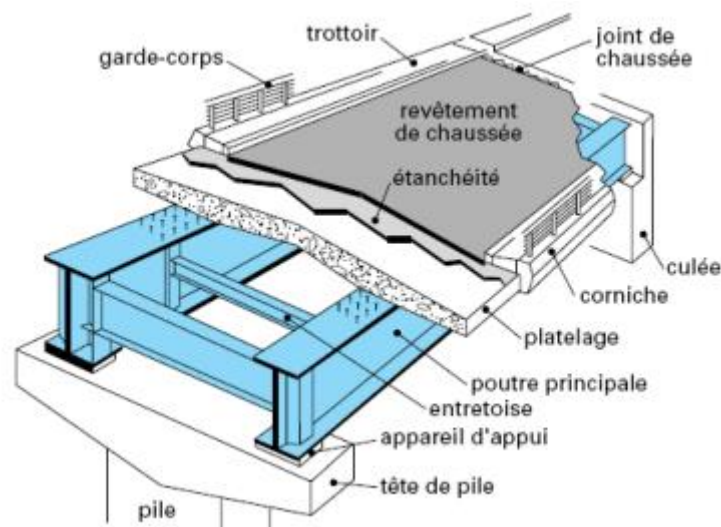


Figure 2.1 Tablier à ossature mixte

Les ponts alliant l'acier et le béton sont constitués de poutres porteuses en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton (élément secondaire). Connectée aux poutres métalliques ; la dalle de béton permet d'apporter la raideur nécessaire au pont pour le franchissement d'un véhicule circulant à grande vitesse. De plus, l'utilisation de ces deux matériaux permet de réaliser des ouvrages simples avec un minimum d'assemblage. Ainsi les problèmes de fatigue des assemblages, sièges de concentrations de contraintes cycliques, sont moins nombreux et la pérennité de ces constructions est mieux assurée [3].

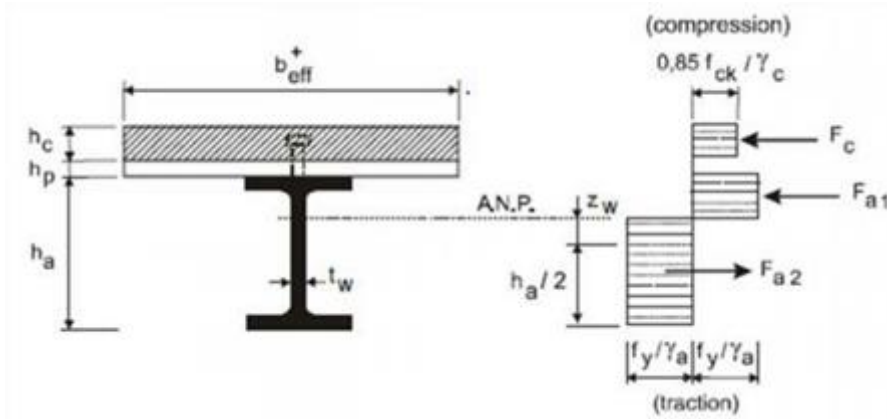


**Figure2.2 Pont routier métallique**



**Figure2.3 Pont mixte (Munich), Allemagne**

La construction mixte associe la dalle en béton à la résistance de la structure globale. Elle est bien connue aujourd'hui. La mixité acier béton utilise ces deux matériaux de la manière la plus satisfaisante. Le béton procure la raideur à la structure et une grande part de son poids propre. 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[3]



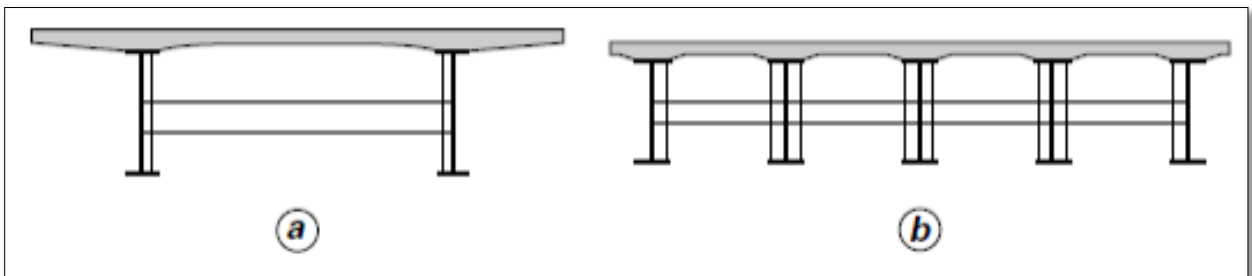
**Figure 2.4 Comportement plastique d'une poutre mixte connectée**

### 2.2. TYPES DE PONT MIXTES

La dalle de béton se conjugue en trois formes de poutraisons sous chaussée :

#### a) Poutres à âmes pleines (bipoutres et multi poutres) :

Le tablier bipoutre constitue le tablier métallique le plus simple avec un platelage en béton armé connecté à la poutraison (Figure2.5a), le bipoutre mixte est actuellement le type de tablier le plus économique. Le tablier multi poutre comprend plusieurs poutres espacées de 3 à 5m (Figure2.5 b), cette formule est généralement réservée aux tabliers très larges ou très élancés[1] .



**Figure 2.5 Tabliers bipoutres (a) et multi poutres(b)**



**Figure 2.6** Exemple d'un pont mixte bipoutre



**Figure 2.7** Exemple d'un pont mixte quadri poutre

### **b) Poutres en caissons :**

Dans sa forme la plus simple, la poutre en caisson comporte deux âmes, verticales ou inclinées, reliées à leur base par une tôle de fond raidie formant la semelle inférieure (Figure 2-7 et 2-8)

La semelle supérieure identique à celle du tablier à poutres est adaptée au type de platelage choisi. La semelle inférieure, largement mince, donc sensible à l'instabilité de voilement, est raidie par des raidisseurs longitudinaux et transversaux [1].



**Figure 2.8** Types de caissons



Figure 2.9 Poutre en caisson

### c) Poutres en treillis :

La poutre latérale en treillis est l'alternative à la poutre latérale à âme pleine et se substitue définitivement à elle (Figure 2-10), dès que la portée dépasse la soixantaine de mètres et pose problème du besoin en inertie flexionnelle pour contenir la déformabilité dans les limites admissibles [1].



Figure 2.10 Model tridimensionnel du tablier en treillis

## 2.3 LIAISON ACIER -BETON

La liaison de l'acier au béton doit présenter une « résistance complète », c'est-à-dire que le nombre de connecteurs doit être suffisant pour reprendre l'effort rasant maximal que chaque partie de la section transversale peut transmettre et ceci indépendamment des contraintes de cisaillement qui résultent du calcul de l'ensemble de la structure. Cette liaison doit présenter aussi une « résistance adéquate », signifiant que la liaison doit être capable de remplir sa fonction en suivant les déformations prévues par le calcul de la structure. Il est primordial d'utiliser une liaison flexible ou ductile, capable de s'adapter aux déplacements dus au transfert des efforts de cisaillement et aux glissements.

Il faut en outre, se préoccuper avec attention des effets locaux aux extrémités des poutres, dûs au fluage et au retrait du béton [4].

### 2.4 ENTRETOISEMENT DES POUTRES

Réparti de manière régulière sur la longueur du tablier, l'entretoisement se présente sous deux aspects :

- ✚ **Entretoisement souple** fait d'un profilé soudé sur les montants et placé environ à mi-hauteur des poutres (entretoise, Figure 2.11a) ou en partie haute sous le platelage (pièce de pont, Figure 2.11b).

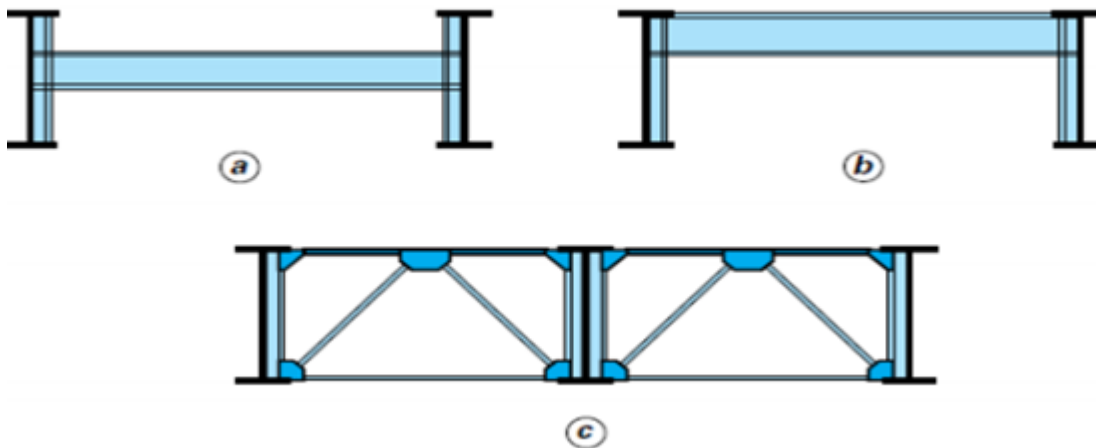


Figure 2.11 Entretien des poutres

- ✚ **Entretoisement rigide** de type triangulé (figure 2.11c) est fait de barres assemblées souvent par boulons (membres, diagonales et montants).

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

- ✓ La stabilisation des poutres contre le déversement,
- ✓ Le contreventement horizontal avec le platelage, pour le report des charges horizontales du vent sur les appuis,
- ✓ Répartition des charges entre les poutres principales en imposant le déplacement « en bloc » de l'ensemble des poutres, transmission des réactions d'appuis verticales et horizontales sur les lignes d'appuis, par un entretoisement spécial renforcé sur appuis [1].

### 2.5 CONNEXION DALLE – POUTRES

La connexion entre les deux parties du tablier mixte est d'importance essentielle. S'il n'y a pas de connexion adéquate, les deux pièces se comporteront indépendamment, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de calculs, lorsqu'ils sont correctement assemblés, les poutres métalliques et la dalle en béton agissent en tant que structure entière, augmentant considérablement l'efficacité de la structure. La connexion par goujons est souvent la plus



## CHAPITRE 2 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

utilisée (Figure 2.12 et Figure 2.13). Soudés à la semelle supérieure de la poutre métallique, les goujons sont généralement placés en rangées. L'espacement et le nombre par unité de longueur dépend de la force de cisaillement entre la poutre et la dalle.

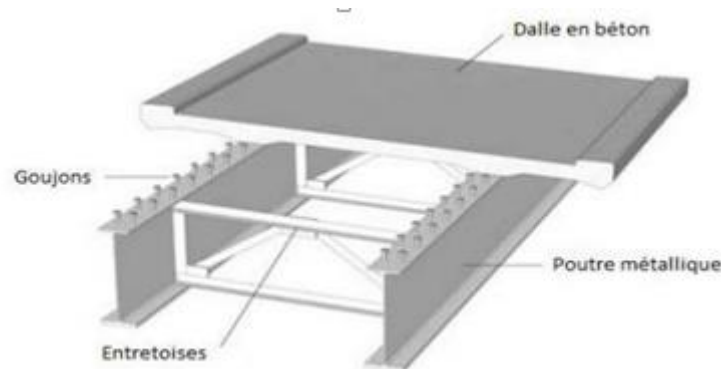


Figure 2.12 Connexion entre les poutres métalliques et la dalle



Figure 2.13 Connecteurs de type goujons

### 2.6 AVANTAGES DES PONTS MIXTES

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

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

## CHAPITRE 2 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

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

# CHAPITRE 3 :

## ETUDE DES VARIANTES

3-1: Introduction.

3-2: Choix du type d'ouvrage.

3-2-1: Variante 1: Pont mixte bipoutres.

3-2-2 : Variante 2: Pont à poutre monocaisson en béton précontraint , en encourbellment.

3-2-3 : Variante 3: Pont à poutre en béton précontraint.

3-3 : Analyse multicritères

3-4 : Aspect architectural des ouvrages d'art

### 3.1 INTRODUCTION

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art. Les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vu sa présence dans le site terrestre et maritime.

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions et à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré-dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de règles et, de normes européennes : les Eurocodes. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible. A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées

Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles

### 3. 2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, toute en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale. Lors de la conception d'un pont, les processus de décision des concepteurs sont conditionnés par des facteurs tels que les portées à surmonter, le système structural souhaité, les méthodes de construction, les coûts et également l'esthétique, d'où l'importance de chacun de ces facteurs dans un projet. Il n'y a pas d'ordre spécifique, c'est-à-dire qu'il n'existe pas deux projets de ponts identiques ni d'ordre imposé en ce qui concerne ces facteurs.

Notre objectif dans ce chapitre est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. L'examen de ces deux ensembles permet de retenir la solution qui apparaît en première vue comme la meilleure et qui fera ensuite l'objet d'étude plus approfondie.

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

- ✓ Profil en long de la voie.
- ✓ Position possible pour les appuis.
- ✓ La nature du sol « rapport hydrologique : hydrologie du oued (le débit) ».
- ✓ Le gabarit à respecter.
- ✓ La brèche de l'ouvrage.

Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

On peut envisager les trois variantes suivantes :

### 3.2.1 Variante1 : Pont mixte bipoutres :

L'introduction de l'acier a permis de réaliser des types de ponts qui n'étaient pas réalisables. L'évolution des caractéristiques mécaniques de l'acier, la résistance et la limite élastique ont permis de réaliser des ouvrages légers de grandes portées voir très importantes pouvant dépasser les 1000m.

La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

#### a) Forme de la section transversale

Le béton assure le rôle de table de compression et les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non glissement entre l'hourdis et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé)

Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement ,la dalle ainsi liée à l'ossature métallique de manière à intervenir dans la flexion générale.

On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble [1].

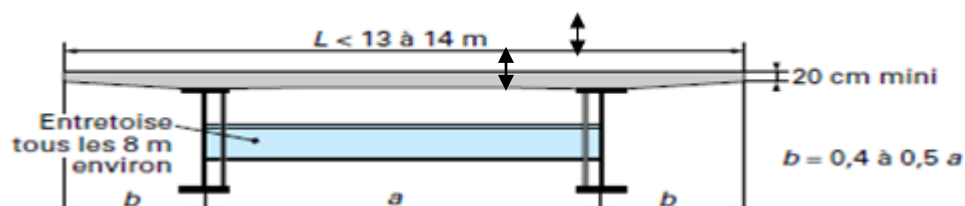


Figure3.1 Coupe transversale d'ouvrage.

#### b) Schéma statique :

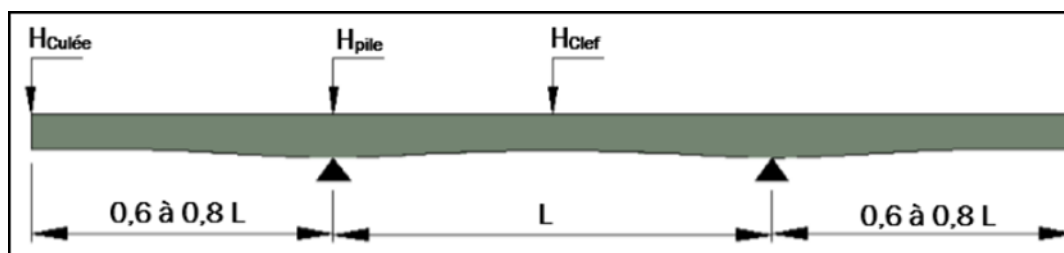
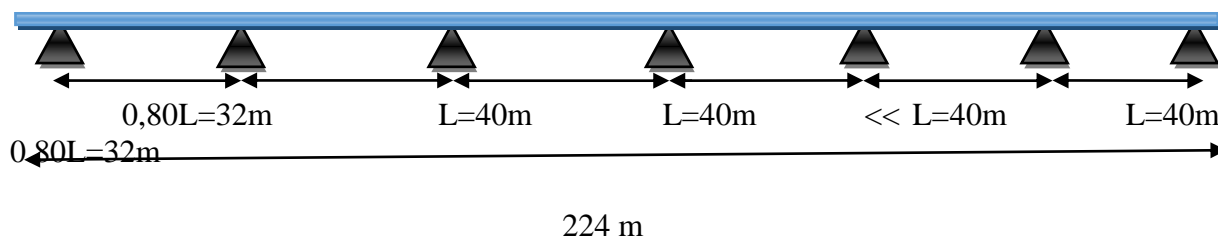


Figure 3.2 Répartition des travées

Pour notre projet le schéma statique se présente comme suit :

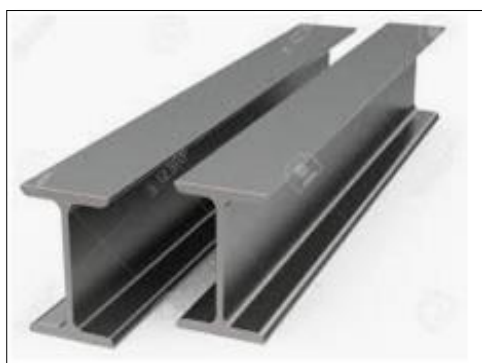


**Figure 3.3 schéma statique**

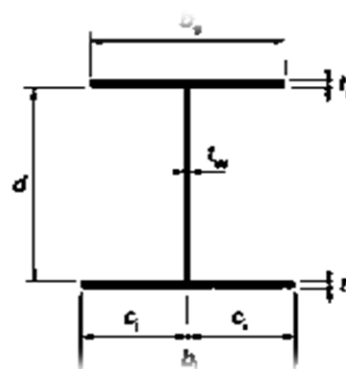
### c) Pré-dimensionnement de la poutre

Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple (Figure3.4).

Grâce aux poutres à âmes pleines, le concepteur est libre de choisir les dimensions de chaque semelle et celle de l'âme, Les semelles doivent être assez larges pour assurer leur stabilité durant la construction. L'âme est relativement de faible épaisseur car elle n'apporte pas une contribution efficace dans la résistance à la traction. Les poutres principales, en I espacées de 6,00 m, ont une hauteur de 2,50 m pour une portée assez classique de 40 m, ce qui donne un élancement moyen de 16 en ouvrage continu. L'entretoisement est assuré tous les 6 à 7 m par des diaphragmes porteurs de la dalle à laquelle ils sont connectés [1] .



**Photo 3.1 Poutre métallique en I**



**Figure 3.4 Section de poutre métallique**

### ✚ Elancement de poutres

Dans le cas des ponts ferroviaires, le rapport suivant  $L / h = 14$  à  $18$  peut être utilisé pour des portées comprises entre 30 m et 80 m. Dans notre cas on a opté pour  $L / H = 16$ , soit  $H=40 / 16= 2,50$  m on prendra  $H=2,50$  m.

### ✚ Epaisseur de l'âme des poutres :

- ✓ L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :
  - ✓ Résistance à la corrosion.
  - ✓ Résistance au cisaillement.
  - ✓ Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
  - ✓ Fatigue.

Un élancement de  $70 < d / t_w < 200$  est généralement utilisé.

- ✓ En travée :  $t_w = 16$  mm.
- ✓ En appuis :  $t_w = 25$  mm.

### ✚ Semelles

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

- a) résistance.
- b) instabilité.

Les semelles sont généralement dimensionnés pour être pleinement efficaces à l'état limite ultime, ce qui, selon EN1993 [2], équivaut à  $c / t < 10\varepsilon$  avec  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$

- ✓  $\varepsilon$  : coefficient de réduction plastique.
- ✓  $f_y$ : la valeur nominale de la limite élastique ( $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ )

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$ . Ceci conduit à utiliser des semelles d'épaisseurs généralement comprises entre 30 et 150 mm.

### ✚ Semelle supérieure en travée

La largeur de la semelle à mi- travée est fixée à 800mm, l'épaisseur à 30mm.

### ✚ Semelle supérieure sur appui

La largeur de la semelle est fixée à 800mm et l'épaisseur à 65mm.

### ✚ Semelle inférieure en travée

La largeur de la semelle à mi- travée est fixée à 1100 mm, l'épaisseur à 45mm.

### ✚ Semelle inférieure sur appui



La largeur de la semelle à mi- travée est fixée à 1100 mm, l'épaisseur à 85mm.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage.

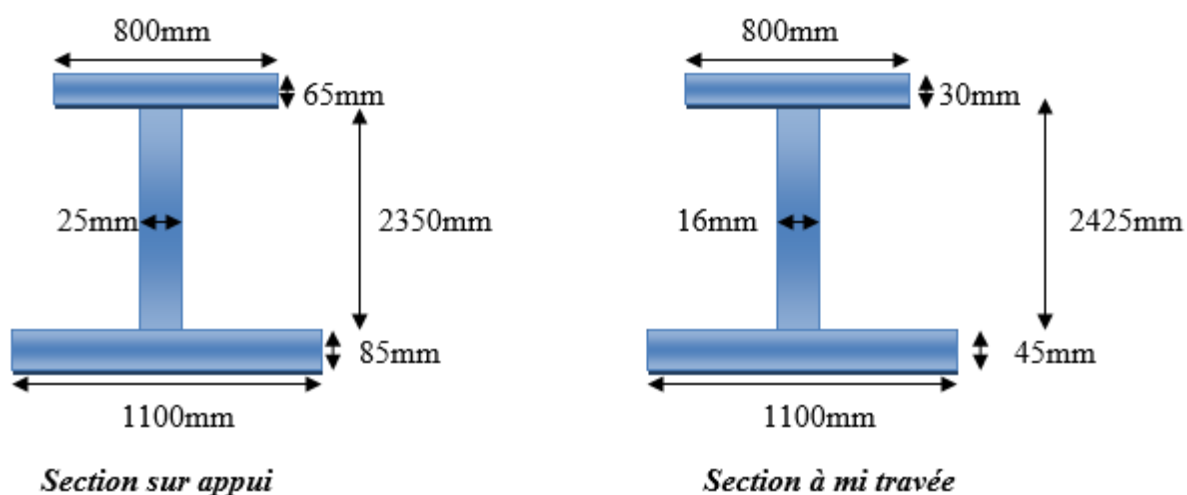


Figure 3.5 PRS à gauche (section sur appuis), à droite (section à mi- travée).

### c) Avantages et inconvénients :

#### ❖ Les avantages :

- ✓ Simplicité de mise en œuvre
- ✓ Rapidité d'exécution
- ✓ Légèreté du tablier
- ✓ Les poutres sont fabriquées en usine donc respect des normes métallurgiques
- ✓ Permet d'atteindre des portées importantes.
- ✓ Gain de temps (délai).

#### ❖ Les inconvénients :

- ✓ Le problème majeur des ponts métalliques et mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.
- ✓ La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- ✓ En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent sur la répartition des efforts intérieurs.

- ✓ Les sollicitations climatiques comme la différence de température entre le béton et l'acier influent surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.

### **3.2.2 Variante 2 : Pont à poutre mono-caisson en béton précontraint construit en Encorbellement**

La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne, ils sont de plus en plus souvent utilisés pour le franchissement de très grandes portées, et pour franchir des rivières larges et profondes ; des rivières à fortes crues ou pour construire des ouvrages possédant des piles de grande hauteur.

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce mode d'exécutions.

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol.

Ces ponts sont en général, construits à partir des piles en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs coulés en place ou préfabriqués, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

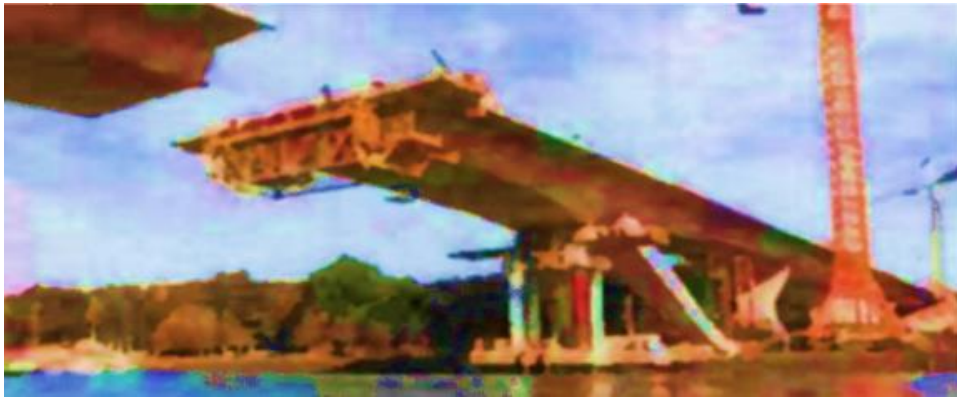


Figure 3.6 Pont en poutre mono-caisson en cours d'exécution

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autres de la pile considérée, on dit que l'on a construit «un fléau».

En règle générale ; lorsque le premier fléau est achevée ;on le solidarise immédiatement avec la partie exécutée sur cintre correspondante; cette opération s'appelle «clavage».

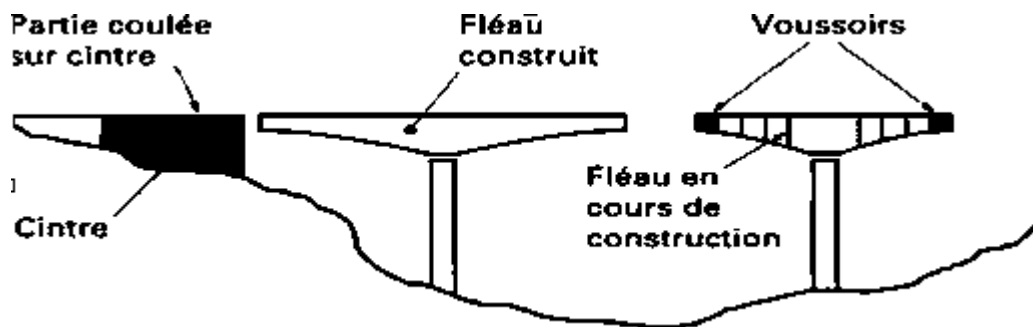


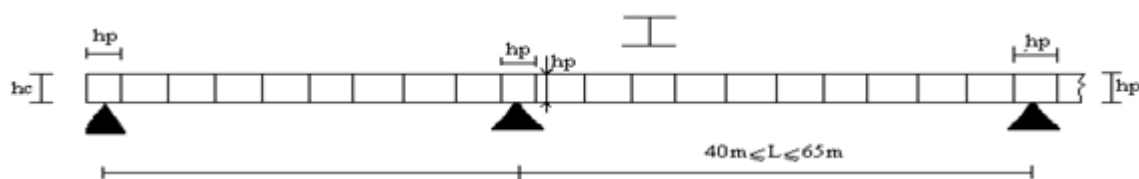
Figure 3.7 Principe de la méthode de construction en encorbellement

Dans les ouvrages de portée 40 à 65m, les ponts en béton précontraint construits en encorbellement sont généralement avec une hauteur constante. ( $h_p = h_c$ )

- $h_p$ : la hauteur du tablier sur pile
- $h_c$ : la hauteur du tablier sur culée

C'est le type qui convient pour des travées de longueur moyenne, mais une fois la portée grande, il faut construire le tablier avec une hauteur variable, pour des raisons économiques et esthétiques.

❖ Schéma statique d'un pont en béton précontraint construit en encorbellement :



**Figure 3.8 Schéma statique d'un pont en béton précontraint construit en encorbellement**

a) Pré dimensionnement de la poutre mono-caisson

❖  $L_T$ : largeur totale :

- $L_T = 12.80 \text{ m}$
- $L_I$  : largeur de la nervure de l'intrados
- $L_I = 0,5L_T = 6\text{m}$

❖  $h$  : hauteur de la dalle

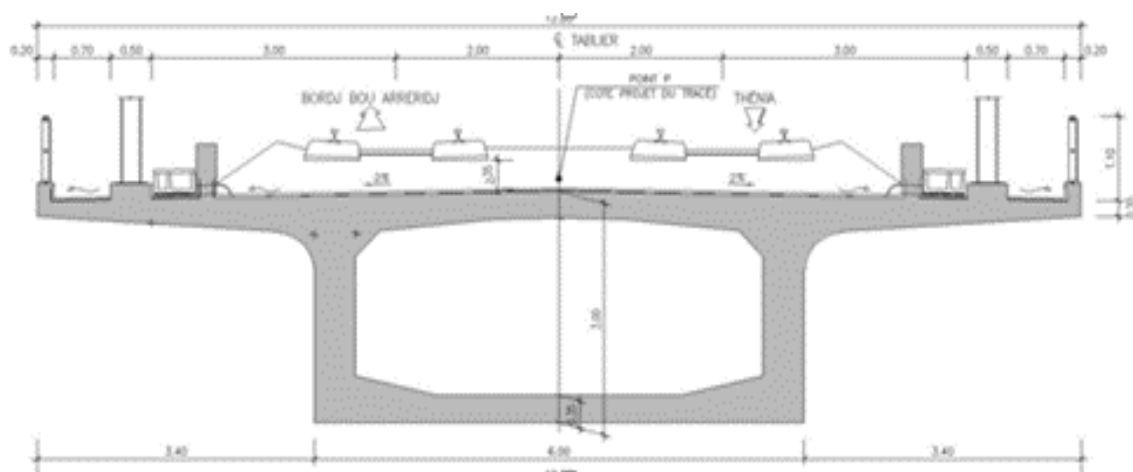
$L = 50\text{m}$  avec  $h = L/16$

Donc :  $h = 50/16 = 3.12\text{m}$  donc :  $h = 3.20\text{m}$

❖ Largeur de l'encorbellement :

$E = ((L_T - L_I)/2) = 3.40\text{m}$  donc  $E = 3.40 \text{ m}$

Soit  $e_1 > 15\text{cm}$  on prend  $e_1 = 20\text{cm}$



**Figure 3.9 Coupe transversale d'un pont en poutre mono-caisson.**

### **b) Avantages et inconvénients :**

#### ❖ **Les avantages :**

- ✓ La construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.
- ✓ La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses, ainsi en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires.
- ✓ La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, tous les profils en long et tracés en plan peuvent être construits sans difficultés.
- ✓ Enfin, la construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes.
- ✓ Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et, donc de réduire le coût du matériel de pose.
- ✓ Elle économise considérablement le coffrage et elle permet l'emploi de coffrages
- ✓ Le ferrailage demandant peu de façonnage, ne nécessite pas une main d'œuvre hautement qualifiée, exception pour la précontrainte.
- ✓ S'adapte mieux pour les ponts biais.
- ✓ Une meilleure utilisation de la main d'œuvre puisque'il n'y a pas de béton inutile, le béton situé autour des armatures de précontraint est toujours comprimé, donc on limite ainsi le risque de corrosion des aciers.

#### ❖ **Les inconvénients :**

- ✓ A portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.
- ✓ Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au

chantier. Bien évidemment, lorsque les voussoirs sont préfabriqués, l'importance de ces tâches diminue.

- ✓ Lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et/ou celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.
- ✓ Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites.
- ✓ Le découpage en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent aussi les différences de teinte entre deux voussoirs successifs.
- ✓ Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- ✓ La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

### 3.2.3. Variante 3 : Pont à poutres en béton précontraint

La précontrainte est certainement l'innovation la plus importante de notre siècle dans le domaine des structures en béton, elle tient actuellement une large place dans le domaine des structures en béton. Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction.

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction

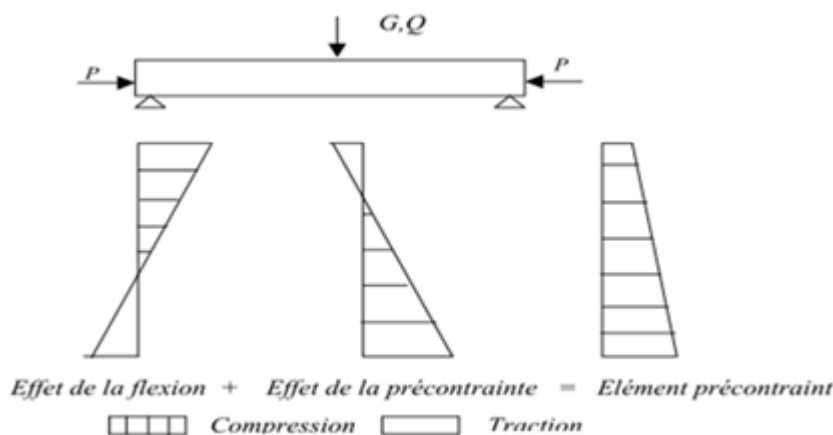


Figure 3.10 Elément précontraint

On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres

➤ **Les ponts à poutres précontraintes par pré-tension :**

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton, utilisé pour des portées allant de 10m à 35m.

➤ **les ponts à poutres précontraintes par post-tension :**

Le procédé de la post-tension consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 35mètres.

On va s'intéresser à la précontrainte par post-tension à cause de l'avantage qu'elle fournit par rapport à l'utilisation du béton sur de grandes portées, allant de 30 à 45 m.

a) **Pré-dimensionnement :**

Dans ce cas on optera pour un système isostatique de six (06) travées : deux (2) travées de rives de 36,80m de longueur chacune, et quatre (4) travées centrales de 37,60m de longueur chacune.

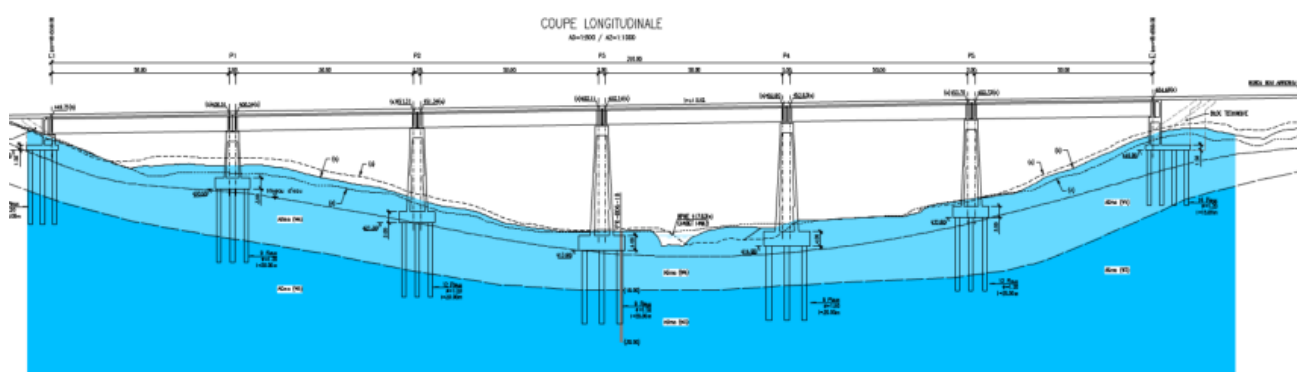


Figure 3.11 Coupe longitudinale du pont à poutre précontrainte par post-tension.

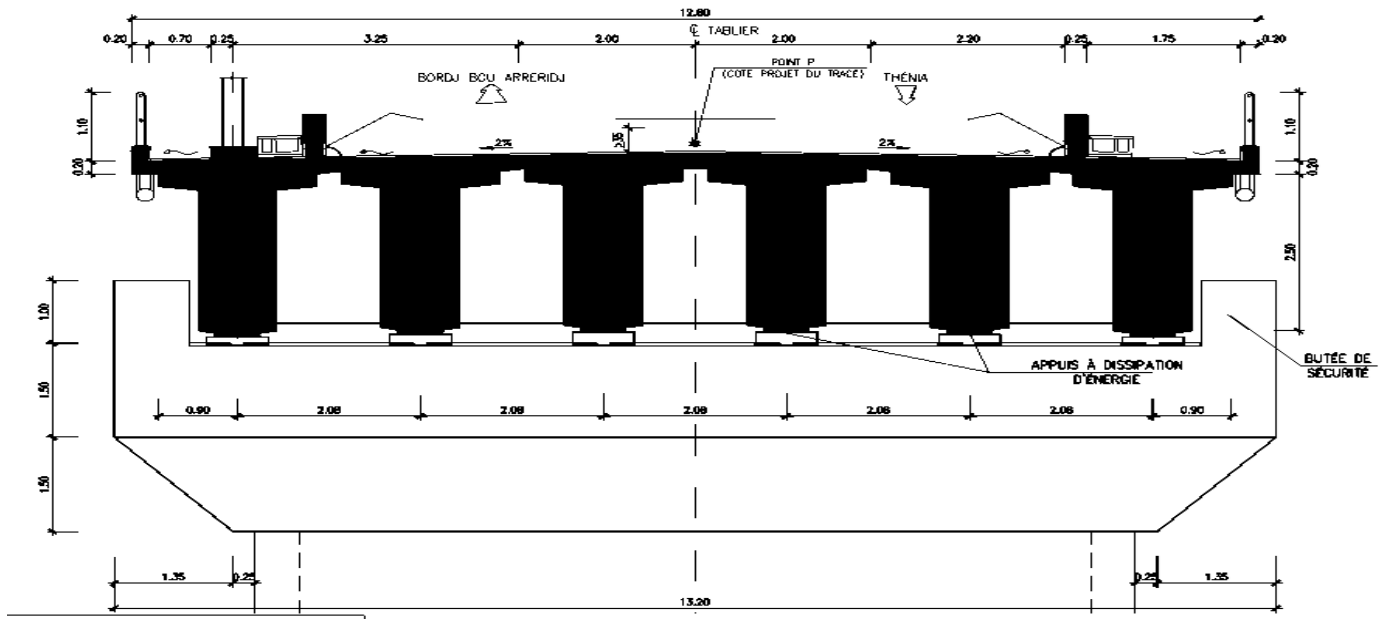


Figure 3.12 Coupe transversale du tablier

### ✚ Elancement des poutres

$$L/18 < h_t < L/14$$

$$L = 37,6\text{m}$$

$$\text{donc } 2,08 < h_t < 2,68\text{m} \quad \Rightarrow \quad h_t = 2,50\text{m}$$

### ✚ Nombre de poutre(N)

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

entre les poutres .
$$N = \frac{L_a}{E} + 1$$

$L_a$  : La largeur du tablier 12, 80 m moins  $1,1 \times 2 = 10,60$  cm.

$E$  : l'espacement entre les poutres.

$$\text{Avec } 1,5 \leq E \leq 2,5\text{cm.}$$

On prend  $E = 2,08\text{cm}$ .

$$N = \frac{10,60}{2,08} + 1 = 6,09 \quad \text{on prend } N = 6$$



### ✚ Largeur de la table de compression :

$$0,6ht \leq b \leq 0,7ht$$

On prend :  $b = 1,79m$

### ✚ Epaisseur de table de compression(e) :

$$12 \leq e \leq 15cm.$$

Donc :  $e = 20cm$

### ✚ Largeur du talon ( $L_t$ ) :

$$50 \leq L_t \leq 80cm$$

Pour la valeur  $L_t$  on prend 88cm, cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte :  $L_t = 88cm$

### ✚ Epaisseur du talon et:

On prend :  $e_t = 30cm$

### ✚ Epaisseur de l'âme en travée ( $b_0$ ) :

$$b_0 \text{ est donné par: } 18cm \leq b_0 \leq 25cm$$

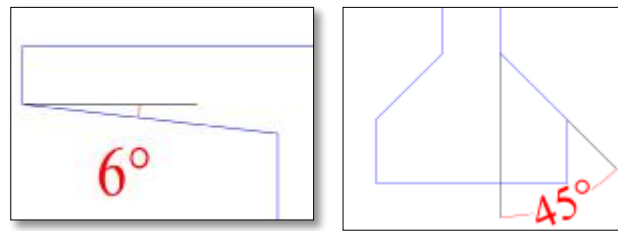
On fixe :  $b_0 = 24cm$

### ✚ Epaisseur de l'âme à l'about ( $b_0$ ) :

On fixe :  $b_0 = L_t = 88cm$

### ✚ Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre :  $45^\circ < \theta < 60^\circ$



- **Les angles des goussets**

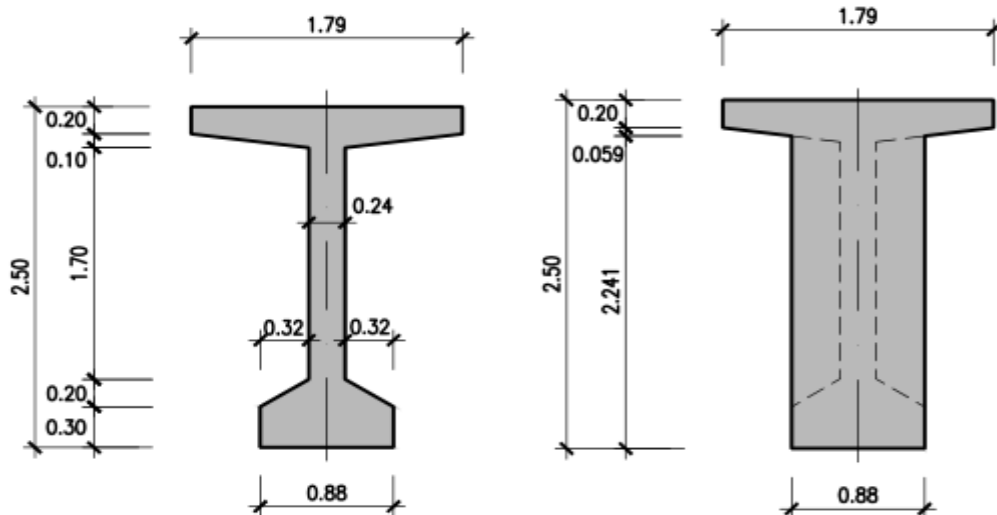
Gousset du talon : Entravée :  $\theta=45^\circ$  et  $e_3=20\text{cm}$

Gousset de la table de compression : Entravée :  $\theta=6^\circ$  et  $e_1=10\text{cm}$

Sur appui :  $\theta = 6^\circ$  et  $e_1=10\text{cm}$

Hourdis (la dalle)  $h_0:20\text{cm} \leq h_0 \leq 30\text{cm}$

On fixe  $h_0= 20\text{cm}$



Coupe de section à mi- travée

coupe de section sur appui

**b) Avantages et inconvénients :**

❖ **Avantages**

- ✓ Une meilleur utilisation de la matière puisque il n'y a pas de béton inutile.
- ✓ L'effort de précontraint agissent en sens inverse des charges extérieurs limites les déformées.

- ✓ La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- ✓ La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.
- ✓ Eviter en principe les fissurations
- ✓ Le pont à poutres en B.P ne nécessite pas beaucoup d'entretien.
- ❖ **Inconvénients :**
- ✓ Poids très important
- ✓ Nécessite une main d'œuvre qualifiée pour la précontrainte
- ✓ Perte économique (cout et délai)

### 3.3 ANALYSE MULTICRITERES

Lors de la conception d'un pont, les processus de décision des concepteurs sont conditionnés par des facteurs tels que les portées à surmonter, le système structural souhaité, les méthodes de construction, les coûts et également l'esthétique, d'où l'importance de chacun de ces facteurs dans un projet. Il n'y a pas d'ordre spécifique, c'est-à-dire qu'il n'existe pas deux projets de ponts identiques ni d'ordre imposé en ce qui concerne ces facteurs.

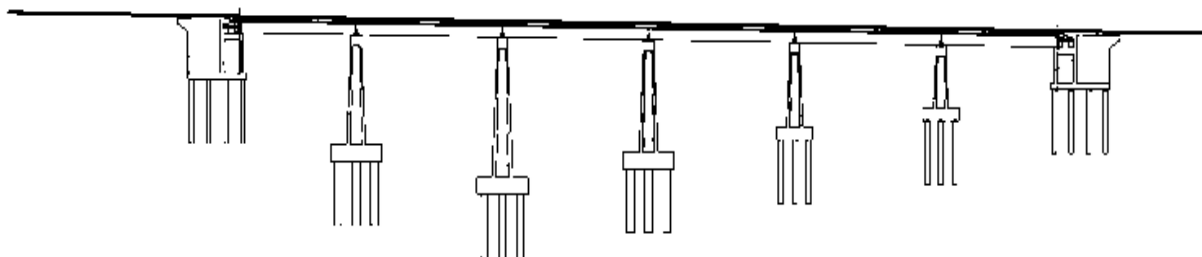
Une présentation de variantes consiste à mener une étude comparative entre deux ou plusieurs variantes et d'en choisir une qui réponde techniquement et économique aux exigences du projet et qui fera ensuite l'objet d'une étude approfondie en vue de fournir les notes de calcul, les plans d'exécution.

Dans notre cas, on effectue une étude comparative de Trois (3) variantes de pont :

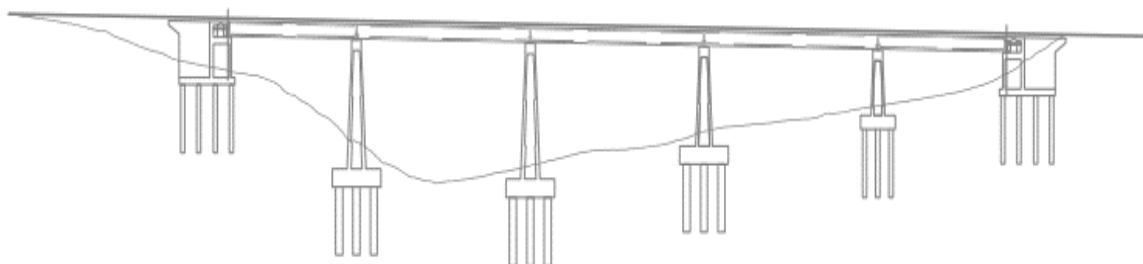
**Variante 1 :** Pont mixte bipoutres

**Variante 2 :** Pont en poutre mono-caisson en béton précontraint construit en encorbellement

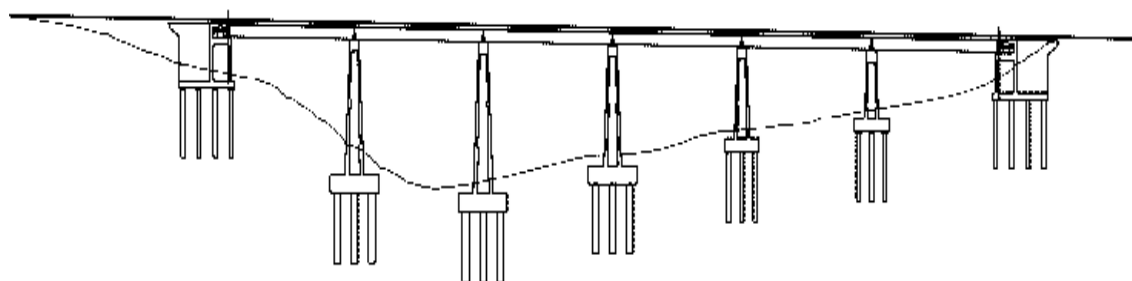
**Variante 3 :** Pont à poutres en béton précontraint



**Variante 01** : Pont mixte bipoutres



**Variante 2** : Pont en poutre mono-caisson en béton précontraint construit en encorbellement



**Variante 3** : Pont à poutres en béton précontraint

**Figure 3.13** Les trois variantes de pont

**Tableau 3-1** : Estimation financière de chaque variante

Prix unitaire en euros (hors taxes)	€/m <sup>2</sup>	€/ml	Montant HT
Mixte	1 300,00	16 640,00	3 727 360,00
Caisson	1 550,00	19 940,00	4 466 560,00
B-P	1 320,00	16 896,00	3 784 704,00

**Tableau 3-2 : Critères de choix**

Variantes	Economie	Comportement structural	Aspect architectural	Entretien/durabilité	Méthode de construction, délais	Matériaux (monolithe, léger)	total
	25%	25%	15%	15%	10%	10%	100%
Mixte	18	16	16	15	17	16	16,45
Caisson	15	17	17	17	15	17	16,30
B-P	17	15	16	16	16	16	16,00

### c) Conclusion

Après avoir recensé l'ensemble des données relatives à notre ouvrage, il est important d'examiner la marge disponible sur ces données, ce qui permet de mettre en évidence les contraintes qui ressortent de cette analyse :

**\* Pour le pont mixte** : les points sensibles de cette variante sont « l'économie, exécution et le délai » :

- Pour l'économie : Pont économique par rapport aux autres variantes
- Pour l'exécution : rapide à réaliser et ne nécessite pas une main d'œuvre qualifiée.
- Pour le délai : délais court par rapport aux autres variantes.

**\* Pour le pont caisson** : les points sensibles de cette variante sont « l'économie, exécution et le délai » :

- Pour l'économie : procédure de réalisation coûteuse.
- Pour l'exécution : nécessite des moyens importants et spéciaux et une main d'œuvres qualifiées.
- Pour le délai : délais important par rapport aux autres variantes.

**\* Pour le pont à poutres en béton précontraints** : les points sensibles de cette variante sont « comportement structural, l'économie, exécution » :

- ✓ Pour le comportement structural : Pont lourd
- ✓ Pour l'économie : procédure de réalisation coûteuse.
- ✓ Pour l'exécution : nécessite des moyens importants et spéciaux et une main d'œuvres qualifiées.

Le choix de la solution (pont mixte acier-béton) résulte de critères techniques et économiques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et la légèreté de la superstructure et d'adaptation des structures des tabliers, le mode de construction, les

dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage. Aussi cette solution est de plus en plus considérée comme solution la plus compétitive sur les ponts routiers et ferroviaires actuels, au détriment des solutions en béton armé précontraint qui étaient préférées jusqu'à récemment.

Donc, parmi les trois solutions proposées nous en venons à choisir la variante **N°01(Pont mixte)**, qui fera l'objet de notre étude.

### 3.4. ASPECT ARCHITECTURAL DES OUVRAGES D'ART :

L'insertion d'une infrastructure linéaire dans le paysage marque toujours une espèce de blessure.

Quand même, notamment les ponts, ont été toujours l'objet d'admiration par les peuples et marquent d'une manière spectaculaire les vallées ou voies traversées. En conséquence le traitement architectural des divers éléments est pleinement justifié. Le pont doit valoriser le paysage. Seulement l'intervention été conditionnée par une préoccupation d'économie et une facilité de construction :

- Faire un traitement architectural des piles ;
- Proposer une couleur pour les éléments en acier du tablier, de façon à valoriser les ouvrages et contribuer à sa meilleure intégration dans le paysage.

Les options prises ont comme préoccupation aussi de trouver des solutions de valorisation à cout réduit , sans aggraver aussi les couts de maintenance.

- ✓ Les situations présentées sont des ouvrages en campagne ou traversant des voies de communication, sans les soucis d'intégration dans un environnement urbain. La solution d'intervention proposée c'est centré sur les piles (leur forme) et les chevêtres qui ont subi une évolution marquée par l'inclinaison de leurs faces latérales, ce qui marque la légèreté du chevêtre par la réflexion de la lumière.

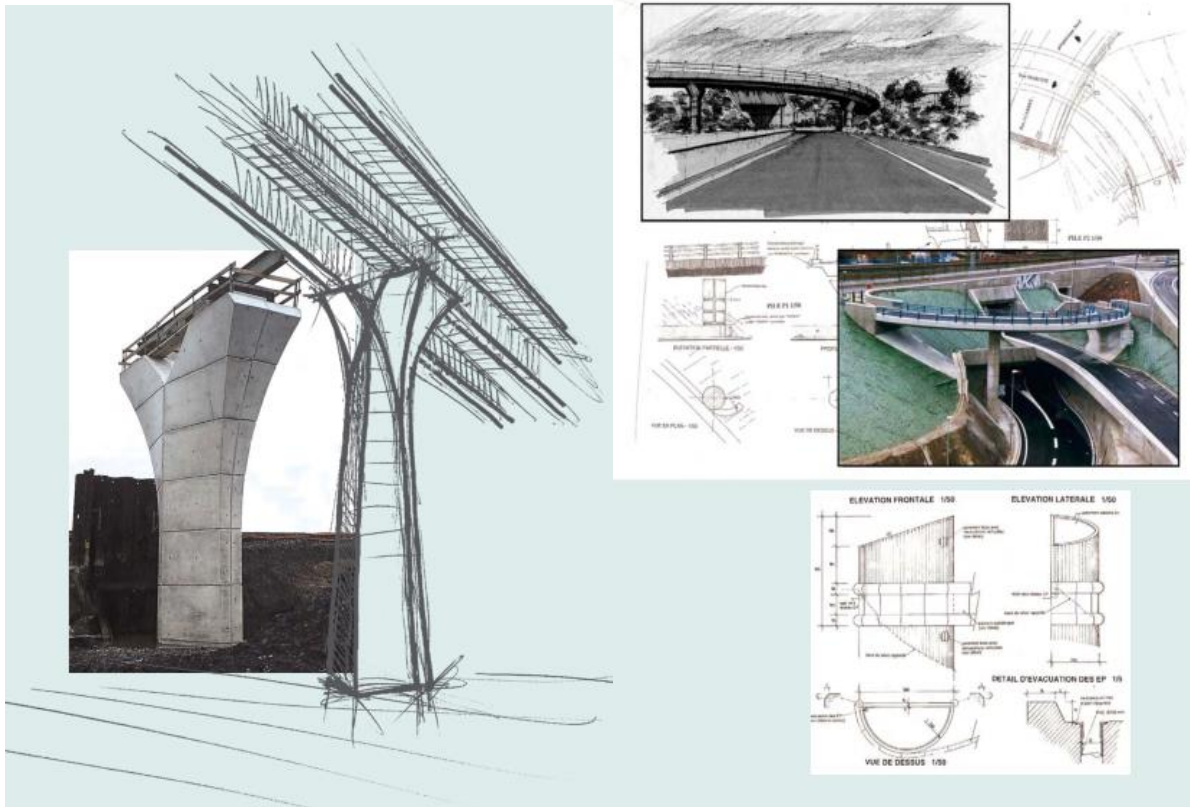


Photo 3.2 L'art du dialogue entre ingénieur et architecte (L'architecte met en scène un espace)

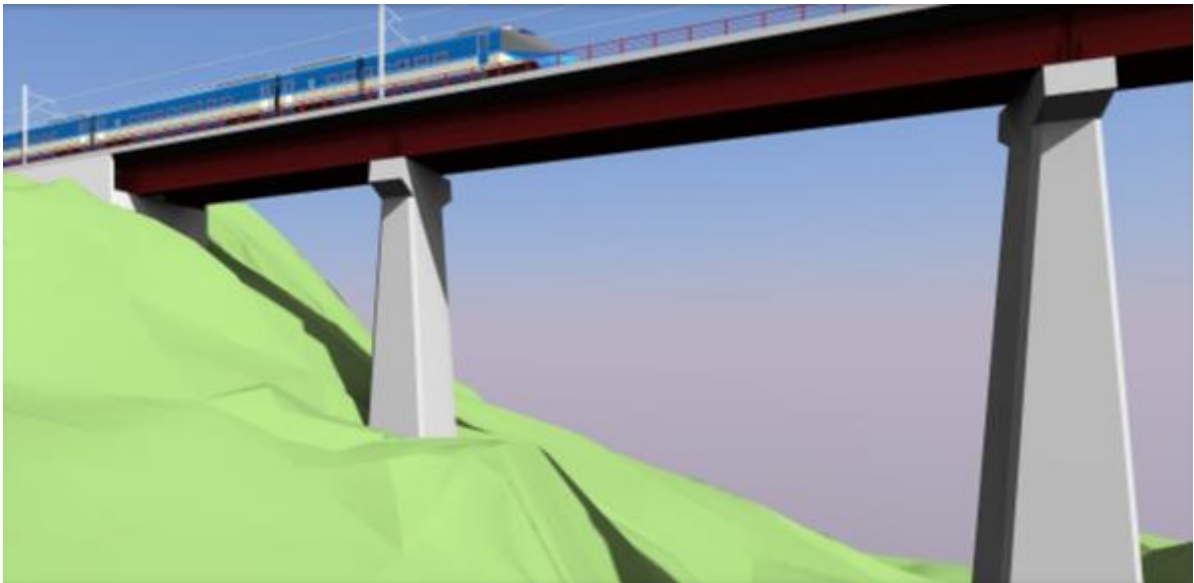
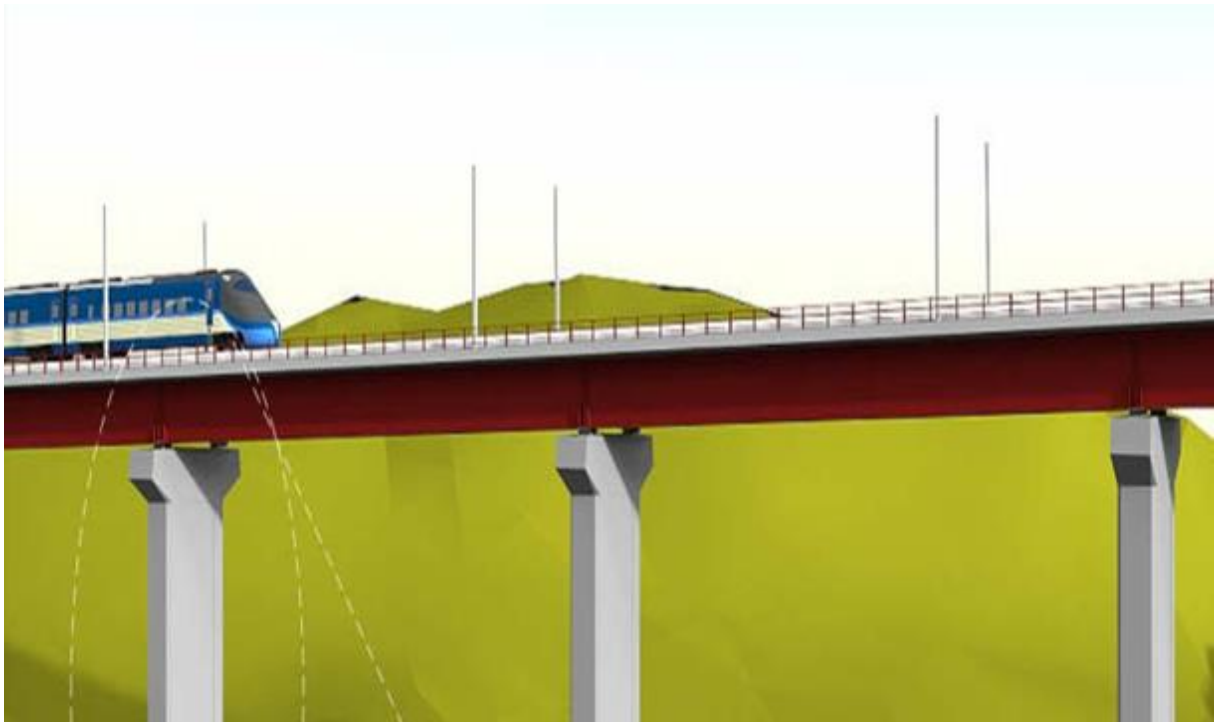


Photo 3.3 Aspect architectural (forme des structures)

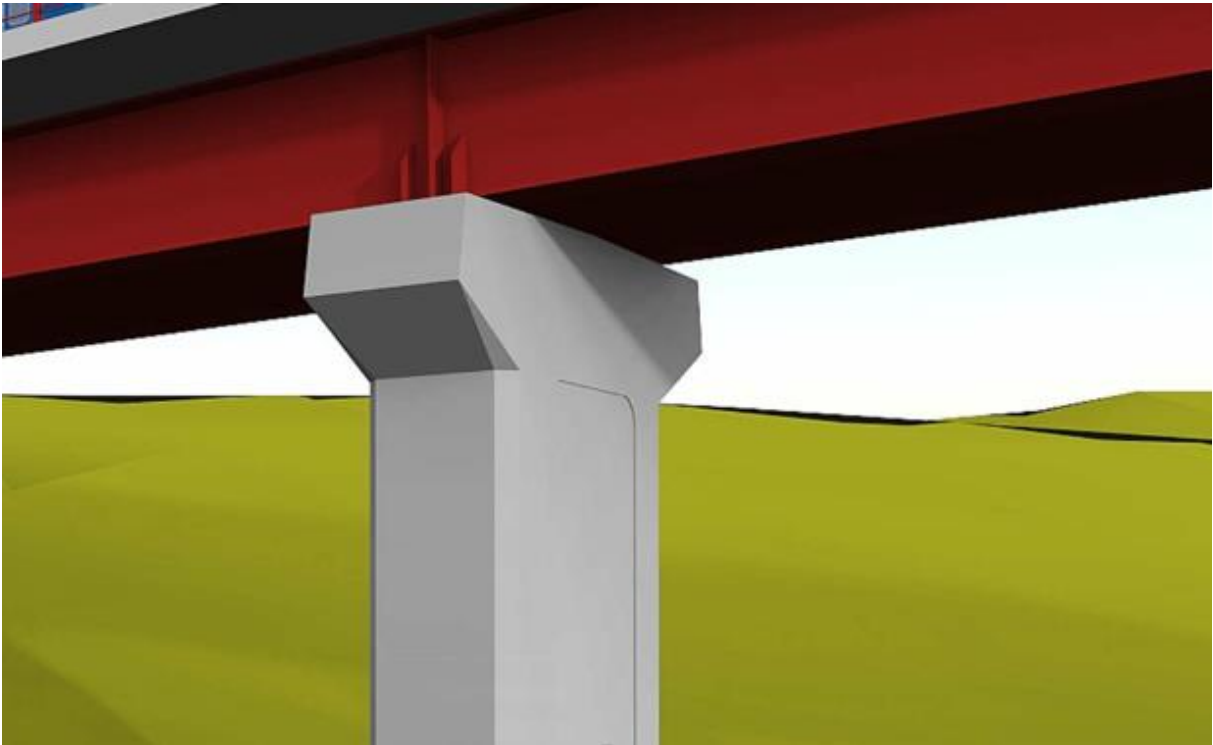


**Photo 3.4 Aspect architectural (intégration dans l'environnement)**



**Photo 3.5 Aspect architectural (la couleur des structures)**





**Photo 3.6 Aspect architectural (Liaison)**

**PARTIE 2 :**  
**ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE**

# **CHAPITRE 4 :**

## **CARACTERISTIQUES DES**

### **MATERIAUX**

4-1: Béton

4-2: Acier pour béton armé

4-3: Acier pour construction métallique

### 4.1 BETON

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

Les bétons sont conformes à la norme NF EN 206-1 [5].

➤ Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 Jours

➤ Le béton est de classe 40/50 pour la superstructure et C30/37 pour l'infrastructure.

**Tableau 4-1 : le type de béton adopté pour chaque élément structural,  
selon la Norme NF EN-206-1**

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

#### a) Poids volumique

La masse volumique du béton armé :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ .

#### b) Les caractéristiques mécaniques du béton :

##### ❖ La résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression du béton ( $f_{cj}$ ) est la caractéristique la plus importante, elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton.

Cette résistance varie avec l'âge  $j$  du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours ( $f_{c28}$ ).

On peut admettre une résistance au plus égale à  $1,10 f_{c28}$  lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours (bétons non traités thermiquement dont  $f_{c28}$  ne dépasse pas 40MPa).

Pour ce projet on opte :

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

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

##### ❖ La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

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

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

### c) Contraintes admissibles :

Nous fixons les valeurs des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage ces contraintes sont appelées contraintes admissibles.

#### ❖ Contraintes admissibles à la compression :

##### ➤ Calcul à l'ELU :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

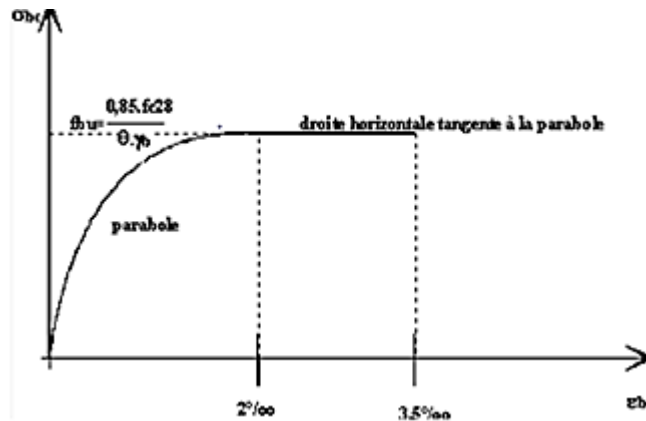


Figure 4.1: Diagramme parabole rectangle du béton

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

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

Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1 & t > 24 \text{ heures} \\ 0,9 & 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0,85 & t < 1\text{h} \end{cases} \quad t : \text{durée d'application de la charge.}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{En situations accidentelles.} \\ 1,5 & \text{En situations durables ou transitoires.} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 29,56 \text{ MPA. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 40 \text{ MPA.} \\ 22,66 \text{ MPA. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 40 \text{ MPA.} \\ 22,17 \text{ MPA. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 30 \text{ MPA.} \\ 17 \text{ MPA. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 30 \text{ MPA.} \end{cases}$$

- **Calcul à l'ELS : Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique :**

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5f_{c28} & \text{en service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

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

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

### d) Déformation du béton :

Déformation longitudinale E : On définit deux modules de déformation pour le béton

Module de déformation instantanée  $E_{ij}$  (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 22000 \sqrt[3]{\frac{f_{cj}}{10}} \quad (\text{MPa})$$

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

Pour notre cas :

$$j=28\text{Jours} \begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPA.} & \begin{cases} E_{i28} = 37619,47 \text{ MPA} \\ E_{v28} = 12653,82 \text{ MPA} \end{cases} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPA.} & \begin{cases} E_{i28} = 34179,55 \text{ MPA} \\ E_{v28} = 11496,76 \text{ MPA} \end{cases} \end{cases}$$

Déformations transversale G : Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où :

$\nu$  : représente le coefficient de poisson

E : module élastique longitudinale

### e) Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se

## CHAPITRE 4 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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 :

$\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré.

$\nu = 0$  pour un béton fissuré.

### 4.2 Aciers pour béton armé

Les aciers utilisés dans les ouvrages mixtes (acier-béton) sont de deux natures différentes :

#### a) Armatures du béton armé :

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Les aciers utilisés sont du type S500NR, sa limite élastique égale à  $f_e = 500$  MPA.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

#### ❖ La limite élastique :

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

$$\gamma_s = \begin{cases} = 1 & \text{en situation accidentelle} \\ = 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

#### ❖ Contraintes admissibles :

➤ ELU :

$$F_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{D'où} \quad F_{su} = 434,78 \text{ MPA}$$

➤ ELS :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( (2/3) ; 110 \sqrt{(\eta \cdot f_t 28)} \right) = 240,99 \text{ MPA}$$

(Fissuration préjudiciable) pour la superstructure.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( (2/3) f_e ; 110 \sqrt{(\eta \cdot f_t 28)} \right) = 215,55 \text{ MPA}$$

(Fissuration préjudiciable) pour l'infrastructure.

**Tableau 4-2 : Résumé des caractéristiques de calcul :**

Etat considère	ELS	ELU
Fissuration peu nuisible	Rien à vérifier	
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \inf(2/3 f_e ; 110 \sqrt{n F_t j})$ où $n=1$ pour RL $n=1.6$ pour HA	$F_{su} = f_e / \delta_s$ où $\delta_s = 1.15$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \inf(f_e / 2 ; 90 \sqrt{n F_t j})$	

### b) Enrobage des aciers

C'est une protection des armatures, leurs valeurs varient selon leur domaine d'application, le tableau ci-dessous nous donne les valeurs de l'enrobage A.

**Tableau 4-3 : Les enrobages minimaux et nominaux des armatures passifs**

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

### 4.3 Aciers pour construction métallique

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 classés en trois catégories :

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

**Tableau 4-4 : Les limites d'élasticité de l'acier en fonction des épaisseurs :**

Epaisseur (mm)	$\leq 16$	$16 \leq e \leq 40$	$40 \leq e \leq 63$
S355 ( $\sigma_e$ en MPa)	355	345	335
Epaisseur (mm)	$63 \leq e \leq 80$	$80 \leq e \leq 100$	$100 \leq e \leq 150$
S355 ( $\sigma_e$ en MPa)	325	315	295

L'acier utilisé pour les poutres **PRS** est le **S355**, la limite élastique est donc :  $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$

Pour les poutres, on utilise des profilés reconstitués soudés (PRS).

#### ❖ les contraintes admissibles :

- Traction simple :  $\sigma_a = (3/4) \sigma_e = 266,25 \text{ MPA}$
- Cisaillement :  $\tau = 0,6 \times \sigma_e = 213 \text{ MPA}$
- Compression simple :  $\sigma_a' = (2/3) \sigma_e = 236,66 \text{ MPA}$

#### ❖ Conventions de signes

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



# CHAPITRE 5 :

## CARACTERISTIQUES DU TABLIER

5-1: Prédimensionnement

5-1-1: Dalle

5-2: Equipements du pont ferroviaire

5-2-1: Dispositifs de retenue.

5-2-2: Ballast.

5-2-3: Traverses.

5-2-4: Rail.

5-2-5: Appareils d'appuis.

5-2-6: Joints de dilatation

### 5.1 PRE DIMENSIONNEMENT

De toutes les formes de tablier métalliques, le **bipoutre mixte** à entretoises est le plus économique, ce mode de construction présente plusieurs avantages par rapport aux tabliers traditionnels à poutres multiples, dont les principales sont :

Le premier est un gain sur le tonnage d'acier dû à un meilleur rendement des sections d'acier mises en œuvre. En effet, la répartition des charges entre les deux poutres est sans ambiguïté et permet d'ajuster la résistance en flexion de chacune des poutres au plus près des besoins, sans excès de matière. Même remarque en ce qui concerne les âmes d'un bipoutre : avec un élanement plus faible, l'âme du bipoutre possède un meilleur comportement vis-à-vis du risque d'instabilité par voilement.

Le second avantage est un gain sur les coûts de construction : on observe une réduction des dépenses de fabrication, de transport, de montage ainsi que de la protection anticorrosion en raison, tout simplement, de la diminution du nombre des poutres à réaliser et d'une grande simplification dans le dessin et l'assemblage des éléments transversaux d'entretoisement [1].

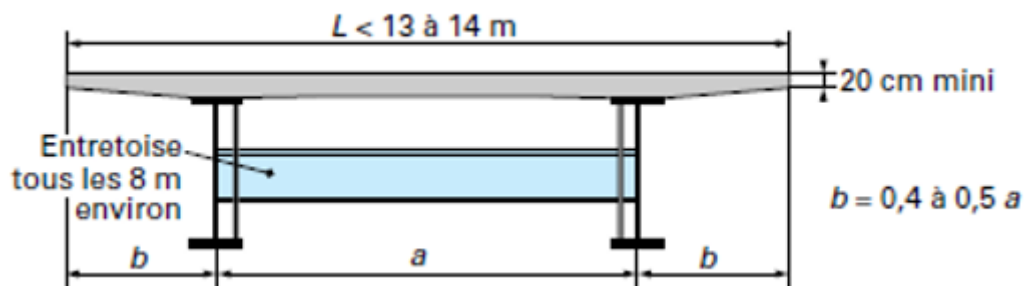


Figure 5.1 Tablier en bipoutres mixte à entretoise

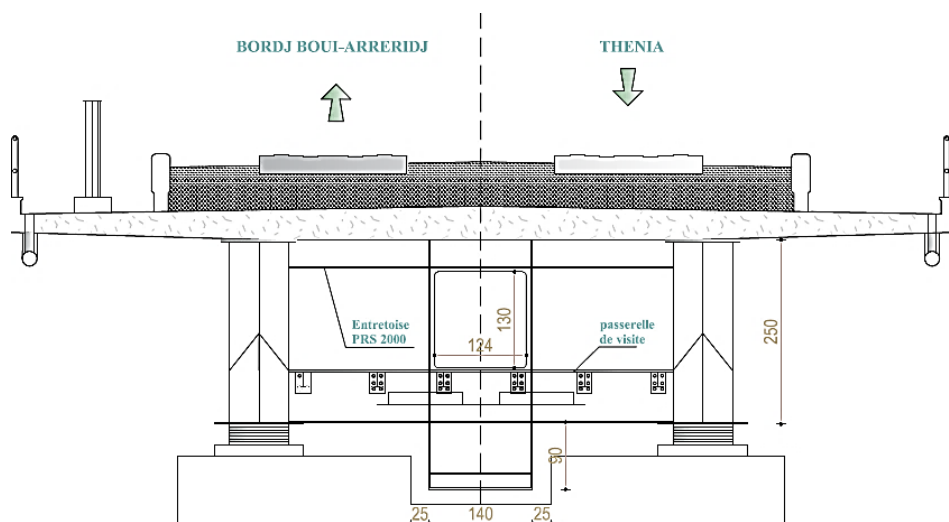


Figure 5.2 Coupe type du tablier

### 5.1.1 DALLE

La dalle mixte est une solution pour résoudre les problèmes des grands franchissements en pont-rail du fait qu'elle est légère. Dans notre cas, la dalle est constituée en béton armé, elle assure le rôle de table de compression, relié à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

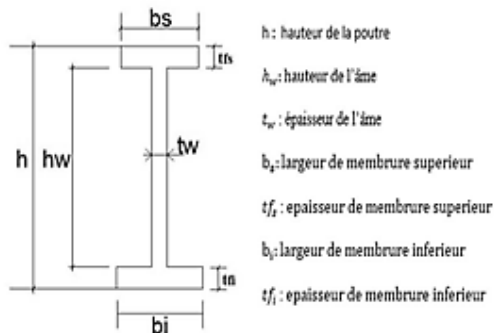
Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale. On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble.

C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement. Pour les ponts ferroviaires l'épaisseur de la dalle est comprise entre 30 et 45 Cm, pour notre projet on prend une épaisseur de 40cm, en assurant un élancement total (poutre +dalle) de 1/14 [3].

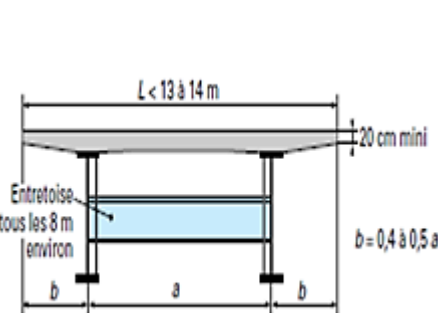
#### a) CHOIX DES POUTRES PRINCIPALES :

Nous avons opté pour des poutres reconstituées soudées (PRS), à âmes pleines, ce qui laisse le libre choix au concepteur des dimensions de chaque semelle et celle de l'âme. Les semelles doivent être assez larges pour assurer leur stabilité durant la construction. L'âme est relativement de faible épaisseur car elles n'apportent pas une contribution efficace dans la résistance à la traction.

Deux poutres de pleine épaisseur, dont la liaison avec la dalle de béton se fait par des connecteurs renforcés transversalement et longitudinalement [1].



**Figure 5.3** Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations



**Figure 5.4** Tablier en bipoutres mixte à entretoise

L'écartement des poutres  $a$  est de l'ordre de  $0.5 \times$  la largeur de l'ouvrage (12,80m), soit 6.4m on prend donc :  $a = 6 \text{ m}$ , et  $b = 3.4 \text{ m}$

Dans le système hyperstatique, le moment fléchissant est négatif est maximal sur les appuis de piles, ainsi que l'effort tranchant, ce qui nous amène au pré dimensionnement suivant :

L'élanement de la poutre est compris entre  $L/18$  et  $L/14$  (avec  $L$  : longueur de la travée égale à 40m).

Donc on prend l'élanement de l'ordre de  $L/16$ , soit

$$\boxed{h = 2.50 \text{ m}}$$

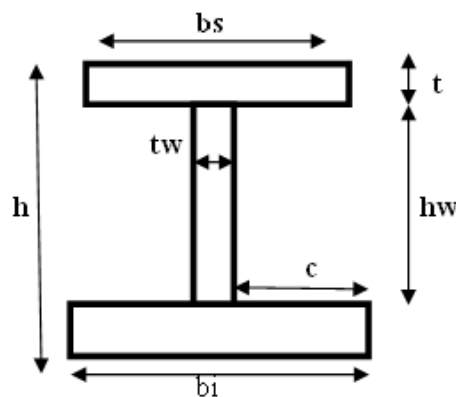


Figure 5.5 Section en I

\* Les semelles sont généralement dimensionnés pour être pleinement efficaces à l'état limite ultime, ce qui, selon EN1993-1-1 [6], équivaut à  $\frac{c}{t} < 10\varepsilon$  : avec  $\varepsilon$  : coefficient de réduction

plastique : 
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Avec  $f_y$  : valeur nominale limite élastique =  $355 \text{ N/mm}^2$  (Acier S355)

Ceci, nous conduit à utiliser des semelles d'épaisseurs généralement comprises entre 30 et 150 mm.

\* Les âmes sont dimensionnées pour que leur résistance post-flexion soit mobilisée. Un élanement de  $70 \text{ mm} < \frac{h_w}{t_w} < 200 \text{ mm}$  est généralement utilisé.

L'épaisseur de l'âme dépend :

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

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

- ✓ Résistance à la corrosion.

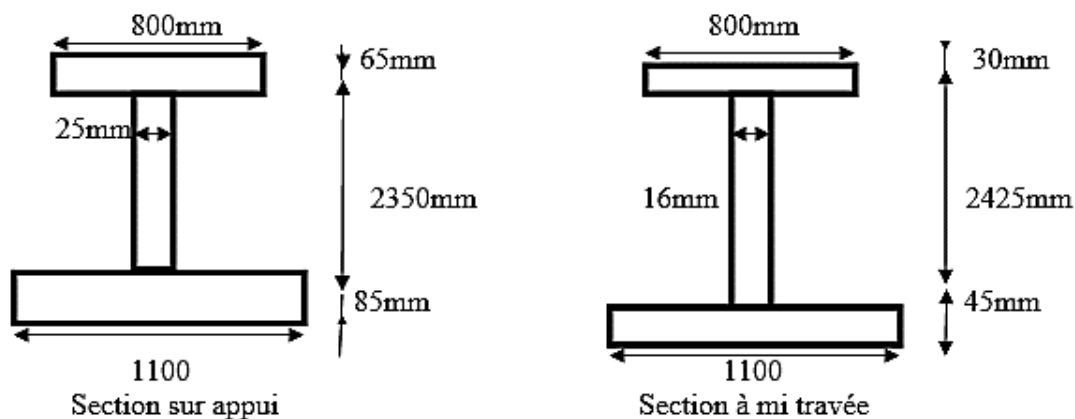
## CHAPITRE 5 : CARACTERISTIQUES DU TABLIER

- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Flambement.
- ✓ Fatigue.
- ✓ Voilement
- **Sur appui** : l'épaisseur de l'âme dépend des efforts que doit reprendre la section (effort tranchant et moment de flexion). Elle est souvent comprise entre 25 et 28 mm. La poutre qui est sur les piles est sollicitée à un effort tranchant et un moment fléchissant prépondérants, donc la section de la poutre doit être conçue pour répondre aux différentes sollicitations de cisaillement ainsi que la flexion, ce qui nous amène au choix de :  $t_w = 25 \text{ mm}$
- **Ami travée** : En service, l'effort tranchant est faible. Cependant l'âme est sollicitée pendant le lancement et ne doit donc pas être trop fine (pas moins de 16mm). L'épaisseur de l'âme à mi-travée est souvent comprise entre 16 et 18 mm. On prendra 16 mm :  $t_w = 16 \text{ mm}$ . En général l'épaisseur de l'âme est supérieure à **12mm**.

Les dimensions des poutres (PRS) sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau 5-1 : Dimensions des éléments de structure (PRS)**

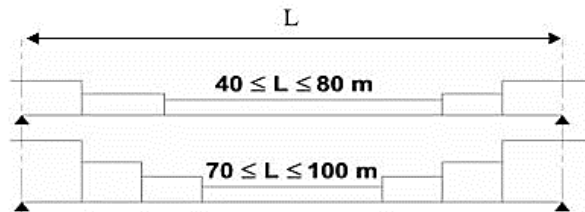
	Unité (mm)	Sur appui	Mi- travée
Semelle supérieure	Largeur ( $b_s$ )	800	800
	Epaisseur ( $t$ )	65	30
âme	Hauteur ( $h_w$ )	2 350	2 425
	Epaisseur ( $t_w$ )	25	16
Semelle inférieure	Largeur ( $b_i$ )	1 100	1 100
	Epaisseur ( $t$ )	85	45



**Figure 5.6 Dimensions des éléments de structure (PRS)**

### b) Variation de la section d'acier

On considère des poutres métalliques de hauteur constante. Les changements d'épaisseurs des semelles se font vers l'intérieur des poutres. Pour les portées considérées, les épaisseurs de tôles varient le long de l'ouvrage (épaisseur de la semelle inférieure, de la semelle supérieure, et de l'âme). Pour la travée centrale, les changements d'épaisseurs se feront selon le schéma ci-dessous [4] :



**Figure 5.7 : Schéma présentant les variations d'épaisseur de la membrure inférieure des poutres dans la travée principale**

### c) Limitation des variations d'épaisseur des semelles :

Pour limiter les problèmes de fatigue, on limitera les variations d'épaisseur dans les semelles :

$$t_{\max} \leq 1.5 t_{\min}$$

Avec :  $t_{\min}$ : épaisseur de la semelle inférieure dans un tronçon

$t_{\max}$  : épaisseur de la semelle inférieure dans le tronçon suivant

**\*Par exemple** si une semelle inférieure mesure 60 mm d'épaisseur dans un tronçon, elle ne devra pas mesurer plus de 90 mm (ou moins de 40 mm) dans le tronçon voisin.

Dans le cadre de notre projet la variation des épaisseurs de la poutre PRS se fait graduellement par des sections comme indiqué sur les tableaux suivants :

- **Travée (40 MI) :**

**Tableau 5.2 Variation des épaisseurs de la poutre PRS (Travée de 40 MI) :**

Sections		0 – 4m	4 – 6m	6 -10m	10 -14m	14 – 20m
Unité (mm)		Sur appui				Mi- travée
Semelle supérieure	Largeur ( $b_s$ )	800	800	800	800	800
	Épaisseur ( $t$ )	65	45	45	30	30
âme	Hauteur ( $h_w$ )	2 350	2 390	2 390	2 425	2 425
	Épaisseur ( $t_w$ )	25	25	20	20	16
Semelle inférieure	Largeur ( $b_i$ )	1 100	1 100	1 100	1 100	1 100
	épaisseur ( $t$ )	85	65	65	45	45

- Travée (32 MI) :

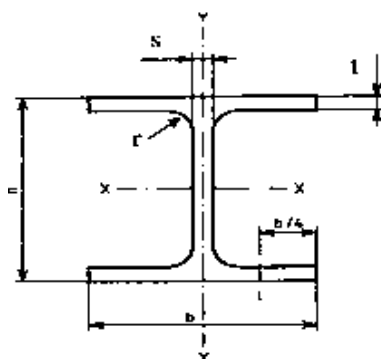
**Tableau 5.3 Variation des épaisseurs de la poutre PRS (Travée de 32 MI) :**

Sections		0 – 4m	4 – 6m	6 -10m	10 -16m
Unité (mm)		Sur appui			Mi- travée
Semelle supérieure	Largeur (bs)	800	800	800	800
	Epaisseur (t)	65	45	45	30
âme	Hauteur (hw)	2 350	2 390	2 390	2 425
	Epaisseur (tw)	25	25	20	16
Semelle inférieure	Largeur (bi)	1 100	1 100	1 100	1 100
	Epaisseur (t)	85	65	65	45

### d) Entretoise :

Les entretoises réduisent la finesse de l'âme et augmentent par conséquent la résistance aux contraintes transversales. Les espacements entre entretoises doivent être de l'ordre de 8 mètres. Dans les zones de charges concentrées, telles que les appuis, des diaphragmes sont prévus.

\*En travée : Nous avons opté pour des profilés laminés du type HEA600



**Figure 5.8 : Caractéristiques géométriques du HEA600**  
(Selon la norme européenne EN10034[ 8])  
En travée

- En appui :

Nous avons opté pour des PRS (poutres reconstituées soudées) de plus grandes dimensions. Les entretoises sont soudées aux semelles des montants verticaux des âmes des poutres principales.

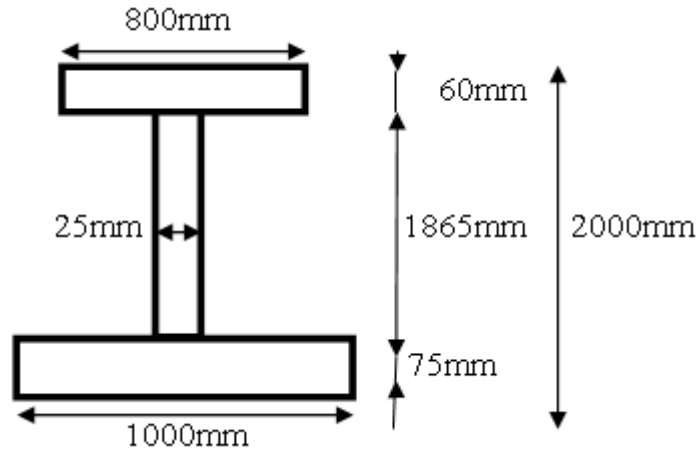


Figure 5.9 Caractéristiques géométriques du PRS 2000 en appui

### 5.2 EQUIPEMENTS DU PONT FERROVIAIRE :

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, il faut constater que leur présence n'est pas sans incidence sur l'aspect (c'est le cas de corniches et des dispositifs de retenue), mais pour la sécurité (dispositifs de retenue), et la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement et joints de dilatation...)

#### 5.2.1 Disposition de retenue

C'est des dispositifs susceptibles d'être utilisés pour réduire ou annuler les conséquences qui pourraient être graves lorsque le train quitte accidentellement la zone qui lui est réservée. Leur présence n'est pas sans incidence sur l'aspect de l'ouvrage, elles contribuent à modifier la face vue du tablier, donc leur choix et leur implantation doivent répondre aux critères de sécurité, d'esthétique, et être compatibles avec la destination de l'ouvrage (pont, passerelles...).

On distingue trois classes :

- Les garde-corps.
- Les glissières.
- Les barrières.

##### a) Garde-corps

Les garde-corps courants ne retiennent guère que les corps humains, un garde-corps renforcé paraît difficile à mettre au point et ne semble pas pouvoir retenir un train.

Ils sont classés en trois catégories :

\***Les garde-corps de type S** : qui équipent les ouvrages sur lesquels la circulation piétonnière est normalement admise.



\***Les garde-corps de type 1 : réservés** où il existe des passages des services mais sur lesquels la circulation piétonnière n'est pas admise.

\***Les garde-corps de type U : qui** en fait ne sont pas normalisés ,et donc la conception reste souvent sur l'initiative des architectes.

Pour notre pont on va employer des gardes corps standardisés en Algérie

### 5.2.2 Ballast

On appelle **ballast** le lit de pierres ou de graviers sur lequel repose une voie de chemin de fer. Le ballast est constitué de roches dures concassées (généralement, il s'agit de roches éruptives granite, rhyolite, quartzite...) qui doivent résister à l'attrition, qui émousse les angles. L'épaisseur du ballast est fonction de la charge et de l'intensité du trafic, au minimum 30 cm au sur ligne classique, 40 cm sur LGV. Son rôle est de transmettre les efforts engendrés par le passage des trains au tablier, sans que celui-ci ne se déforme. Le rôle du ballast est aussi d'enchâsser les traverses afin d'assurer une résistance aux déformations longitudinales (particulièrement important pour la technique des longs rails soudés).

On utilise généralement de la pierre concassée, de granulométrie variant entre 25 mm et 50mm, de type plutonique : granite, diorite, etc. On utilise du gravillon fin (10 mm à 35 mm) pour le nivellement. Les carrières où l'on extrait et transforme ces matériaux sont appelées **ballastières**. Il est aussi possible d'utiliser le laitier (produit par les hauts-fourneaux)

Les éléments du ballast doivent s'imbriquer, de façon à former une masse compacte, mais perméable. Les traverses sont enchâssées dans le ballast, ce qui assure la fixité de la voie. Le ballast subit deux types d'usure :

- Contamination par des matériaux parasites, par exemple de la terre. On procède à des désherbages, mais il est nécessaire de remplacer le ballast régulièrement ;
- Tassement du ballast sous les traverses, ce qui provoque une déformation verticale de la voie. Il est alors nécessaire de réinjecter du ballast de faible granulométrie sous les traverses ; ou bien de réaliser une opération d'entretien à l'aide d'une bourreuse.

### 5.2.3 Traverse

Les traverses assurent la transmission de la charge au **ballast**, et le maintien de l'écartement et de l'inclinaison des rails. Le travelage, c'est-à-dire le nombre de traverses au kilomètre est variable. Les traverses peuvent être :

En bois (généralement du chêne, mais on utilise aussi d'autres bois , de durée de vie (**20 à 30 ans**) mais faciles à mettre en œuvre) ;

En acier (plus bruyantes, ne sont plus utilisées en France en pose neuve) ;

En béton, de durée de vie importante (**50 ans**), il en existe de deux types : bi bloc, reliées par une barre métallique, monobloc en béton précontraint. Les traverses en béton sont appelées des blochets.

Pour notre cas on prend des traverses en béton



Figure 5.10 Traverses en béton

### 5.2.4 Rail

Le rail moderne est généralement du type « Vignole » ; dans une section transversale, on distingue le patin qui s'appuie sur la traverse, le champignon qui constitue le chemin de roulement, et l'âme, filet vertical qui relie le champignon au patin. Sur les lignes importantes, Le rail à double champignon, dont la section est symétrique, avait été conçu pour permettre de retourner le rail usé et donc doubler sa durée de vie. Ce principe a été abandonné. Des rails à gorge (type « Broca ») sont utilisés pour les voies encastrées dans des chaussées routières, notamment pour les installations industrielles et les lignes de tramway.

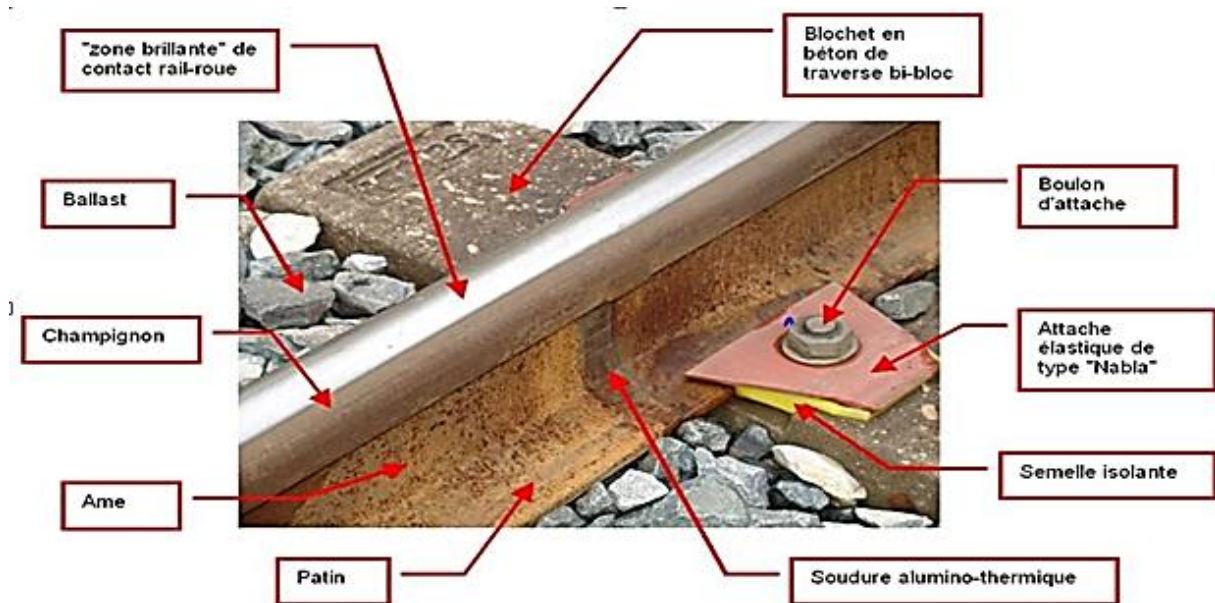


Figure 5.11 Le rail

### 5.2.5 Les appareils d'appuis :

Ce sont des éléments importants pour la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable. A ce titre, on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre.

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support, est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

- La transmission des efforts normaux
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

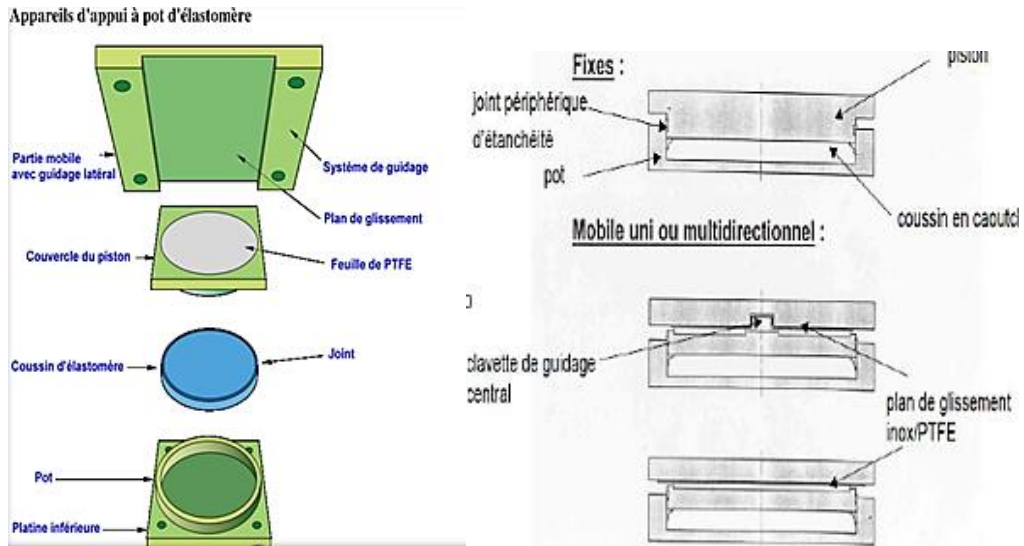
Le tablier d'un pont repose sur ses appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dû aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, force sismique, etc...).

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

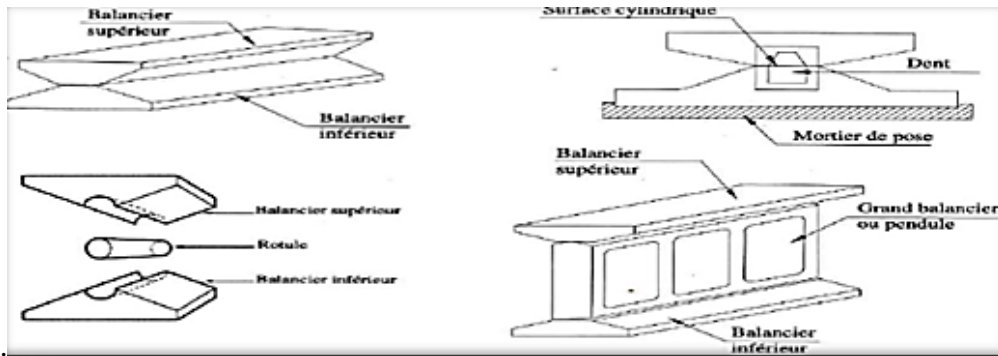
- Les appareils d'appuis en béton ;
- Les appareils d'appuis spéciaux ;
- Les appareils d'appuis en acier ;
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté ;

Autres comme :

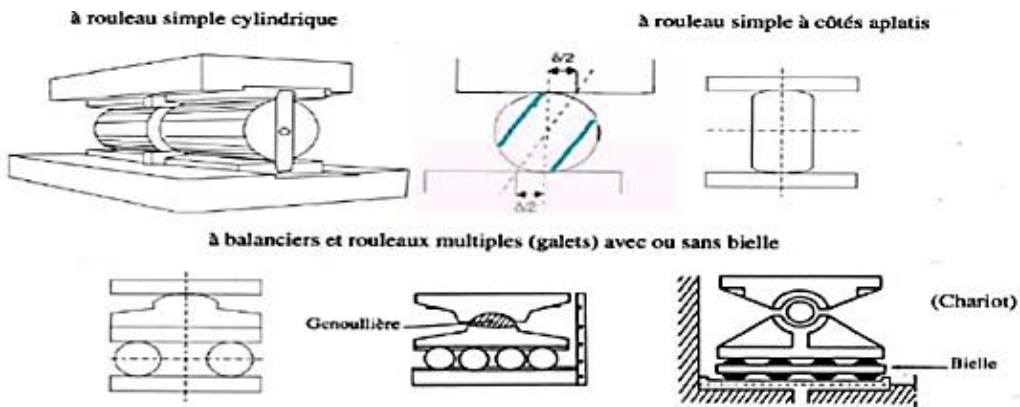
- Glissants élastomère téflon ALVEOFLON.
- A pot fixe ou mobile NEOTOPF, antisismique, anti-soulèvement, métallique à grain, amortisseur.



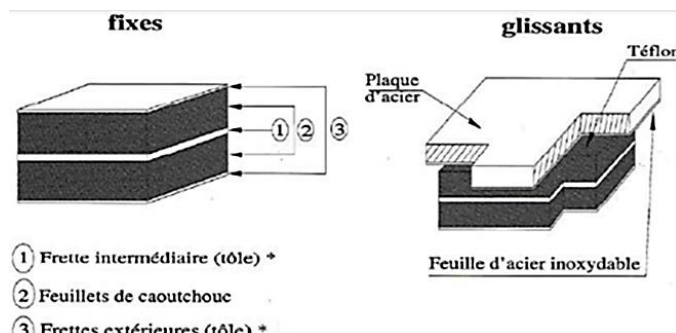
**Figure 5.12 Appareils d'appuis à pot**



**Figure 5.13 Appareils d'appuis mobiles à balancier**



**Figure 5.14 Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple**



**Figure 5.15 Appareils d'appuis en élastomère fretté**

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en France. Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

Pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculées à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Cette valeur correspond à des dimensions en plan de l'ordre de 700 x 700 mm Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif.

Pour notre ouvrage on adopte des appareils d'appuis suivants :

- Pour les piles : Appareil d'appui du type « Appui à noyau de plomb - LRB »
- Pour les culées : Les culées seront munies d'appareils d'appuis à pot glissants longitudinalement (Appui guidé - longitudinal de type « POT » « M ») et d'amortisseurs à ressort précontraint (PDS) sur la culée C1 et d'amortisseurs à fluide visqueux (FVD) sur la culée C2 pour limiter les déplacements longitudinaux en service et en cas de séisme.

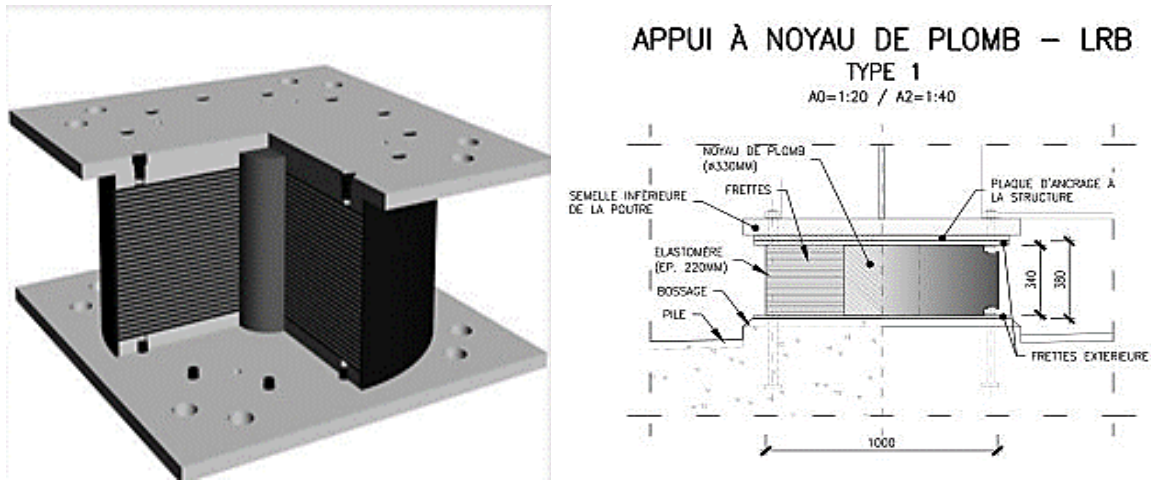
Le système d'isolation sismique est composé par :

- ✓ Des amortisseurs à ressort précontraint (PDS) à la culée C1 qui fixent le tablier à la culée pour les actions de service ;
- ✓ Des appareils d'appui en néoprène à noyau de Plomb (LRB) sur les piles qui permettent les déplacements thermiques, fixent transversalement le tablier en service et contribuent pour l'isolation et l'amortissement en cas de séisme.
- ✓ Des amortisseur à fluide visqueux (FVD) sur la culée C02, qui permettent les déplacements longitudinaux en service et contribuent à la limitation des déplacements en cas de séisme majeur.

### **a) Appui à noyau de plomb - LRB :**

Ce sont des dispositifs de protection sismique (isolation sismique), qui peuvent réduire et limiter l'énergie transférée du sol aux structures supérieures, en particulier en cas de séisme. Les plaques renforcées et le caoutchouc assurent le support de la charge de la structure, tandis que le caoutchouc lui-même peut également assurer l'isolation et la déformation. De plus, le noyau de plomb à l'intérieur peut fournir un plus haut niveau d'amortissement et dissiper

l'énergie par la chaleur sous déformation. Ils sont principalement utilisés dans les nouvelles structures (ponts et bâtiments), ou pour améliorer la résistance des structures existantes et la résistance aux forces sismiques.

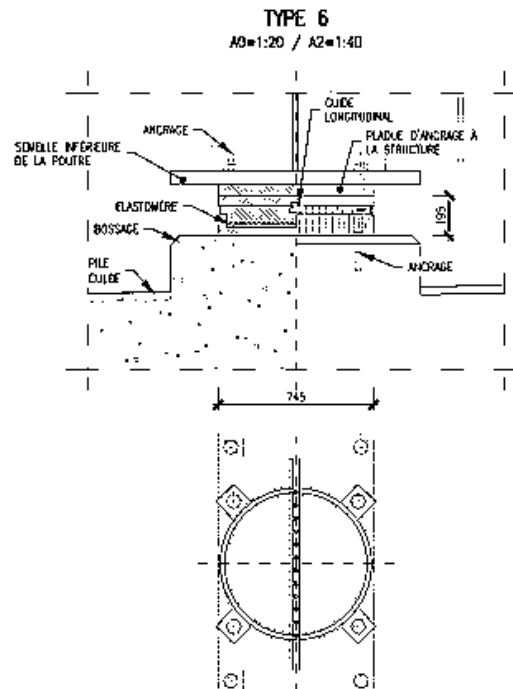


**Figure 5.16 Appui à noyau de plomb LRB**

**b) Appui guidé - longitudinal de type « POT » - M- :**

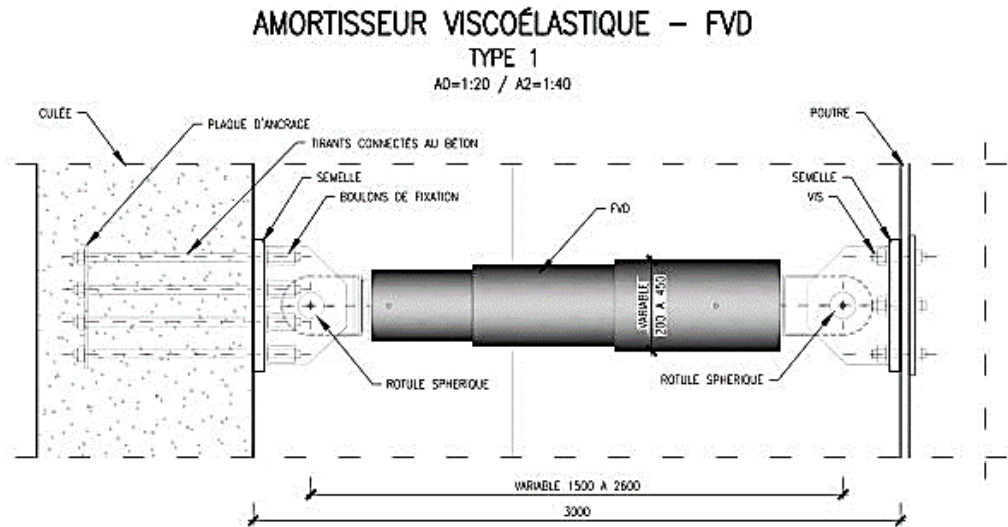
Ils sont constitués de dispositifs de support structural avec un disque d'élastomère confiné. Les rotations autour de tout axe horizontal sont assurées par la déformabilité d'un disque, ou palier, élastomère non armé, confiné dans une base en acier monolithique.

**APPUI GUIDÉ - LONGITUDINAL DE TYPE "POT" - M**



**Figure 5.17 Figure de l'Appui guidé - longitudinal de type « POT » - M**

### c) Amortisseurs à fluide visqueux (FVD) :



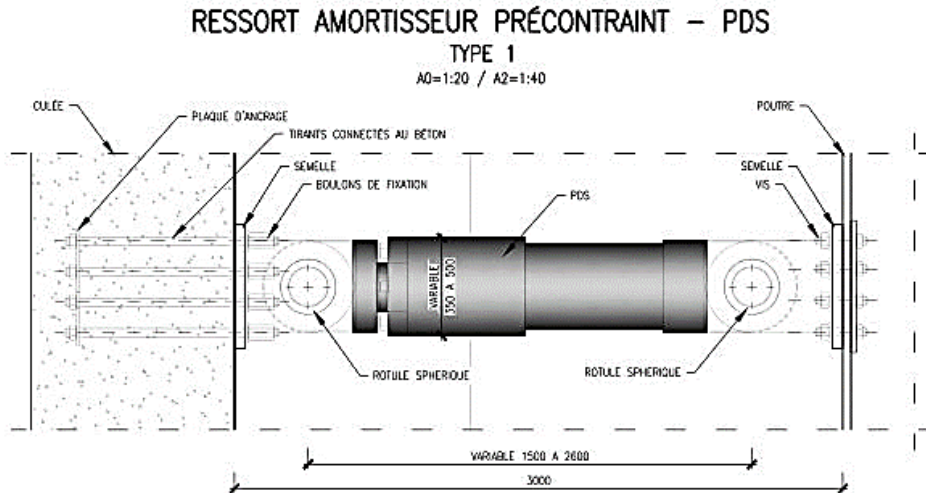
**Figure 5.18 Amortisseur viscoélastique (FVD)**

Un dispositif amortisseur interposé entre deux structures a pour but principal de dissiper de l'énergie sous forme de chaleur lorsque ces dites structure se déplacent l'une par rapport à l'autre sous l'action d'un séisme.

Pour assurer la protection parasismique d'ouvrages d'art, un amortisseur efficace doit remplir les deux fonctions suivantes :

- Il doit opposer une résistance négligeable au mouvement relatif entre les deux structures résultant des déplacements lents imposés tels que ceux dus à la variation de température, au retrait, au fluage, etc...
- Sous des sollicitations dynamiques importantes, telles que chocs, vent, séisme, etc..., il doit réagir en dissipant une énergie suffisante pour réduire les effets des valeurs acceptables, tout en opposant une réaction admissible pour les structures à protéger. Généralement, les cylindres et les pistons sont en acier ou en inox et le fluide peut être une huile de synthèse ou une fluide silicone très visqueuse.

### d) Amortisseurs à ressort précontraint (PDS) :



**Figure 5.19 Ressort amortisseur précontraint (PDS)**



**Figure 5.20 Dispositifs amortisseurs précontraints disposé transversalement sur piles**

Un ressort amortisseur précontraint, a pour but d'assurer, dans un sens d'action donné et lorsqu'il est interposé entre deux structures, trois fonctions :

- En service, il se comporte comme une liaison rigide entre les deux structures dans le sens d'action (Figure a)
- Sous des sollicitations dynamiques tels que chocs, vent, séisme, etc..., il doit se comporter comme l'association en parallèle d'un ressort et d'un amortisseur dissipateur d'énergie dans le sens d'action (Figure b)

Après la fin de la sollicitation dynamique précédente, les deux structures  $S_1$  et  $S_2$  peuvent ne pas être repositionnées comme avant la dite sollicitation, alors le dispositif (PDS) doit assurer automatiquement ce repositionnement par lui-même (Figure c), de plus le dispositif (PDS), devra assurer ces mêmes fonctions avec des caractéristiques non dégradées[20].



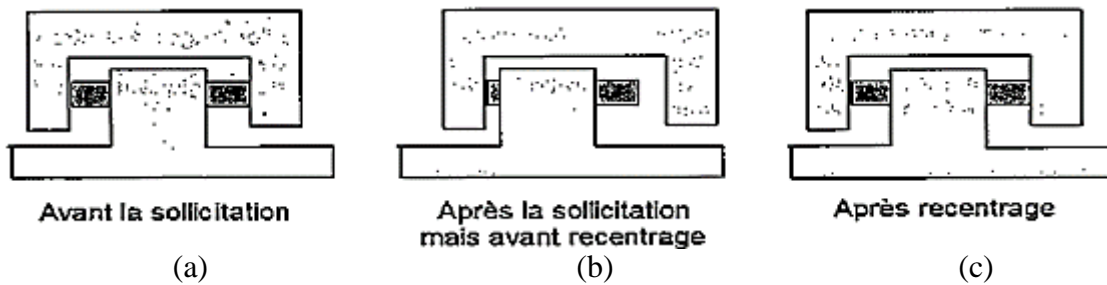


Figure 5.21 Comportement du (PDS) au cours d'un séisme

### 5.2.6 Joints de dilatation

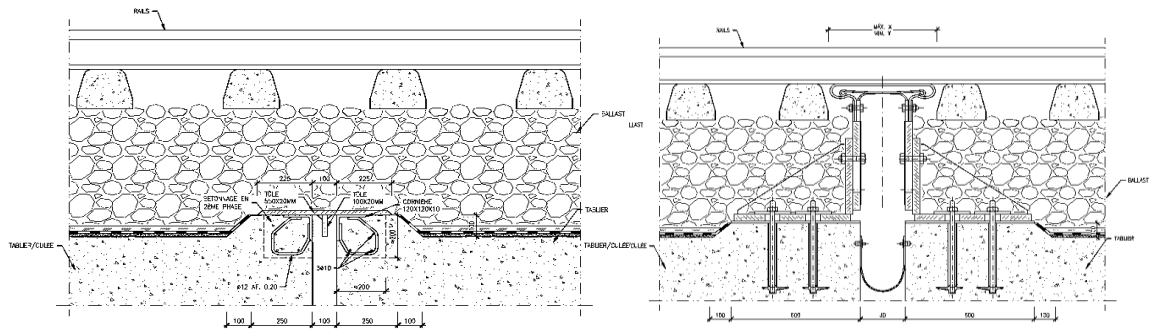
La fonction d'un joint de dilatation de pont rail est similaire à celle des ponts routes, qui consiste à permettre la dilatation du pont, avec néanmoins la nécessité impérative de tenir compte de l'armement de la voie et d'assurer la continuité du chemin de roulement.

L'interaction de la voie et de l'ouvrage d'art est une donnée importante prise en compte dans la conception de tout projet ferroviaire. Les joints de ponts rails se rencontrent essentiellement sur les ponts relativement récents. En effet, les ponts anciens sont, soit en maçonnerie et ne comportent donc pas de joint, soit métallique à pose de voie directe. Dans ce cas, l'extrémité du tablier côté appui mobile permet la dilatation moyennant en général la coupure des rails (AD : Appareil de dilatation de voie, ou joints de rails) sans joint particulier en dehors d'éventuel traitement de lacunes vis-à-vis de la sécurité du personnel. Pour les ponts plus récents, en général à pose de voie ballastée, la conception du joint de tablier dépend de la longueur dilatable de ce tablier, qui peut nécessiter la présence d'appareil de dilatation de la voie elle-même.

En fonction de la longueur dilatable des tabliers et de la nature de ces derniers, il est fait usage de différents types de joints dont certains peuvent permettre également la coupure du ballast. Les joints les plus simples réalisés à partir de simple porte-à-faux du tablier sur le mur garde grève permettent la dilatation, pour les longueurs les plus faibles, du tablier vers le remblai. Sur des ouvrages plus anciens, de simples tôles peuvent faire la liaison entre le tablier et le muret d'about. Pour des longueurs plus importantes, il est fait usage de joints sous ballast (Figures 5.22a et 5.22b).

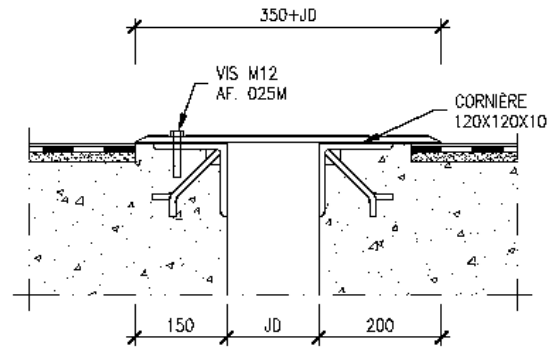
Différents modèles de joints de ce type sont également utilisés en cas de pose de voie directe sans ballast. Enfin, pour des viaducs de longueurs importantes, il est fait usage de joints coupe ballast. Ces joints très spécifiques se situent au droit des joints de dilatation de la voie. Il est bien sûr souhaitable que la zone de joint ne soit pas un point de passage privilégié de l'eau. Des dispositions techniques indépendantes du joint peuvent être adaptées.

## CHAPITRE 5 : CARACTERISTIQUES DU TABLIER



**Figure 5.22a) Joint de dilatation - sous ballast pour la culée C01.**

**Figure 5.22b) Joint de dilatation Gard pour la culée C02.**



**Figure 5.23 Joint de dilatation sur trottoir.**

# CHAPITRE 6 :

## EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

6-1: Evaluation des charges.

6-1-1: Charges permanentes :PP

6-1-2: Charges permanentes supplémentaires (CCP).

6-2: Evaluation des surcharges.

6-2-1: Surcharges ferroviaires .

6-2-2: Surcharges sur les trottoirs.

6-2-3: Effets dynamique

6-2-4: Effet du vent.

6-2-5: Le gradient thermique.

6-2-6: Le retrait.

6-3: Actions sismiques.

6-4: Les combinaisons d'actions.

## CHAPITRE 6 : EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES

### 6.1 EVALUATION DES CHARGES

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

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

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

✓	Eléments en béton armé	25KN/m <sup>3</sup>
✓	Elément en gros béton	22KN/m <sup>3</sup>
✓	Chape d'étanchéité	24KN/m <sup>3</sup>
✓	Ballast	20KN/m <sup>3</sup>
✓	Acier pour profilé reconstitué	78.5KN/ m <sup>3</sup>
✓	Rails	1.20 KN/ ml
✓	Corniche + garde cops	1.60KN/ml
✓	Conduite à enfouir	0.90 KN/ml

#### 6.1.1 Charges permanentes : PP

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

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

##### ❖ Poids propre des poutres principales PRS :

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

\* Poids de la poutre en fonction de la variation de la section pour une travée de 40 ML

(On procède par symétrie) :

**Tableau 6-1 : Variations de section de la poutre de travée 40 ML**

Sections (m)		0 - 4m	4 - 6m	6 -10m	10 – 14m	14 – 20m
Unité (mm)		Sur appui				Mi- travée
Semelle supérieure	Largeur	800	800	800	800	800
	épaisseur	65	45	45	30	30
Ame	Hauteur	2 350	2 390	2 390	2 425	2 425
	épaisseur	25	25	20	20	16
Semelle inférieure	Largeur	1 100	1 100	1 100	1 100	1 100
	épaisseur	85	65	65	45	45
Aire de la section (M <sup>2</sup> )		0,2043	0,1673	0,1553	0,1220	0,1123
Poids de la poutre (KN)		256,54	105,03	195,06	153,23	211,57
Poids total de la poutre (KN)		921,43				

## CHAPITRE 6 : EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES

\*Poids de la poutre en fonction de la variation de la section pour une travée de 32ML

(On procède par symétrie) :

**Tableau 6-2 : Variations de section de la poutre de travée 32 ML**

Séctions (m)		0 - 4m	4 - 6m	6 - 10m	10-14m	14 - 16m
Unité (mm)		Sur appui				Mi- travée
Semelle supérieure	Largeur	800	800	800	800	800
	épaisseur	65	45	45	30	30
Ame	Hauteur	2 350	2 390	2 390	2 425	2 425
	épaisseur	25	25	20	20	16
Semelle inférieure	Largeur	1 100	1 100	1 100	1 100	1 100
	épaisseur	85	65	65	45	45
Aire de la section (M <sup>2</sup> )		0,2043	0,1673	0,1553	0,1220	0,1123
Poids de la poutre (KN)		256,54	105,03	195,06	153,23	70,52
Poids total de la poutre(KN)		780,38				

Poids total PRS=2 x 780, 38 + 4 x 921, 43= **5246, 48 KN**

=5246,48/224 = **23,42 KN/ML**

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

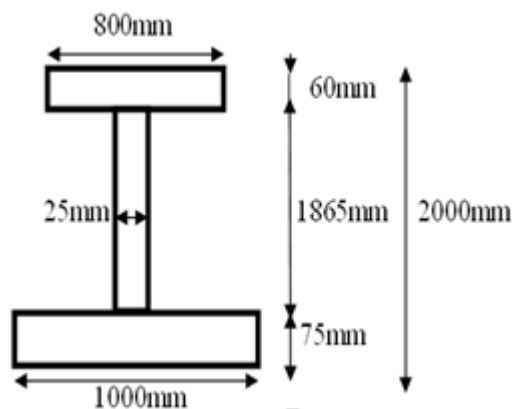
Le poids de la dalle coulée en place, appliqué sur les poutres du tablier (épaisseur moyenne) :

$P_{dalle} = 0.375 \times 12,8 \times 25 = \mathbf{120 \text{ KN/ml}}$

**c) Les entretoises :**

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

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



**Figure 6.1 Dimensions du PRS2000**

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

## CHAPITRE 6 : EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES

Le poids total des entretoises est :

$$P_{\text{entretoise}} = (1.78 \times 22 + 13.32 \times 7) \times 6 = 794.40 \text{ KN} \\ = 3.55 \text{ KN/ML}$$

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

### 6.1.2 Charges permanentes supplémentaires (CCP)

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

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

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

- Ballast :  $P_{\text{Max}} = (0.54 \times 8.5 \times 20) \times 1.30 = 119.34 \text{ KN/ml}$   
 $P_{\text{Min}} = (0.54 \times 8.5 \times 20) \times 0.7 = 64.26 \text{ KN/ml}$
- Chape d'étanchéité :  $P_{\text{Max}} = (0.04 \times 12.4 \times 24) \times 1.20 = 14.28 \text{ KN/ml}$   
 $P_{\text{Min}} = (0.04 \times 12.4 \times 24) \times 0.8 = 9.52 \text{ KN/ml}$
- Traverses en béton :  $P = 2 \times 4.80 = 9.60 \text{ KN/ml}$
- Muret garde ballast :  $P = 0.70 \times 0.25 \times 25 \times 2 = 8.75 \text{ KN/ml}$
- Rail :  $P = 2 \times 1.20 = 2.4 \text{ KN/ml}$
- Corniche et garde-corps :  $P = 2 \times 1.60 = 3.2 \text{ KN/ml}$
- Conduites à enfouir :  $P = 2 \times 0.90 = 1.8 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{SUP_{\text{Max}} = 160 \text{ KN/ml} \quad SUP_{\text{Min}} = 100 \text{ KN/ml}}$$

$$\mathbf{P_{\text{total Max}} = PP + SUP_{\text{Max}} = 285.89 \text{ KN/m} \quad P_{\text{total Min}} = PP + SUP_{\text{Min}} = 225.89 \text{ KN/ml}}$$

### 6.2 EVALUATION DES SURCHARGES

#### 6.2.1 Surcharges ferroviaires

L'EN 1991-2 [9] définit des modèles de charges simulant les actions du trafic ferroviaire. Cinq modèles de charges sont donnés :

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

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

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

#### a) Schématisation des trains de charge :

- **Modèle de charge LM71 ( $\alpha=1.0$ )** : Le modèle de charge 71 représente l'effet statique du chargement vertical du trafic ferroviaire standard.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être celles de la figure 6-1

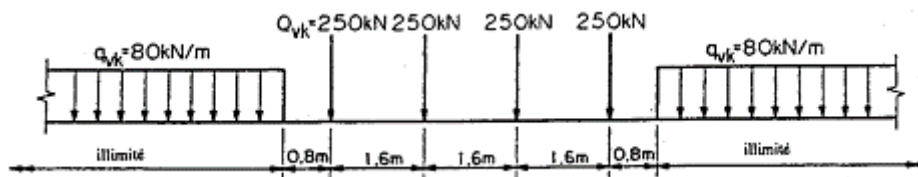


Figure 6.2 Modèle de charges LM71

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

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

Les valeurs caractéristiques de la figure 6-1 doivent être multipliées par un coefficient sur les lignes où circule un trafic ferroviaire plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. Lorsqu'elles sont multipliées par le coefficient  $\alpha$ , les charges sont appelées « charges **vertical classifiées** ». Ce coefficient  $\alpha$  doit être choisi parmi les valeurs suivantes : 0,75-0,83-0,91-1,00-1,10-1,21-1,33-1,46.

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

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

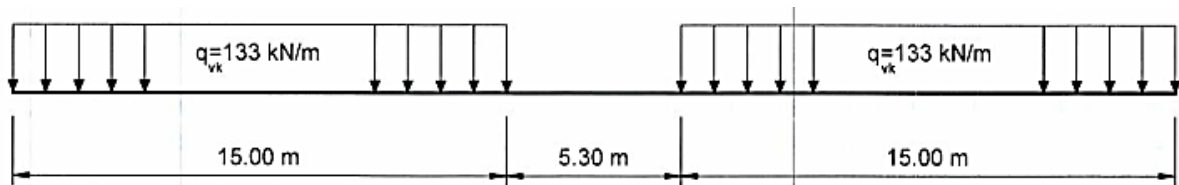


Figure 6.3 Modèle de charges SW/0

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

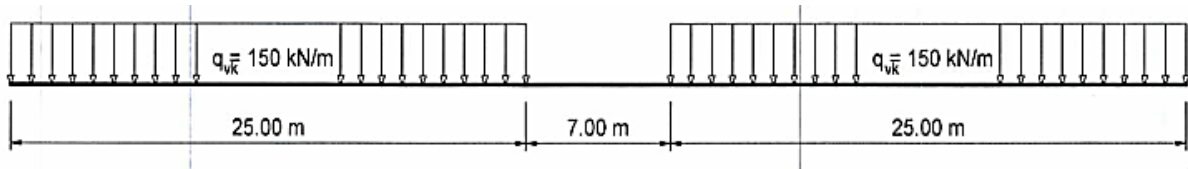


Figure 6.4 Modèle de charges SW/2

### 6.2.2 Surcharges sur les trottoirs

Les surcharges sur les trottoirs sont définis d'accord avec la NF EN 1991-2[9] , en considérant la charge la plus défavorable pour le dimensionnement :

- Charge uniforme de 5.0 kN/m<sup>2</sup>, appliqué dans une largeur utile de trottoir de 1.50 ml :

$$T_{\text{trottoir}} = 5.0 \times 1.50 = 7,50 \text{ kN/ml}, \text{ dans chaque trottoir.}$$

### 6.2.3 Effet dynamique

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

Les critères de choix pour effectuer une analyse statique équivalente ou bien une analyse dynamique détaillée sont définis à l'aide du logigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2. [9] ; on peut vérifier que :

- La vitesse de projet (160 km/h) reste inférieure à 200 km/h ;
- L'ouvrage est constitué par un tablier continu.

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



## CHAPITRE 6 : EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES

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

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}-0,2}} + 0,73 \quad 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \text{ pour un entretien de la voie courant.}$$

$L_{\Phi}$  = longueur caractéristique en m définie au tableau I.3. (**Chapitre 1, page 19, livret 2.01**) [10]

**Dans le sens longitudinal :**

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

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

$$\text{Donc } \Phi_3 = 1.03$$

Du côté de la sécurité, le coefficient  $\Phi_3 = 1.1$  sera pris au calcul.

**Dans le sens transversal :**

$$L_{\Phi} = 6 \text{ m} \quad \text{donc} \quad \Phi_3 = 1,69$$

### 6.2.4 Effet du vent

L'application des charges dues au vent sur le tablier et sur les trains est définie par la NF EN 1991-1-4[11]. Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. En général, la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m<sup>2</sup>

**Remarque :**

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

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

Pour notre ouvrage l'application des charges dues au vent sur le tablier et sur les trains est prise égale à 02KN/m<sup>2</sup> correspondant à la phase de service.

### 6.2.5 Le gradient thermique

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

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section selon NF EN 1991-1-5[12]

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

## CHAPITRE 6 : EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES

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

**Tableau 6-3 : Valeurs recommandées de la composante linéaire de gradient thermique**  
**Pour différents types de tabliers de ponts routiers, de passerelles pour piétons**  
**et de ponts de chemin de fer**

Type de tablier	Surface supérieure plus chaude que la partie inférieure	Partie inférieure plus chaude que la surface supérieure
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1 : Tablier métallique	18	13
Type 2 : Tablier mixte	15	18
Type 3 : Tablier en béton :		
— poutre caisson en béton	10	5
— poutre en béton	15	8
— dalle en béton	15	8

NOTE 1 Les valeurs données dans le tableau représentent les valeurs limites supérieures de la composante linéaire de gradient thermique pour un échantillon représentatif de géométries de ponts.

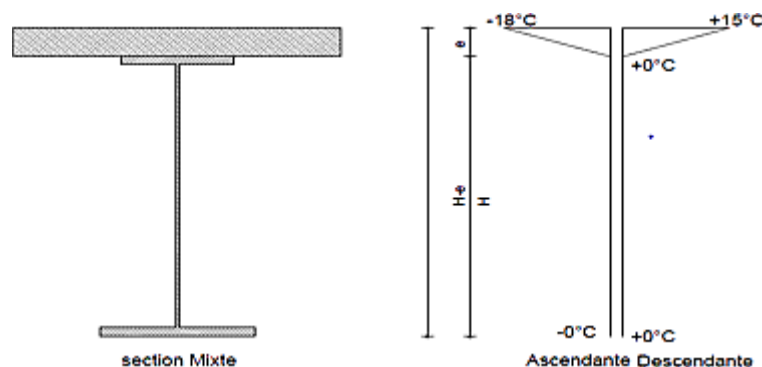
NOTE 2 Les valeurs données dans le tableau sont fondées sur des épaisseurs de revêtement de 50 mm pour les ponts routiers et de chemin de fer. Pour d'autres épaisseurs de revêtement, il convient de multiplier ces valeurs par le coefficient  $k_{sur}$ . Les valeurs recommandées du coefficient  $k_{sur}$  sont données dans le Tableau 6.2.

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

- Tablier métallique (en construction) :  $\Delta T = \pm 18$  °C
- Tablier mixte (en service) :  $\Delta T = \pm 15$  °C

Avec prise en compte du module instantané de déformation longitudinale du béton.

La courbe représentative du gradient thermique est définie dans la figure 6.5 :



**Figure 6.5 Gradient thermique de la section mixte**

**6.2.6 Le retrait**

Le retrait est un phénomène courant qui touche les matériaux conçus à partir d'eau et de ciment. Il est dû aux contraintes qui s'exercent sur ces matériaux de construction utilisés et se produisant lorsque la résistance des ouvrages ne suffit plus. Le retrait du béton est pris en compte dans le calcul des efforts à long terme du tablier mixte.

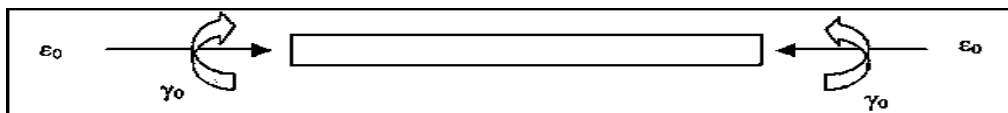
Sous l'action du retrait seule la dalle d'un pont mixte tend à diminuer de volume, donc à se raccourcir ; s'il n'y avait pas de connexion entre l'ossature et la dalle, cette dernière glisserait librement sur l'ossature métallique, et il n'y aurait ni effort, ni contrainte dans la structure. En pratique,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

Les deux éléments sont donc astreints à subir la même déformation à leur contact.

Le béton, étant lié à l'acier, ne peut se raccourcir librement. N'ayant pu ainsi accomplir totalement son retrait, le béton reste tendu. En revanche, il entraîne partiellement l'acier situé à son contact, qui par conséquent, se raccourcit et est comprimé.

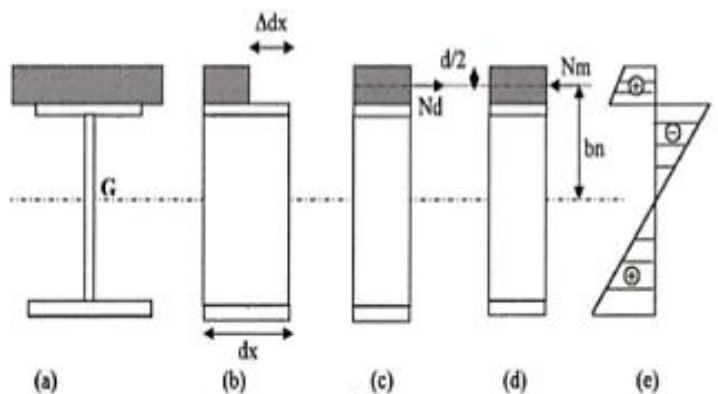
Les contraintes ainsi créées dans le béton et l'acier de l'élément mixte sont des contraintes internes, les efforts extérieurs étant nuls. Si la poutre est hyperstatique, c'est-à-dire si elle a des liaisons surabondantes, celles-ci risquent de s'opposer à la déformation que la poutre prendrait librement si elle était isostatique : il naît alors des réactions d'appui hyperstatiques de retrait. La somme de ces réactions est évidemment nulle.

Le retrait hyperstatique est généralement introduit sous la forme d'une déformation et d'une courbure imposées aux sections mixtes non-fissurées (Acier de charpente + Béton)[13] .



**Figure 6.6 Le phénomène de retrait**

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



**Figure 6.7 Effets du retrait du béton dans la section mixte**

## CHAPITRE 6 : EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES

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

$$N_m = \frac{\varepsilon_r \times A_b \times E_a}{n_{ret}}$$

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

$A_b$  : Aire de la section en béton.

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

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

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

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

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

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

$$M = N_m \times b_n$$

$b_n$  :Distance entre centre de gravité beton et celui de la poutre métallique.

$$M = 11\,249,11 \times \left(0.962 - \frac{0.40}{2}\right) = 10.819,39 \text{ KN.m}$$

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

### 6.3 ACTIONS SISMIQUES

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects ,les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de, l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique par le biais du facteur de correction d'amortissement  $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)}$  quand ce taux est différent de 5% [14] :

## CHAPITRE 6 : EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES

➤ Spectre de réponse élastique: Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées:

❖ **Composante Horizontale:** Le spectre de réponse élastique sera pour les deux composantes horizontales, est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ( $\zeta$ ) de l'ouvrage paru:

$$S_{ae}(T, \zeta) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

**g:** accélération de la pesanteur ( $g=9,81\text{m/s}^2$ )

**A :** coefficient d'accélération (tableau 3-1)

**S :** coefficient de site.

**T1, T2 :** période caractéristique associées à la catégorie de site (tableau 3-3)

$\zeta$ : taux d'amortissement (Chapitre 4-2-4, pour béton armé :  $\zeta = 5\%$ )

$\eta$ : facteur de correction de l'amortissement.

**Tableau 6-4 : valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale**

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (S)	0,15	0,15	0,20	0,20
T2 (S)	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

❖ **Composante verticale:** Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 5% ( $\eta=1,0$ ) par :

$$S_{ae}^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

**g:** accélération de la pesanteur ( $g=9,81\text{m/s}^2$ )

## CHAPITRE 6 : EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES

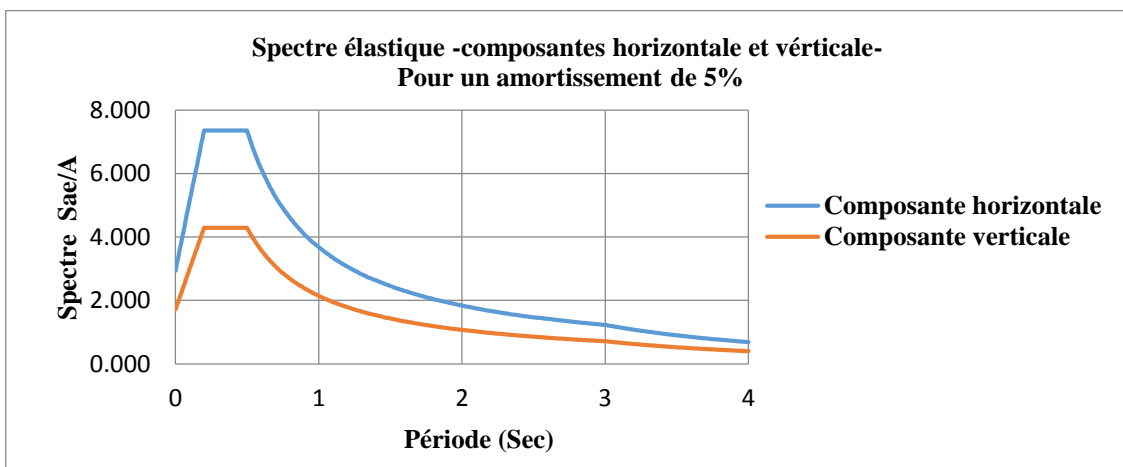
A : coefficient d'accélération (tableau 3-1)

$\alpha$  : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : ( $\alpha = 0,7$  pour notre projet zone IIa)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau 3-4) :

**Tableau 6-5 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale**

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (S)	0,15	0,15	0,20	0,20
T2 (S)	0,30	0,30	0,40	0,40



### ❖ Spectre de dimensionnement:

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales et verticale à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par le calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement ( $q$ ) qui est introduit et pris en compte en 4.4 et 5.5.1. Pour la composante verticale, le coefficient de comportement  $q$  est pris égal à 1.

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} 2.5\eta A_g S & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta A_g S \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta A_g S \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

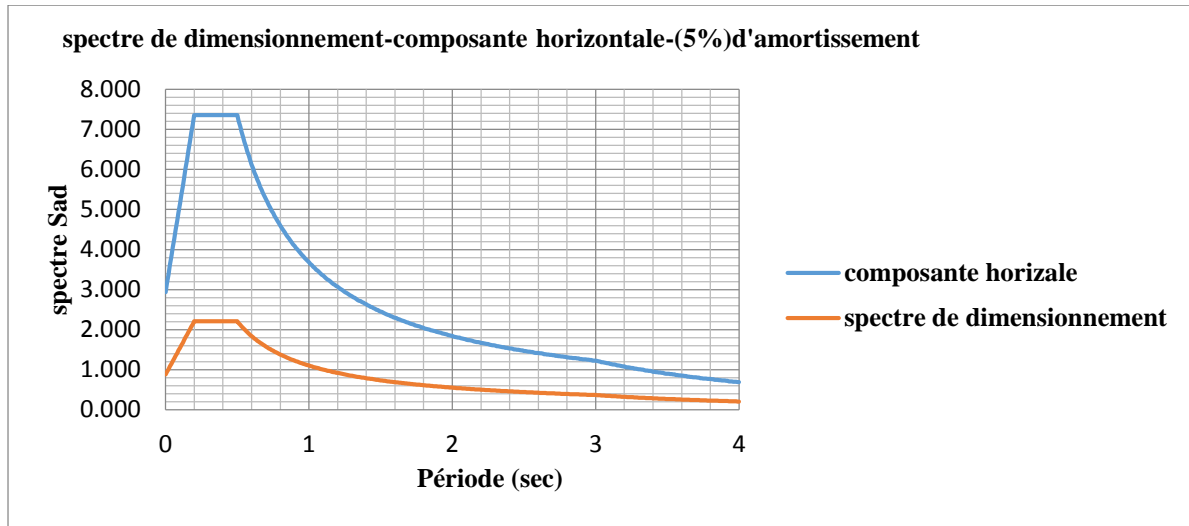
$\eta$  : est défini en 3.2

g: accélération de la pesanteur (=9,81m/s<sup>2</sup>)

T<sub>2</sub> : période caractéristique donnée dans le tableau 3.3

S : coefficient de site donne dans le tableau 3.3

A : est donnée dans le tableau 3.1



### 6.4 LES COMBINAISONS DES CHARGES

#### ✚ Composantes des actions sismiques :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. L'effet probable de l'action maximale E de l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  qui sont dues à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

- $E_1 = E_x \pm 0,30 E_y \pm 0,30 E_z$
- $E_2 = E_y \pm 0,30 E_x \pm 0,30 E_z$
- $E_3 = E_z \pm 0,30 E_x \pm 0,30 E_y$

$E_1$ ,  $E_2$  et  $E_3$  : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions

#### a) Combinaisons d'actions

Les combinaisons à prendre en compte et le coefficient partiels de sécurité ont été définies selon la norme NF EN 1990 [15];

#### ✚ Etats Limites Ultimes (E.L.U.)

$$S_{d,1} = 1.35 (SPP+SSUP) + 1.45 (SLM71,1 + SLM71,2) + 1.5 \times 0.8 SSUR,T$$

$$S_{d,2} = 1.35 (SPP+SSUP) + 1.45 SLM71,1 + 1.20 SSW2,2 + 1.5 \times 0.8 SSUR,T$$

$$S_{d,3} = 1.35 (SPP + SSUP) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 (SLM71,1 + SLM71,2)$$

## CHAPITRE 6 : EVALUATION DES CHARGES ET LES SURCHARGES

$$+ 1.50 \times 0.80 \text{ SSUR, T} + 1.50 \times (0.60 \text{ SVUT} + 0.60 \times 0.75 \text{ SGT}) + 1.50 \times 0.80 \text{ SPQ} \\ + 1.50 \text{ SFw.}$$

$$\text{Sd, 4} = 1.35 (\text{SPP} + \text{SSUP}) + 1.35 (\text{SPPt} + \text{SPT}) + 1.45 \text{ SLM71,1} + 1.20 \text{ SSW2,2} \\ + 1.50 \times 0.80 \text{ SSUR,T} + 1.50 \times (0.60 \text{ SVUT} + 0.60 \times 0.75 \text{ SGT}) + 1.50 \times 0.80 \text{ SPQ}$$

### 🚧 Combinaisons sismiques :

$$\text{Ssisx,1} = \text{SPP} + \text{SSUP} + \text{SPPt} + \text{SPT} + \text{SSisx} + 0.5 \text{ SVUT} + 0.5 \times 0.75 \text{ SGT} \\ + 0.30 (\text{SLM71}) + 0.30 \text{ SPQ} + \text{SPS}$$

$$\text{Ssisy,1} = \text{SPP} + \text{SSUP} + \text{SPPt} + \text{SPT} + \text{SSisy} + 0.5 \text{ SVUT} + 0.5 \times 0.75 \text{ SGT} \\ + 0.30 (\text{SLM71}) + 0.30 \text{ SPQ} + \text{SPS}$$

$$\text{Ssisz,1} = \text{SPP} + \text{SSUP} + \text{SPPt} + \text{SPT} + \text{SSisz} + 0.5 \text{ SVUT} + 0.5 \times 0.75 \text{ SGT} \\ + 0.30 (\text{SLM71}) + 0.30 \text{ SPQ} + \text{SPS}$$

### 🚧 Etats Limites de Service (E.L.S.) :

$$\text{Scaract,1} = \text{SPP} + \text{SSUP} + \text{SDif} + \text{SLM71,1} + \text{SLM71,2} + 0.8 \text{ SSUR,T} + 0.6 \text{ SGT}$$

$$\text{Scaract,2} = \text{SPP} + \text{SSUP} + \text{SDif} + \text{SLM71,1} + \text{SSW2,2} + 0.8 \text{ SSUR,T} + 0.6 \text{ SGT}$$

$$\text{Scaract,5} = \text{SPP} + \text{SSUP} + \text{SPPt} + \text{SPT} + \text{SLM71,1} + \text{SLM71,2} + 0.80 \text{ SSUR,T} \\ + 0.60 \text{ SVUT} + 0.60 \times 0.75 \text{ SGT} + 0.70 \text{ SPQ} + \text{SFw} .$$

$$\text{Scaract,7} = \text{SPP} + \text{SSUP} + \text{SPPt} + \text{SPT} + \text{SLM71,1} + \text{SSW2,2} + 0.80 \text{ SSUR,T} + 0.60 \text{ SVUT} \\ + 0.60 \times 0.75 \text{ SGT} + 0.70 \text{ SPQ} + \text{SFw}$$

Avec :

- **PP** – Poids propre de la structure ;
- **SUP** – Superstructures - poids des équipements et matériaux à appliquer sur le tablier (poids maximal ou poids minimum) ;
- **LM71** – Actions dues au trafic ferroviaire (modèles LM71); ont été considérés les surcharges ferroviaires affectées du coefficient dynamique, accélération, freinage et forces centrifuges ; LM71,1 – Voie 1 chargée et LM71,2 – Voie 2 chargée ;
- **SW0** – Actions dues au trafic ferroviaire sur poutres continues (modèles SW0) ; ont été considérés les surcharges ferroviaires affectées du coefficient dynamique, accélération, freinage et forces centrifuges ;
- **SW2** – Actions dues au trafic ferroviaire (modèles SW2) ; ont été considérés les surcharges ferroviaires affectées du coefficient dynamique, accélération, freinage et forces centrifuges ;
- **SURT** – Surcharges sur les trottoirs ;
- **GT** – Gradient thermique ;



# CHAPITRE 7 :

## MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS.

7-1: Logiciel de calcul

7-2: Modélisation

7-2-1: Choix de type d'ouvrage

7-3: Les différents cas de charges

7-4: Affectation des charges

7-5: Résultats de modélisation

### 7.1 LOGICIEL DE CALCUL

La structure du mémoire repose sur l'utilisation de modèles numériques

Le projet est modélisé avec le logiciel **SAP 2000 (Structural Analytique Program)**, version 14 .C'est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil, permettant le calcul des efforts interne 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.

L'ouvrage une fois réaliser nous permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

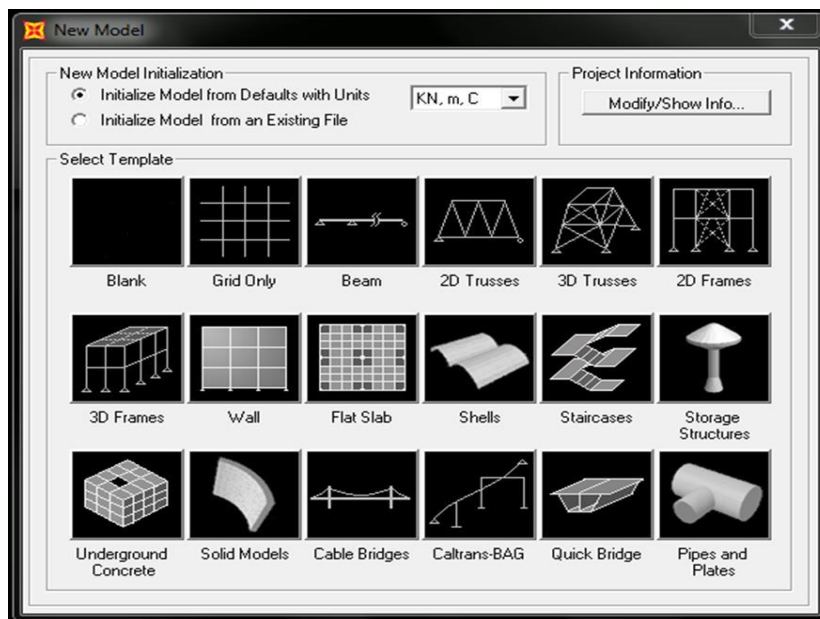


Figure 7.1 Tableau de modèle (SAP2000)

### 7.2 Modélisation

Notre ouvrage est hyperstatique avec 6 travées continues, deux (02) travées de rives de 32 m de longueur et Quatre (04) travées centrales de 40 m ( $2 \times 32 + 4 \times 40$ ), on étudiera une seule travée (40 m), Une dalle de 40 cm d'épaisseur avec deux (02) poutres en PRS.

## 7.2.1 Le choix de type d'ouvrage

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle « **Blank** », les étapes suivies par la modélisation sont indiquées comme suit :

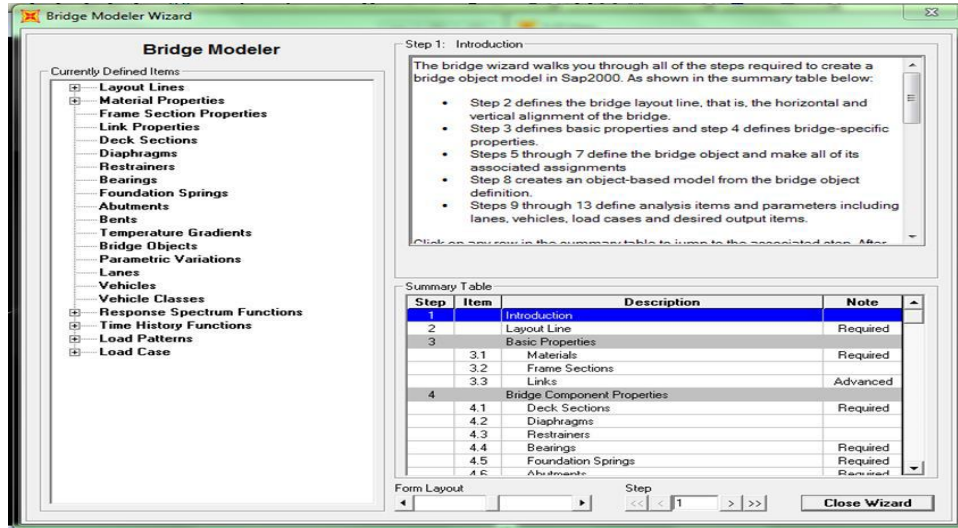


Figure 7.2 Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard »

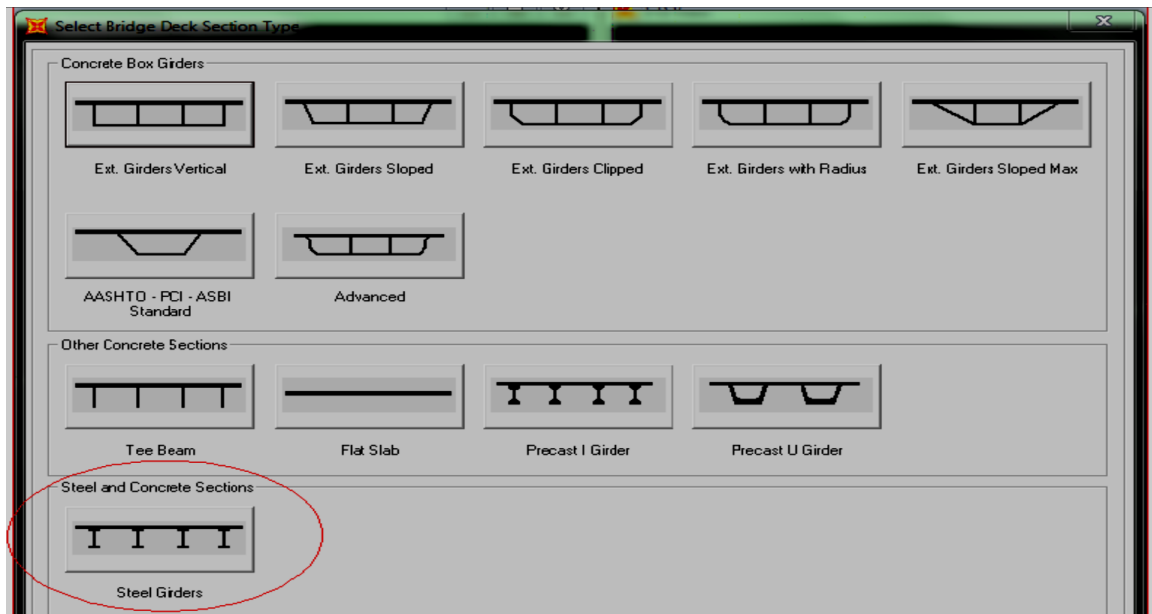
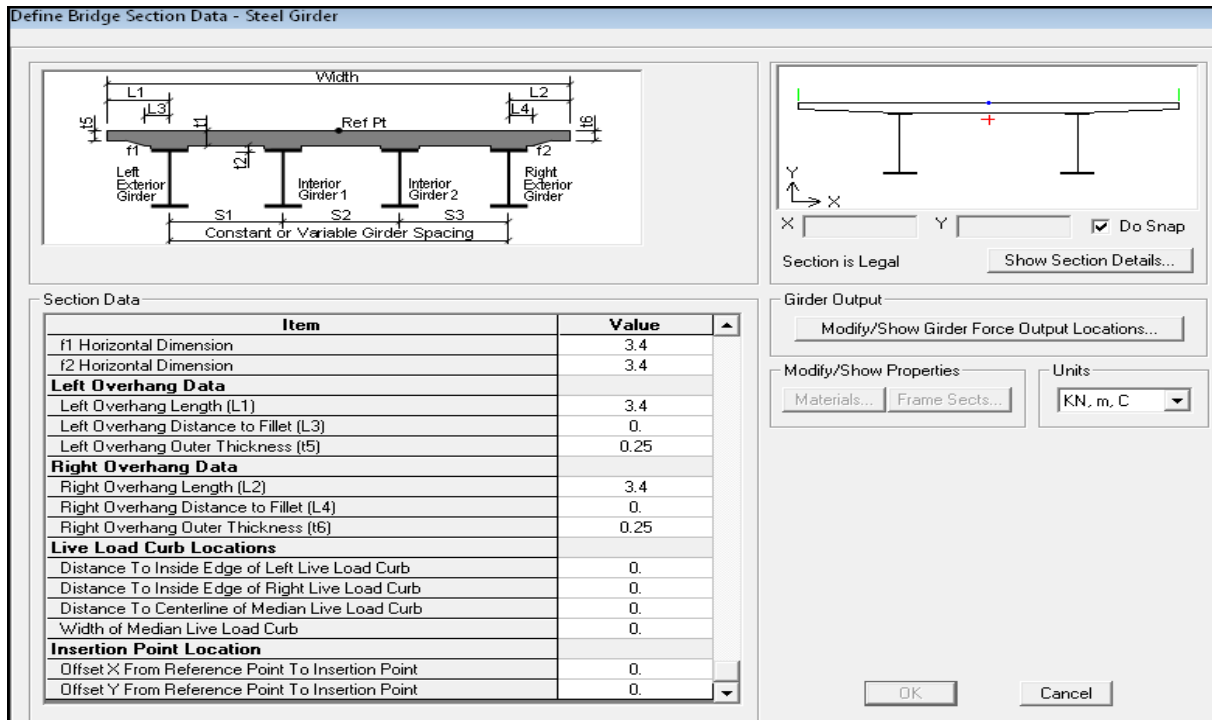
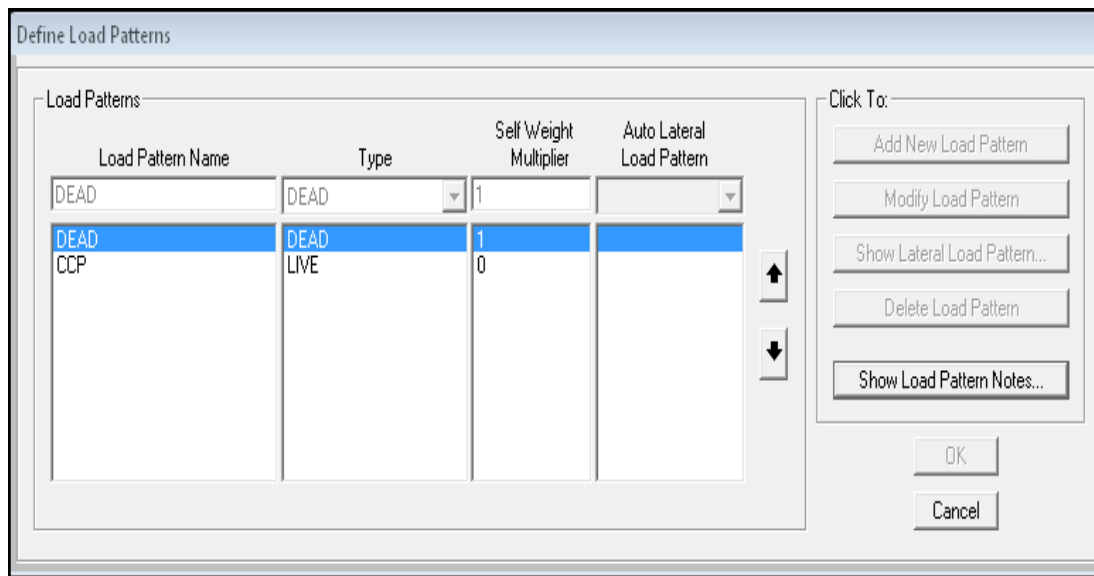


Figure 7. 3 Choix du type de tablier



**Figure 7.4 Dimension des sections du tablier**

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 les combinaisons des actions sismique, et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaire dans l'étude, calculé dans le Chapitre relatif aux charges et surcharges.



**Figure 7.5 Les Charges**

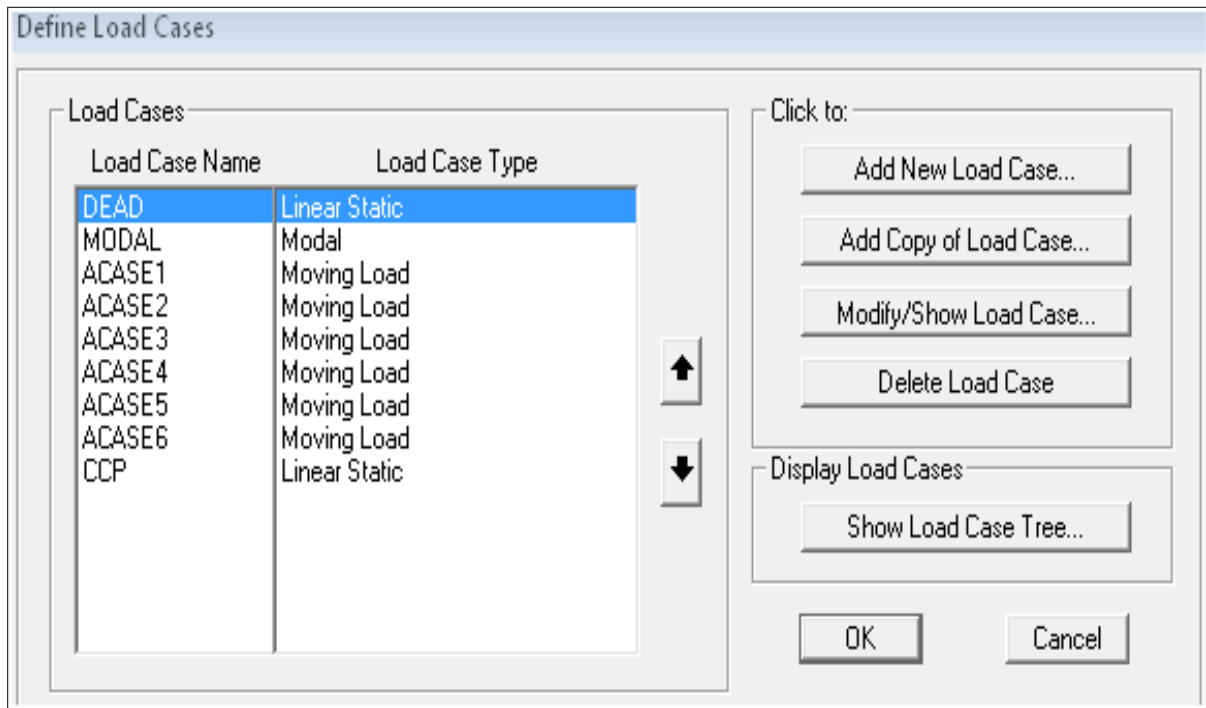


Figure 7.6 Les surcharges

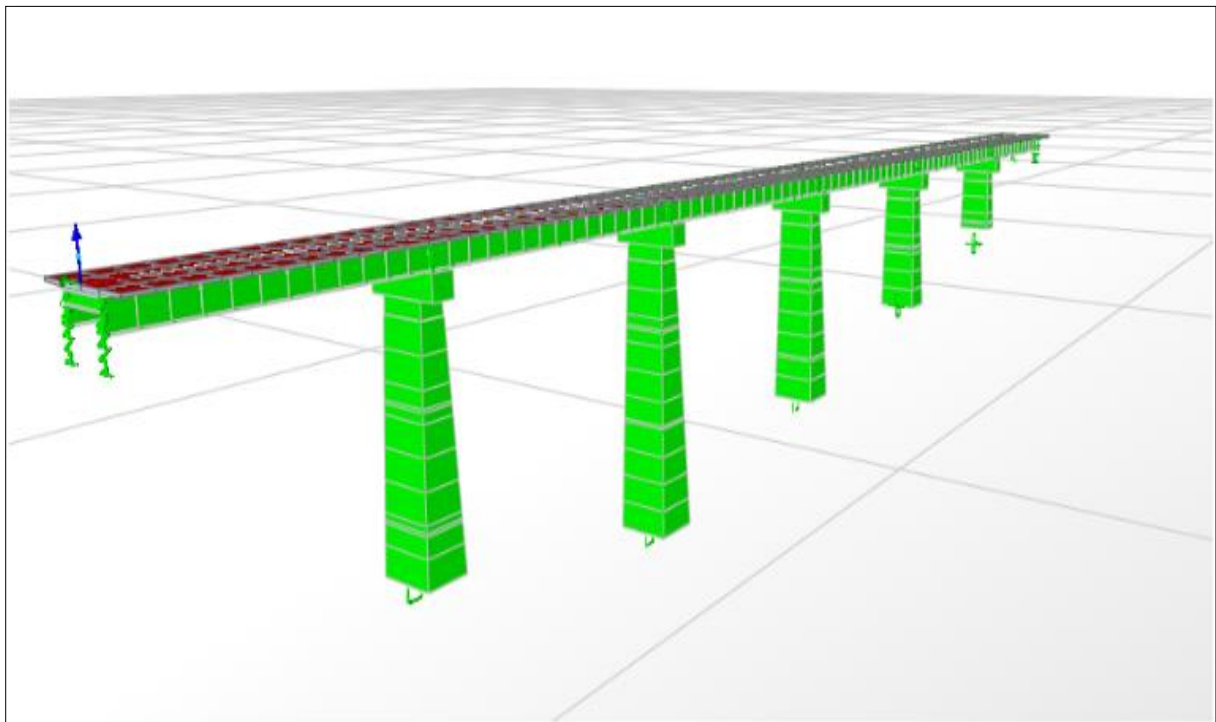


Figure 7.7 Vue en 3D du modèle du tablier

➤ Définition des matériaux utilisés :

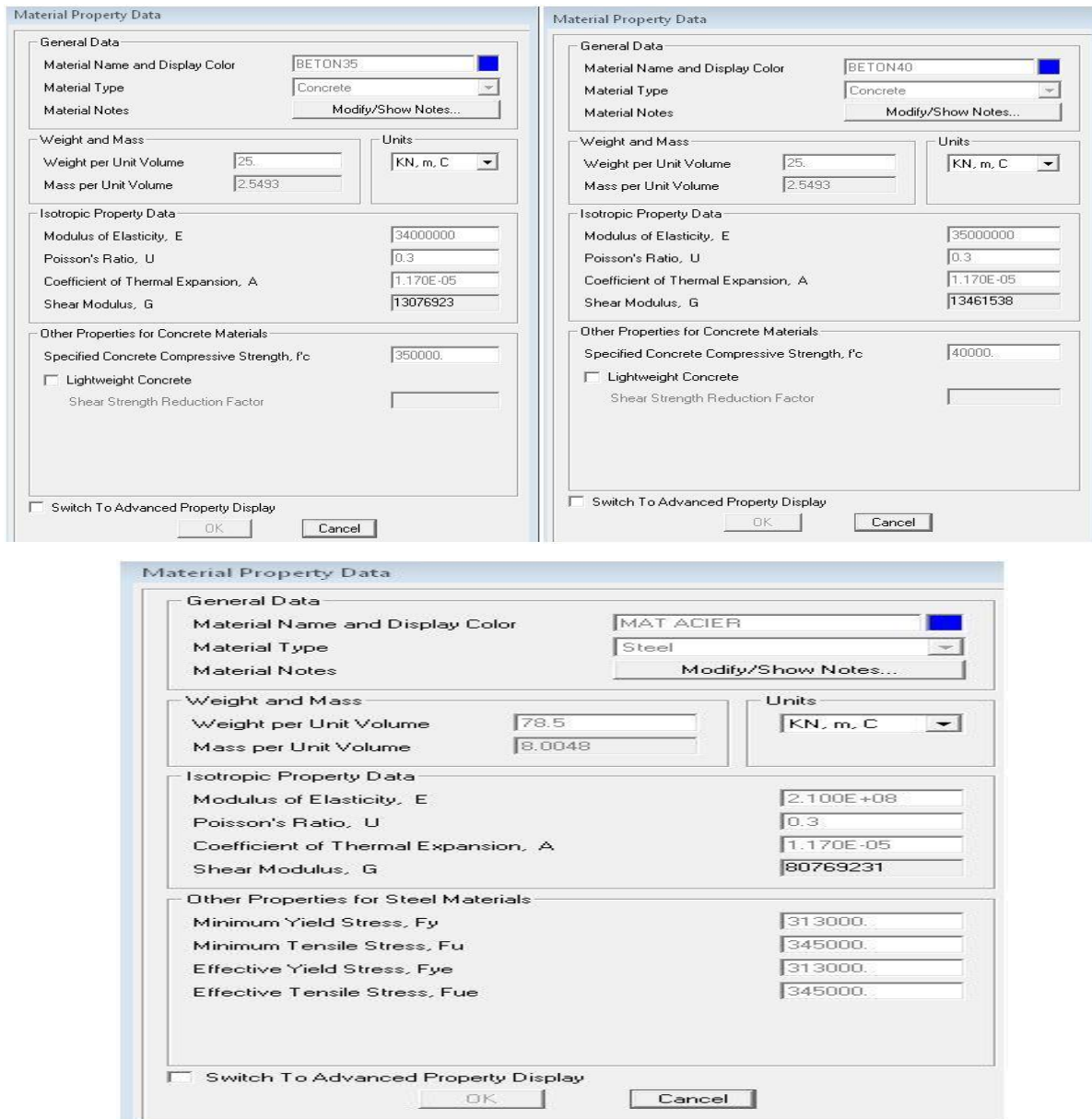
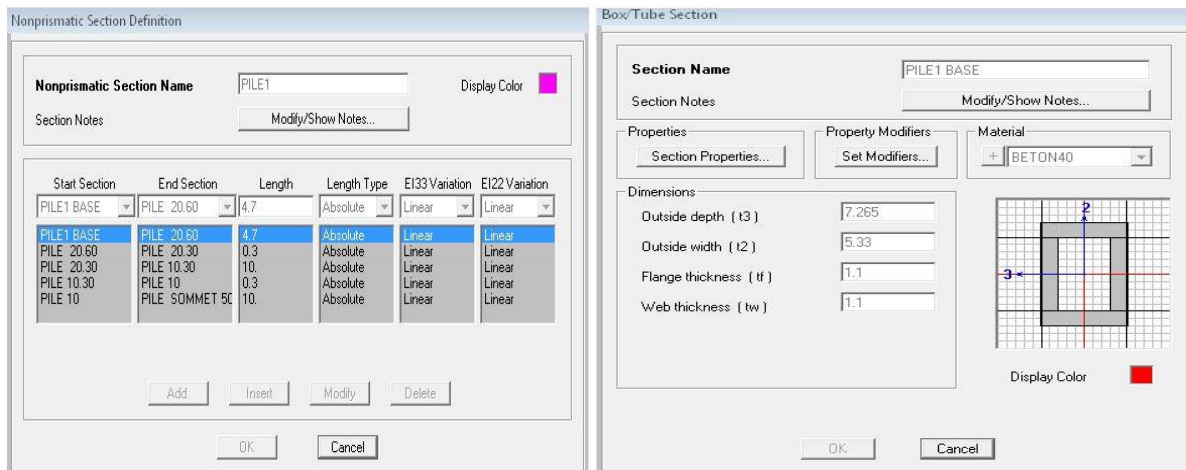
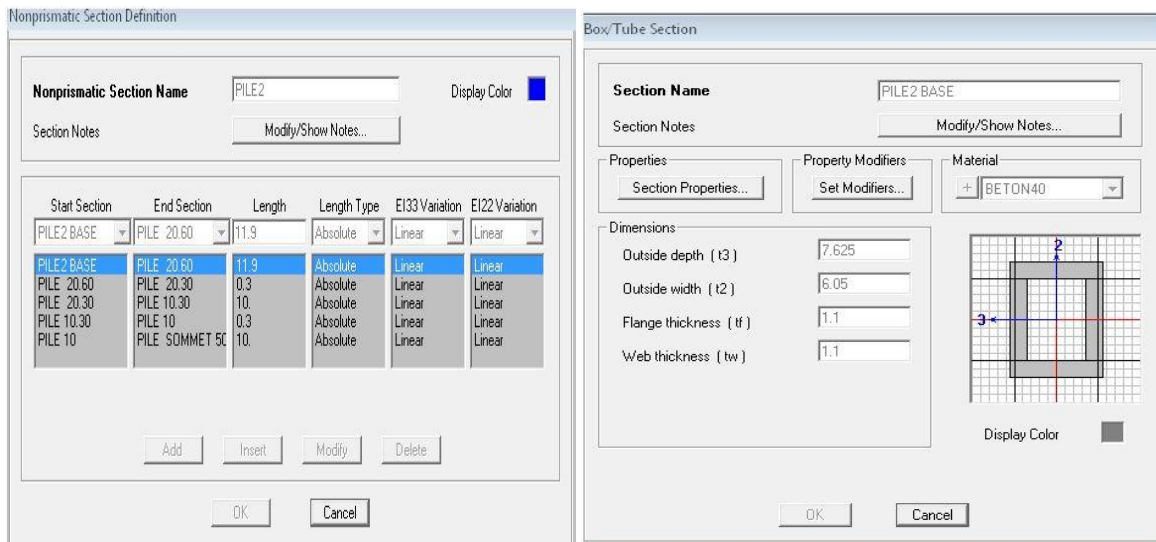


Figure 7-8 Matériaux utilisés

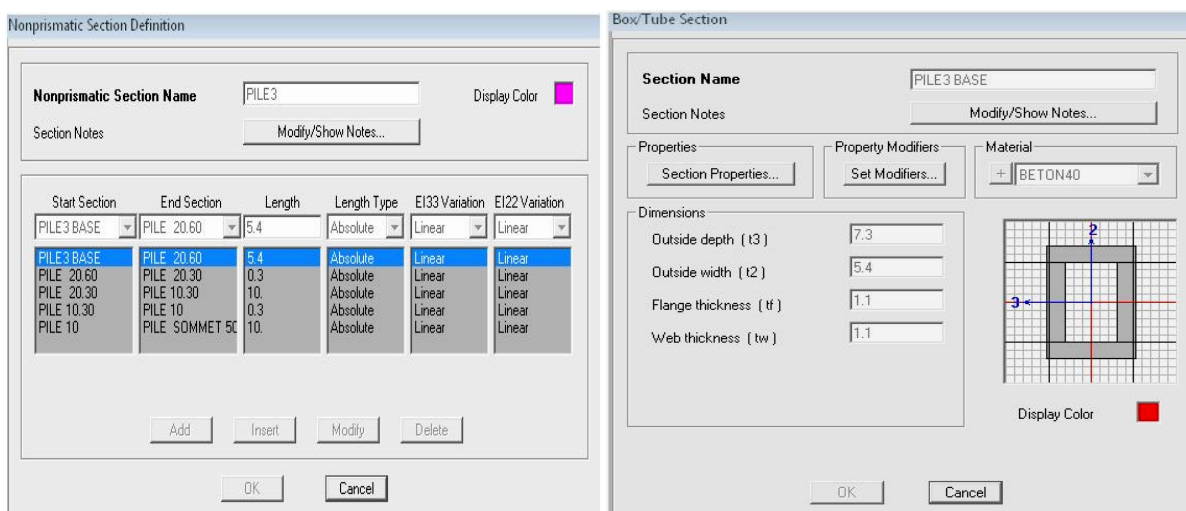
➤ Définition des différentes parties de l'ouvrage :



**Figure 7.9 Pile01 et pile 01Base**



**Figure 7.10 Pile 02 et pile 02 base**



**Figure 7.11 Pile 03 et pile 03 base**

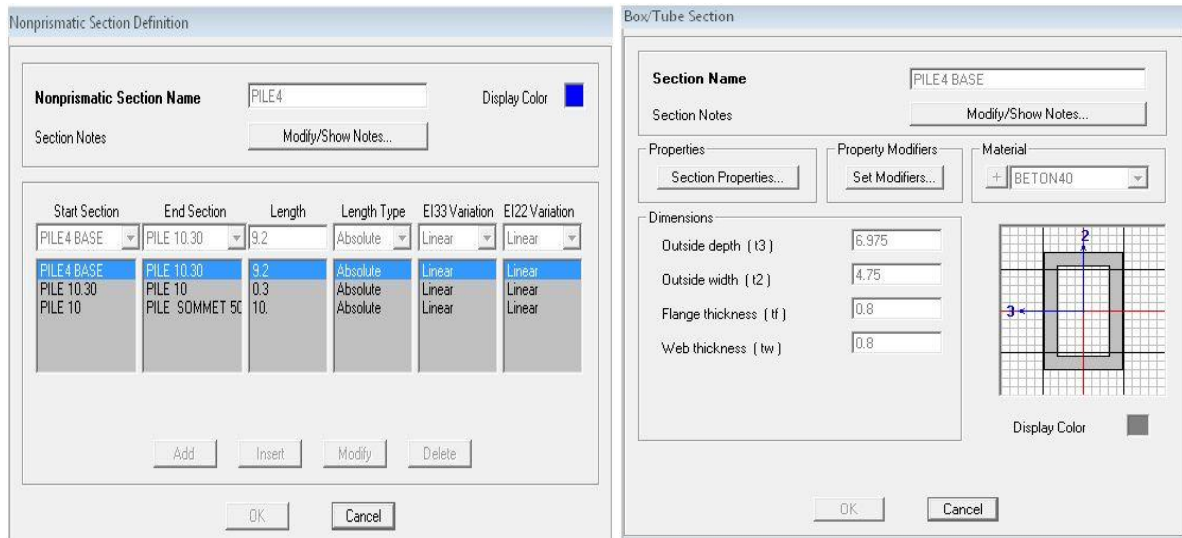


Figure 7.12 Pile 04 et pile 04 base

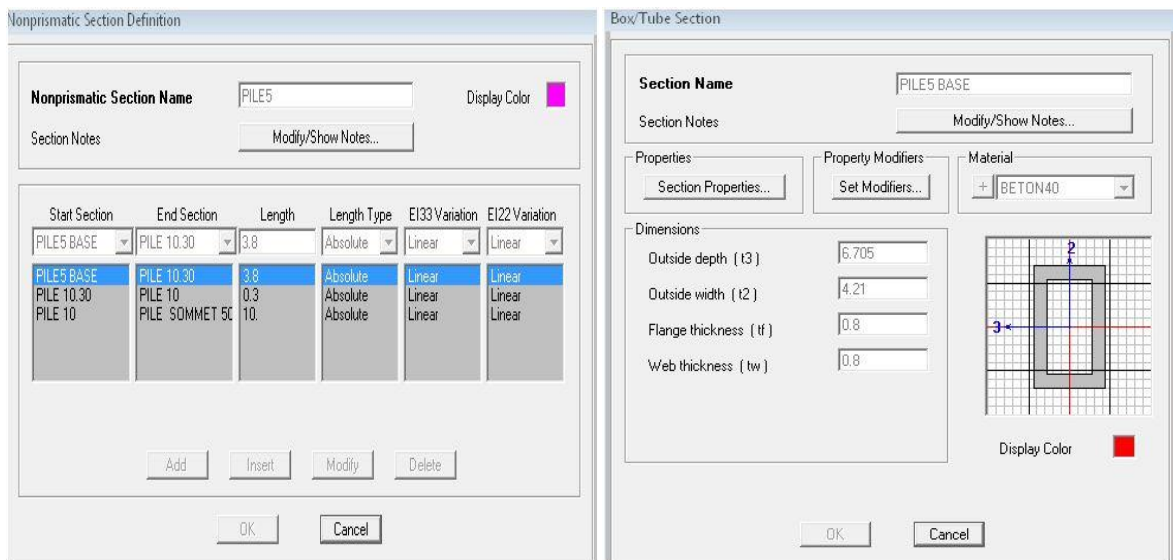


Figure 7.13 Pile 05 et pile 05 base

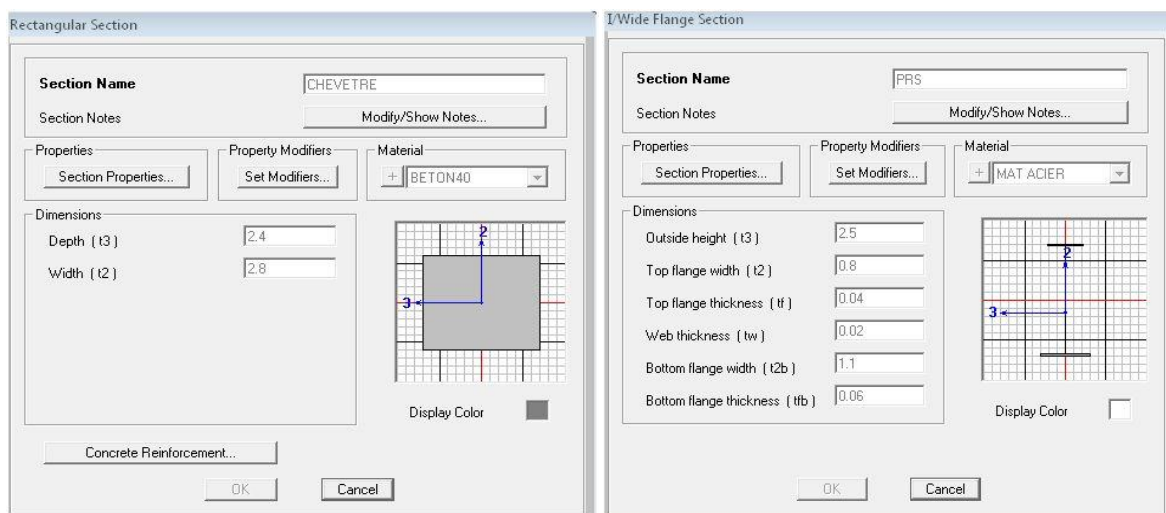
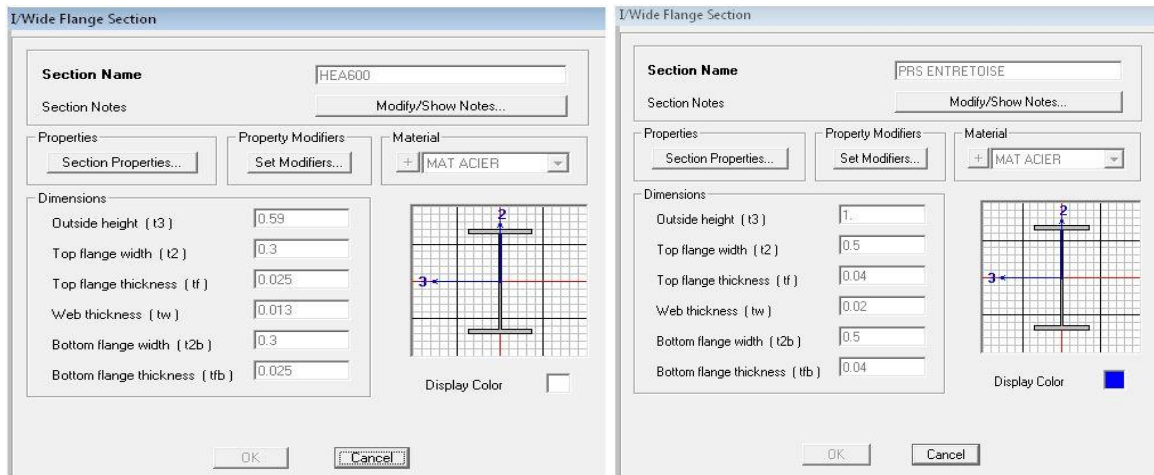


Figure 7.14 Chevêtre et Poutres principale (PRS)





**Figure 7.15 Entretoise HEA600, Entretoise PRS 2000**

### 7.3 Les différents cas de charges

L'ouvrage une fois modélisé par le SAP2000, cela nous permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultants d'une analyse numérique sous les différents cas de charges :

**Tableau 7-1 : Les différents cas de charges**

Cas de charge		Nature des charges
<b>SPP</b>	Charge permanente	Statique linéaire
<b>SSUP</b>	Charge permanente supplémentaire	Statique linéaire
<b>SLM71,1</b>	Surcharge	Analyse de cas de charges roulantes
<b>SLM71,2</b>	Surcharge	Analyse de cas de charges roulantes
<b>SSW2,2</b>	Surcharge	Analyse de cas de charges roulantes
<b>SW0</b>	Surcharge	Analyse de cas de charges roulantes
<b>SSUR,T</b>	Surcharge	Statique linéaire
<b>SGT</b>	Surcharge	Statique linéaire
<b>Retrait</b>	Surcharge	Statique linéaire

### 7.4 Affectation des charges

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues aux :

- Poids propre PP
- Charges supplémentaires CCP
- Surcharges

# CHAPITRE 7 : MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

General Vehicle Data

Vehicle name: LM71 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0.3048  
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:

Axle: None  
 Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		80.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		80.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	0.8		0.	Zero Width		250.	One Point	
Fixed Length	1.6		0.	Zero Width		250.	One Point	
Fixed Length	1.6		0.	Zero Width		250.	One Point	
Fixed Length	1.6		0.	Zero Width		250.	One Point	
Fixed Length	0.8		0.	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		80.	Zero Width			One Point	

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figure 7.16 Modélisation du modèle LM71

General Vehicle Data

Vehicle name: SW/2 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0.3048  
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:

Axle: None  
 Uniform: None

Loads:

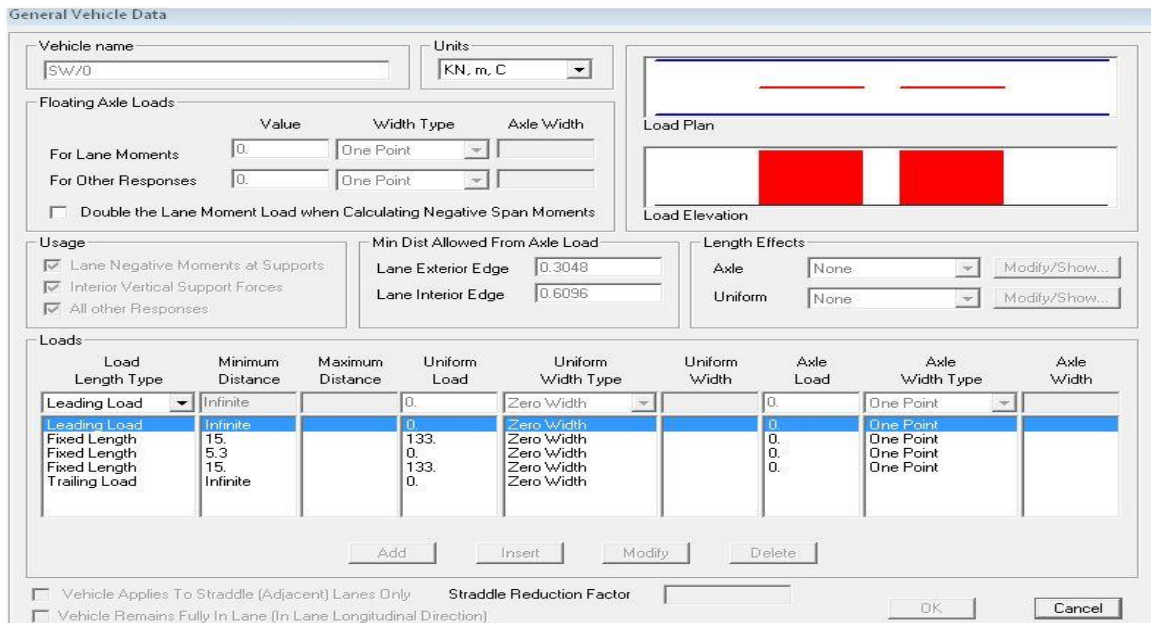
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	25.		150.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	7.		0.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	25.		150.	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		0.	Zero Width			One Point	

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figure 7.17 Modélisation du modèle SW/2



**Figure 7.18 Modélisation du modèle SW/0**

### Les combinaisons de calcul :

➤ **Etats Limites Ultimes (E.L.U.) :**

$$1.35 (SPP + SSUP) + 1.45 (SLM71,1 + S LM71,2) + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times 0.60 \times 0.75 SGT$$

• **Combinaisons sismiques :**

$$Ssisx, 1 = SPP + SSUP + SSisx + 0.5 \times 0.75 SGT + 0.30(SLM71) + 0.30 SPQ + SPS$$

$$Ssisy, 1 = SPP + SSUP + SSisy + 0.5 \times 0.75 SGT + 0.30(SLM71) + 0.30 SPQ + SPS$$

$$Ssisz, 1 = SPP + SSUP + SPPt + SPT + SSisz + 0.5 \times 0.75 SGT + 0.30(SLM71) + 0.30 SPQ + SPS$$

➤ **Etats Limites de Service (E.L.S.) :**

$$SPP + SSUP + SLM71, 1 + SSW2, 2 + 0.8 SSUR, T + 0.6 SGT$$

## 7.5 RESULTATS DE LA MODELISATION

Les résultats obtenus par logiciel sont donnés ci-dessous, les tableaux représentant les moments de flexion, les efforts tranchants.

Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

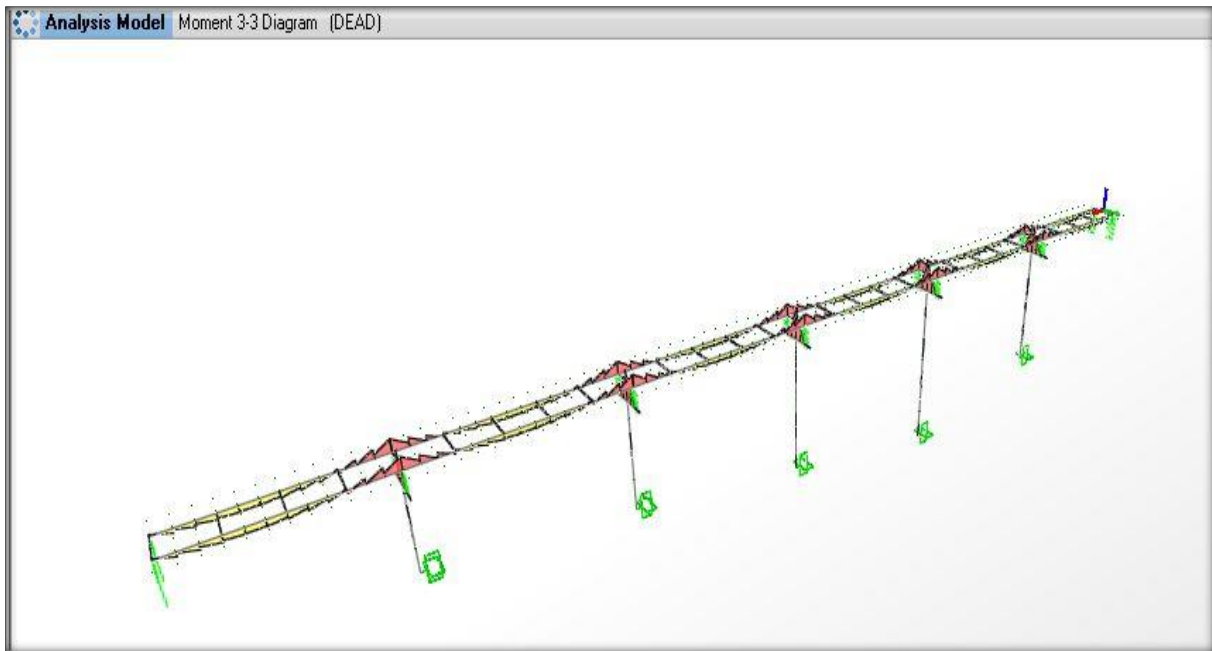


Figure 7.19 Diagramme des moments sous charge DEAD

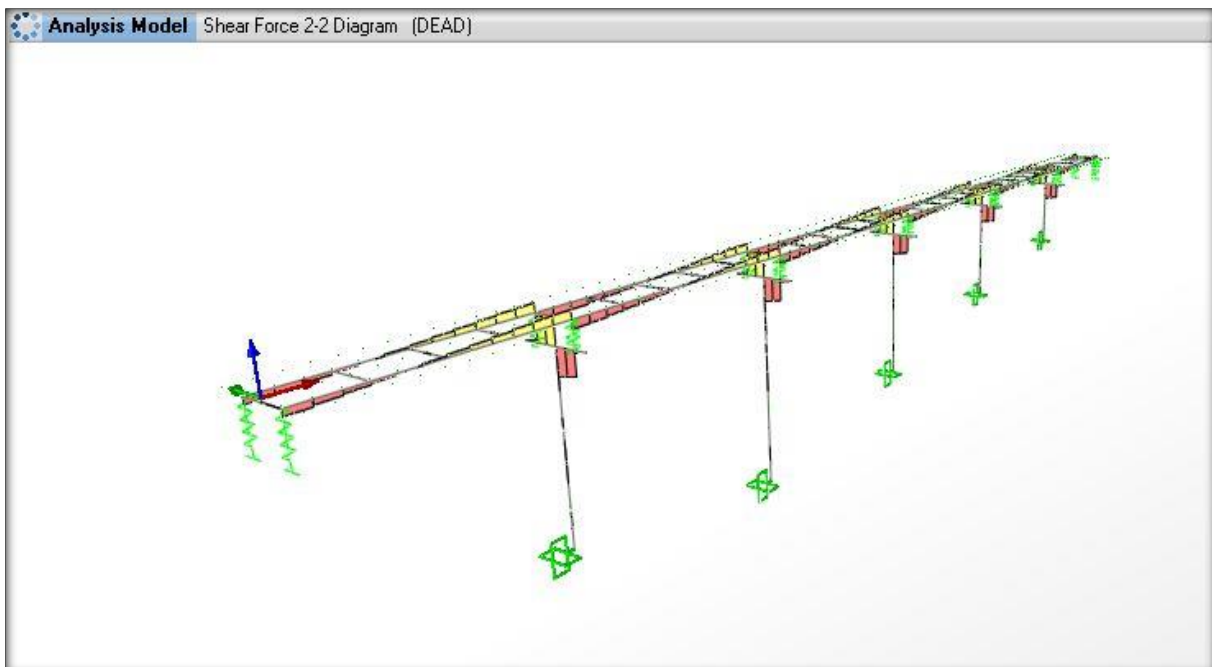


Figure 7.20 Diagramme des efforts tranchant sous charge DEAD

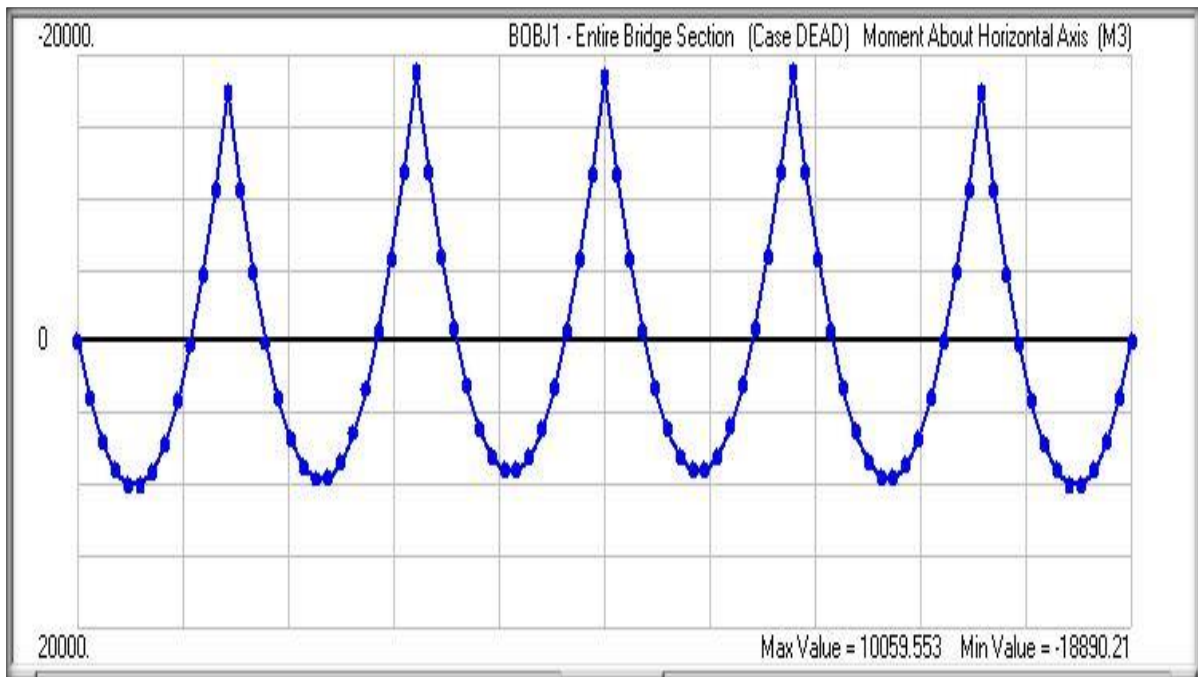


Figure 7.21 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge DEAD

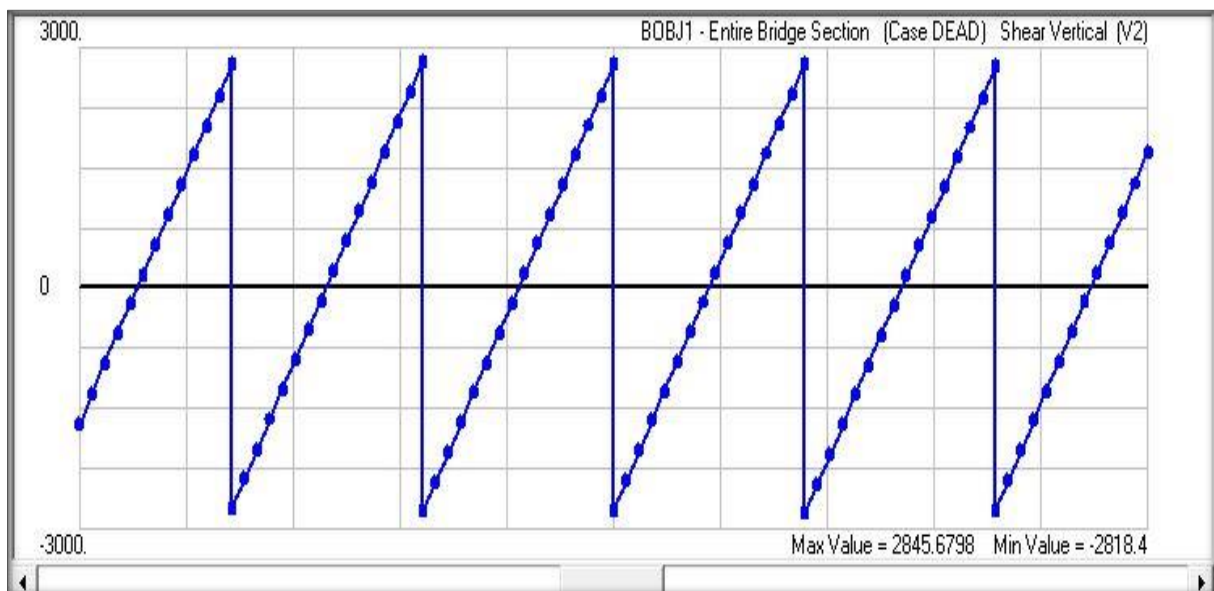


Figure 7.22 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge DEAD



Figure 7.23 Diagramme des moments fléchissant sous charge CCP



Figure 7.24 Diagramme des efforts tranchant sous charge CCP

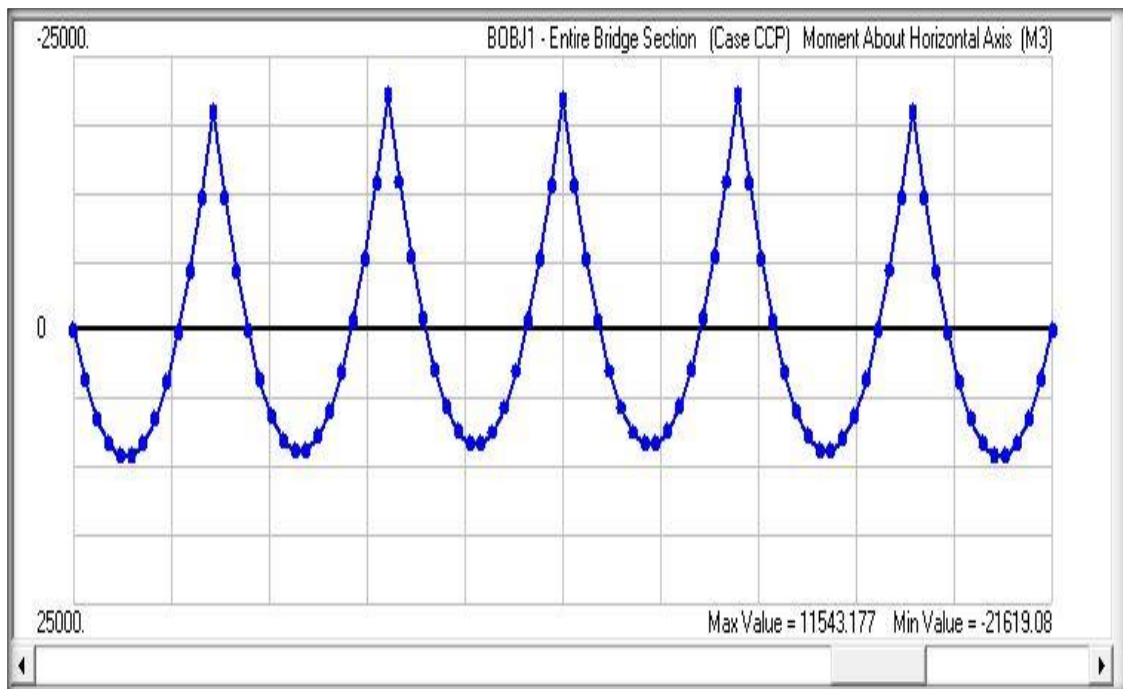


Figure 7.25 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge CCP



Figure 7.26 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge CCP

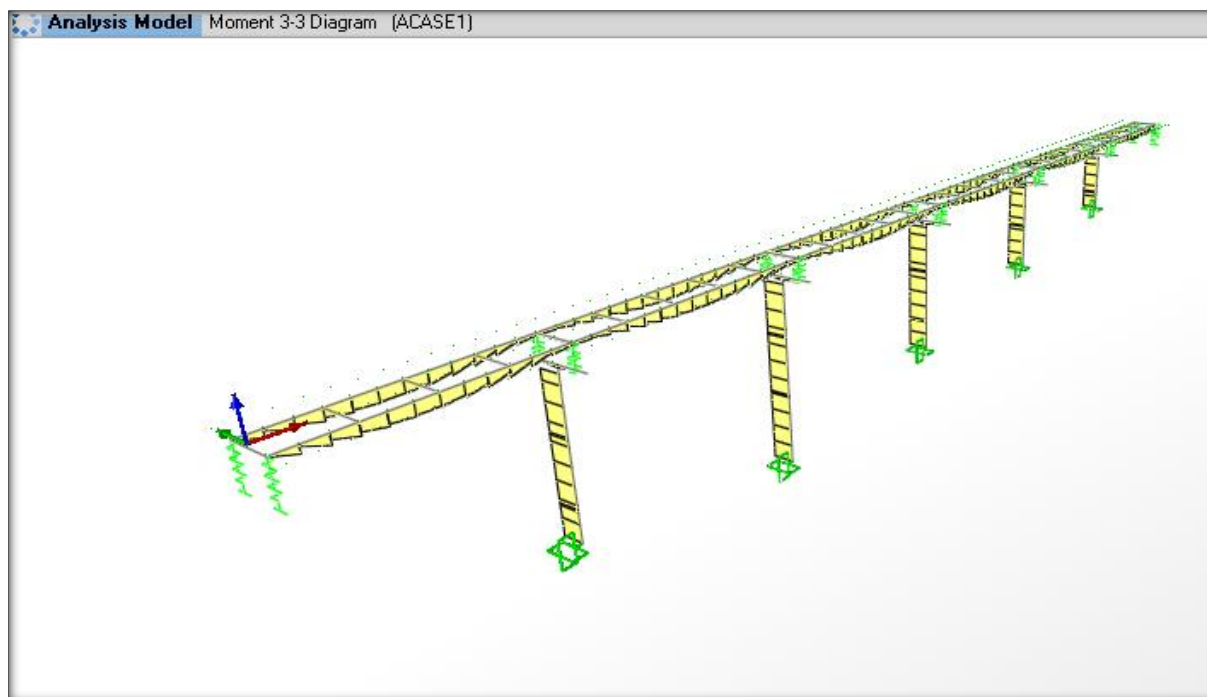


Figure 7.27 Diagramme des moments fléchissant sous charge ACASE1

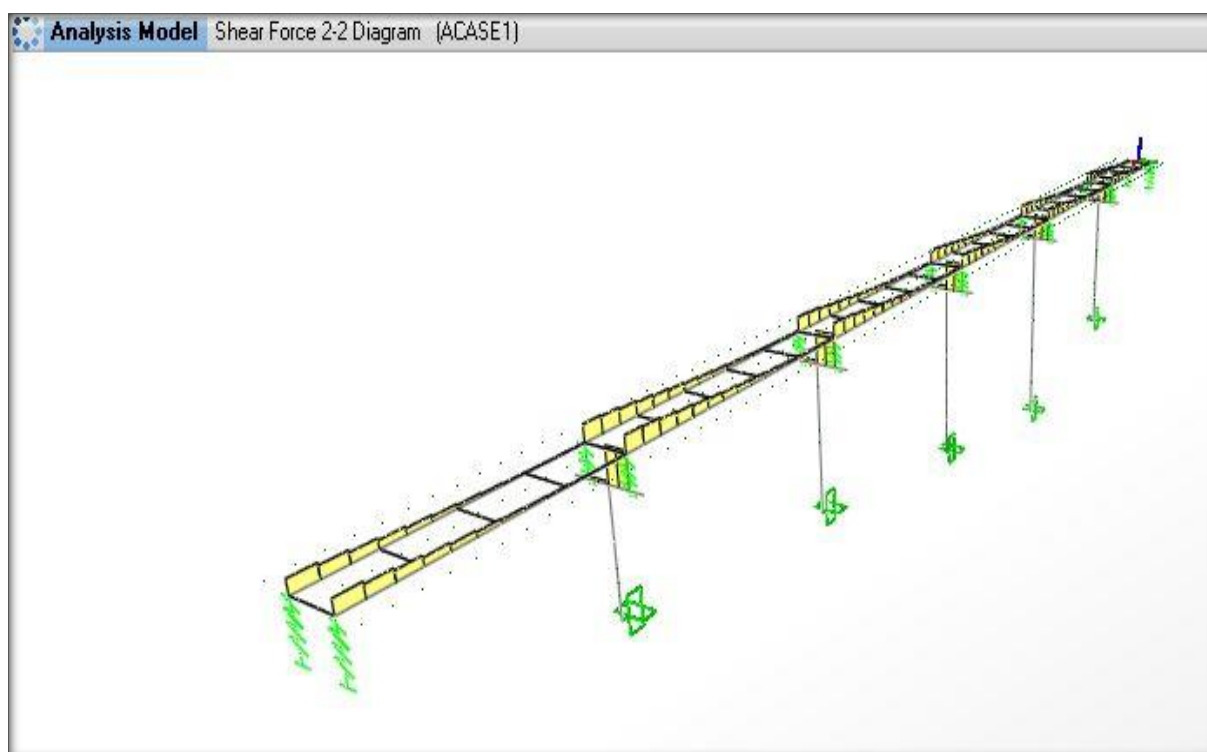


Figure 7.28 Diagramme des efforts tranchant sous charge ACASE1



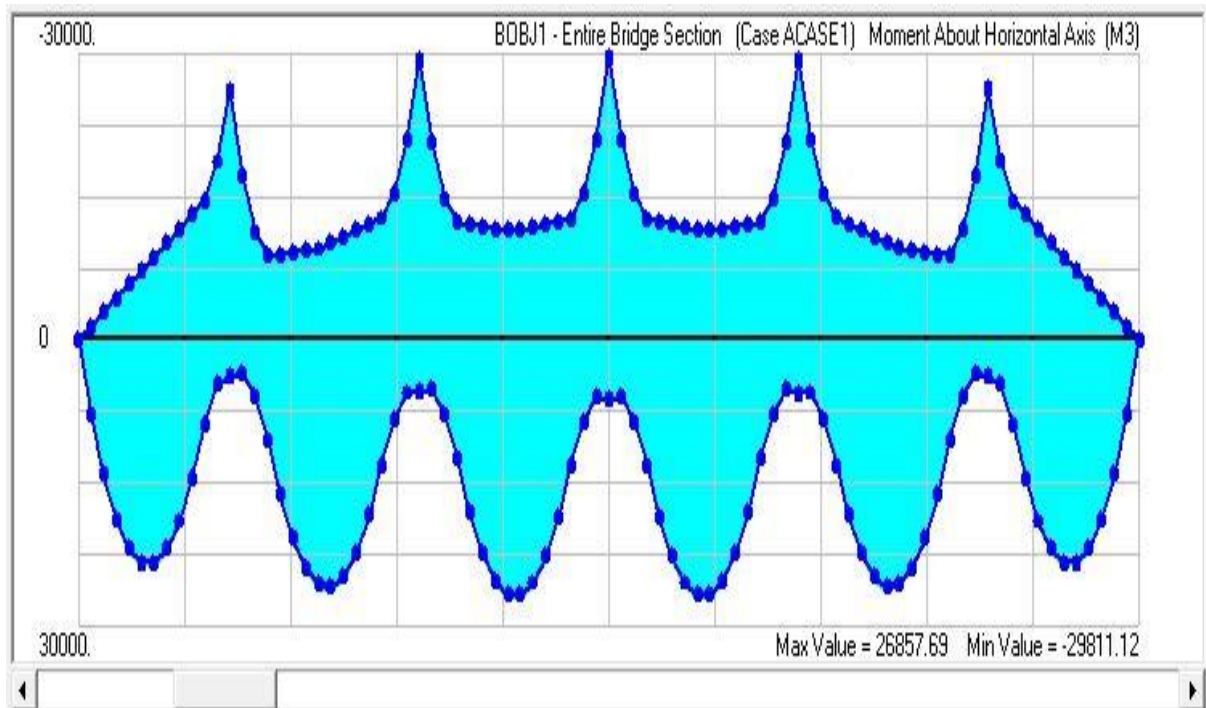


Figure 7.29 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge ACASE1

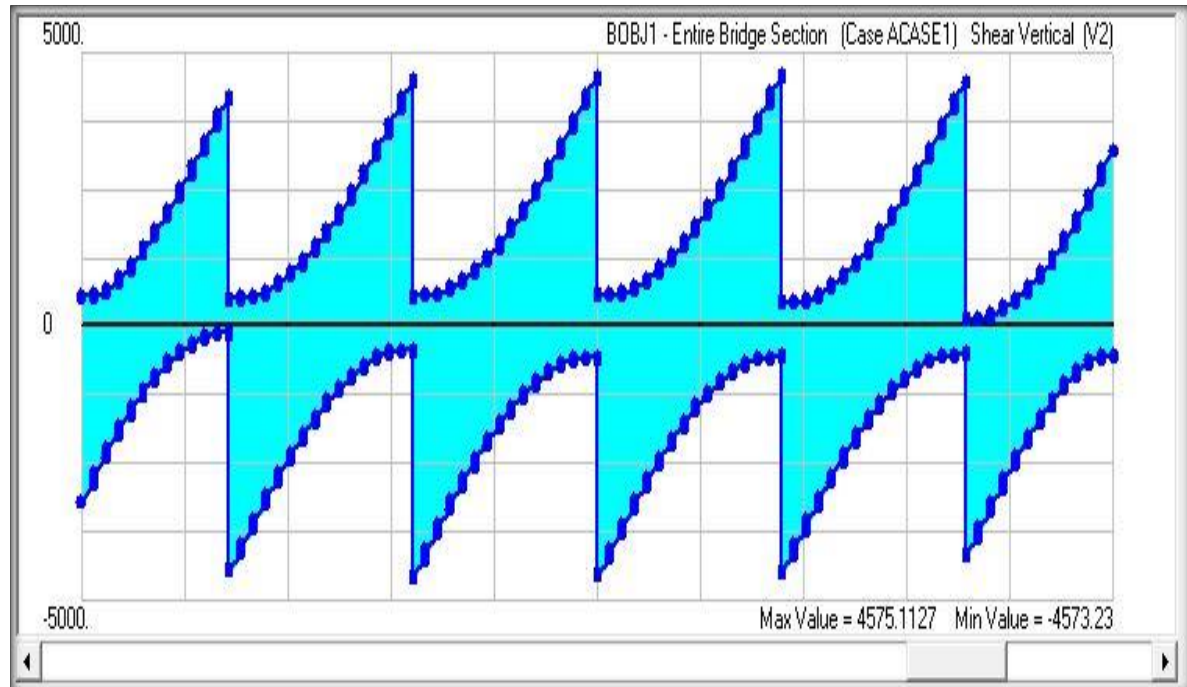


Figure 7.30 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge ACASE1

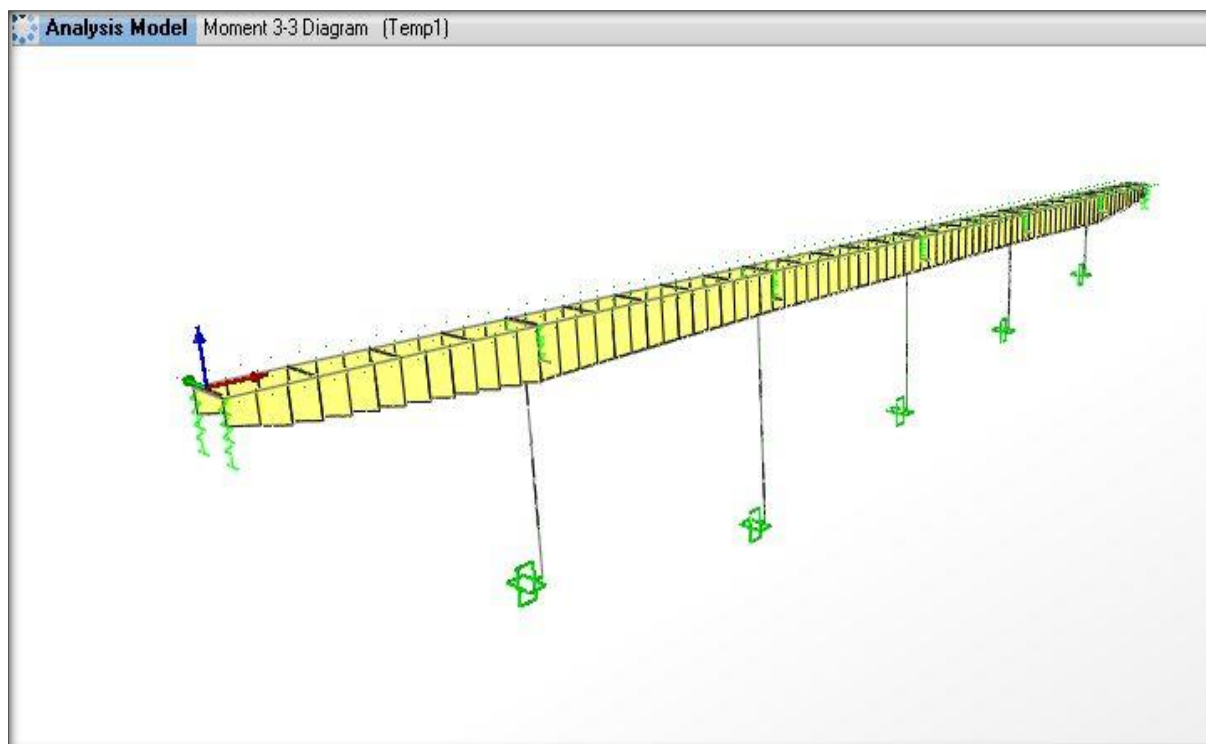


Figure 7.31 Diagramme des moments fléchissant sous charge TEMP1

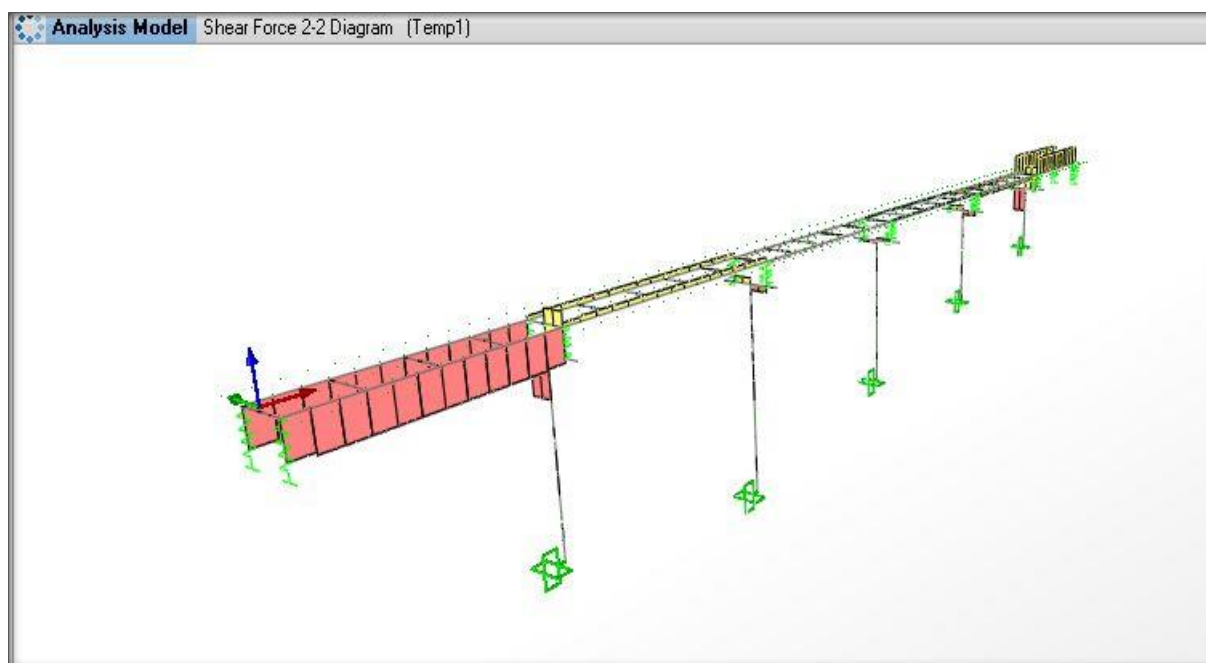


Figure 7.32 Diagramme des efforts tranchant sous charge TEMP1

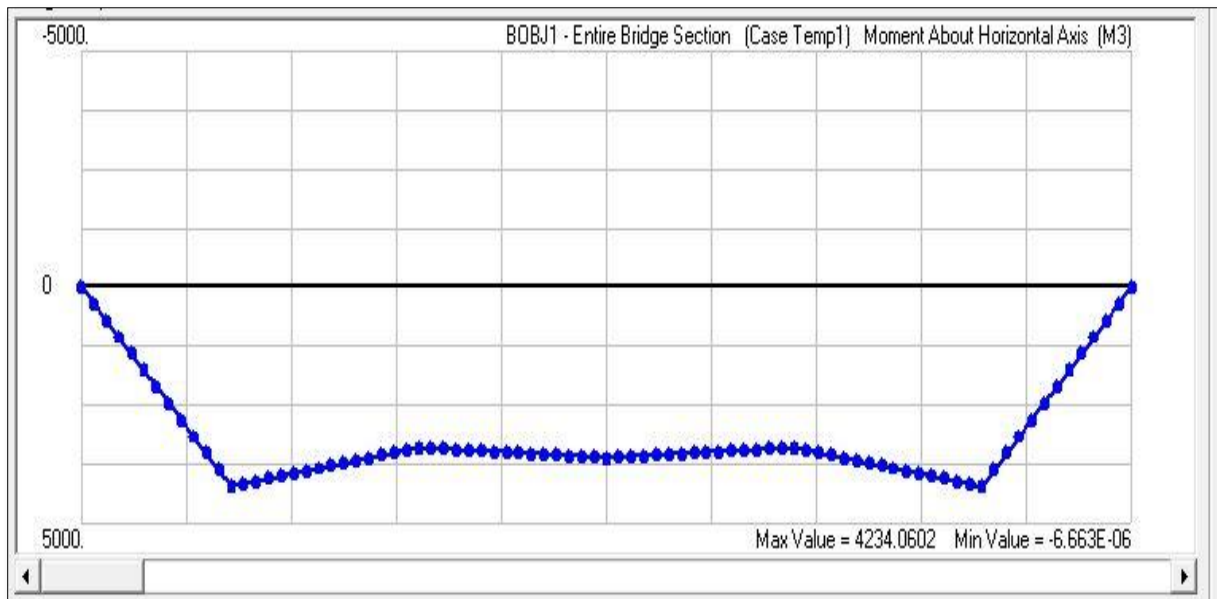


Figure 7.33 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge TEMP1

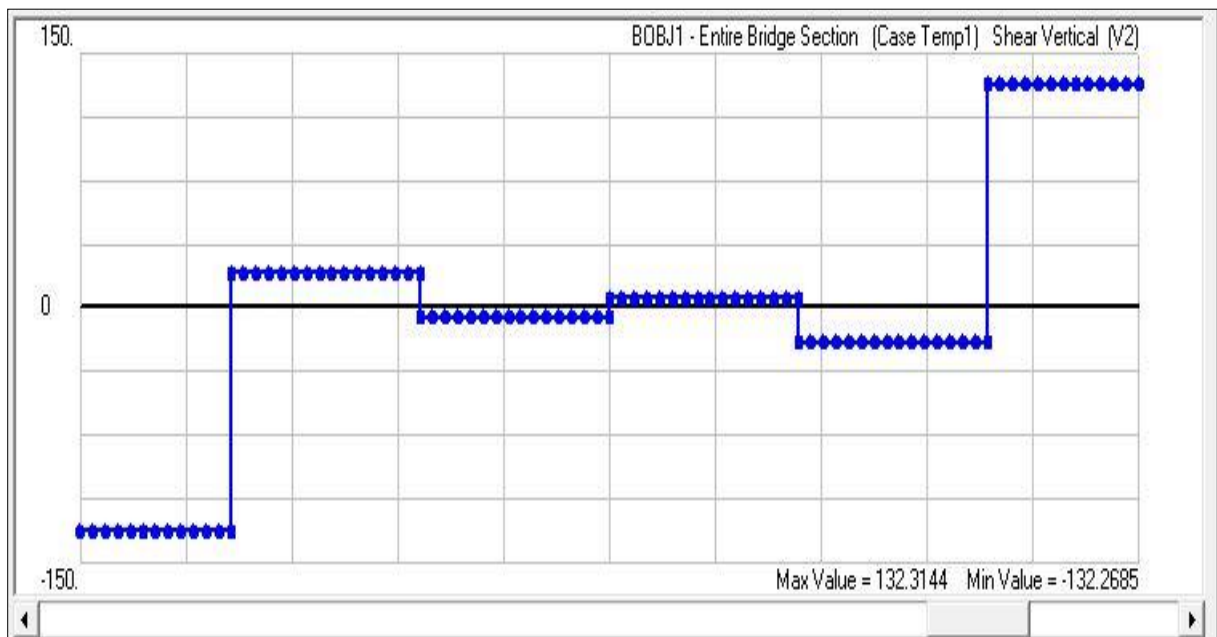


Figure 7.34 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge TEMP1

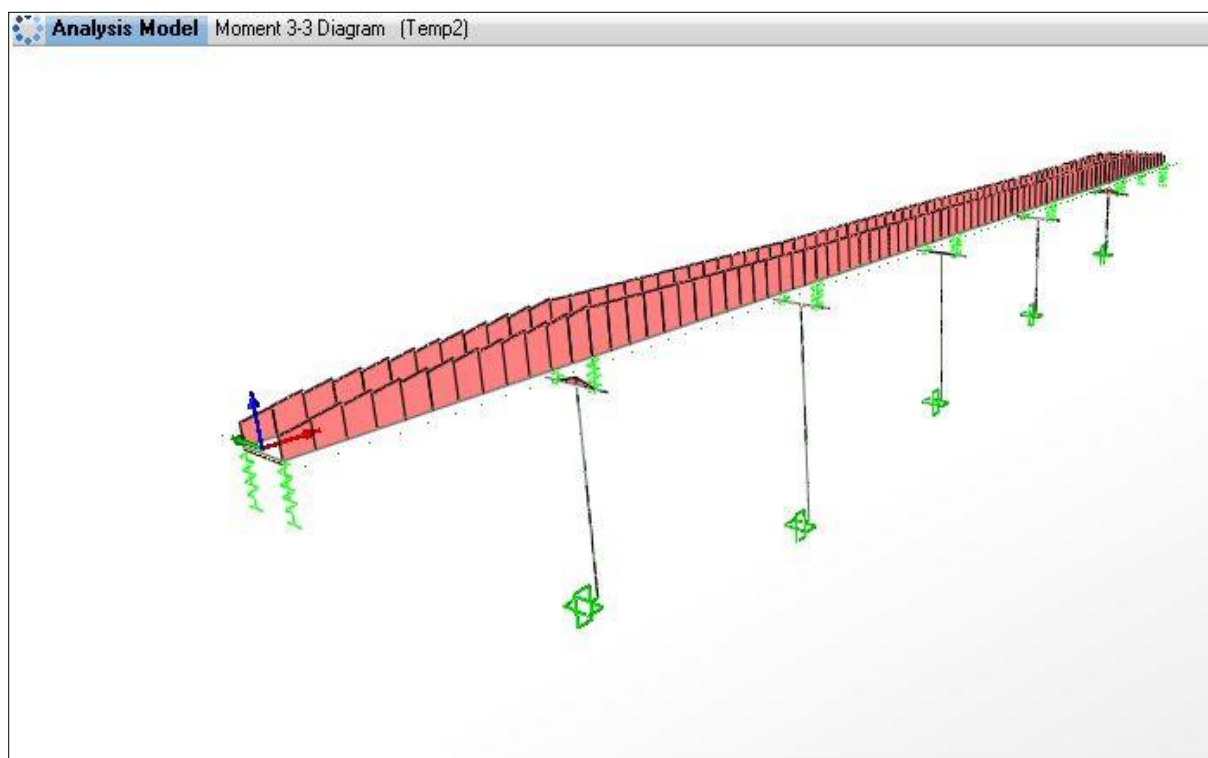


Figure 7.35 Diagramme des moments fléchissant sous charge TEMP2

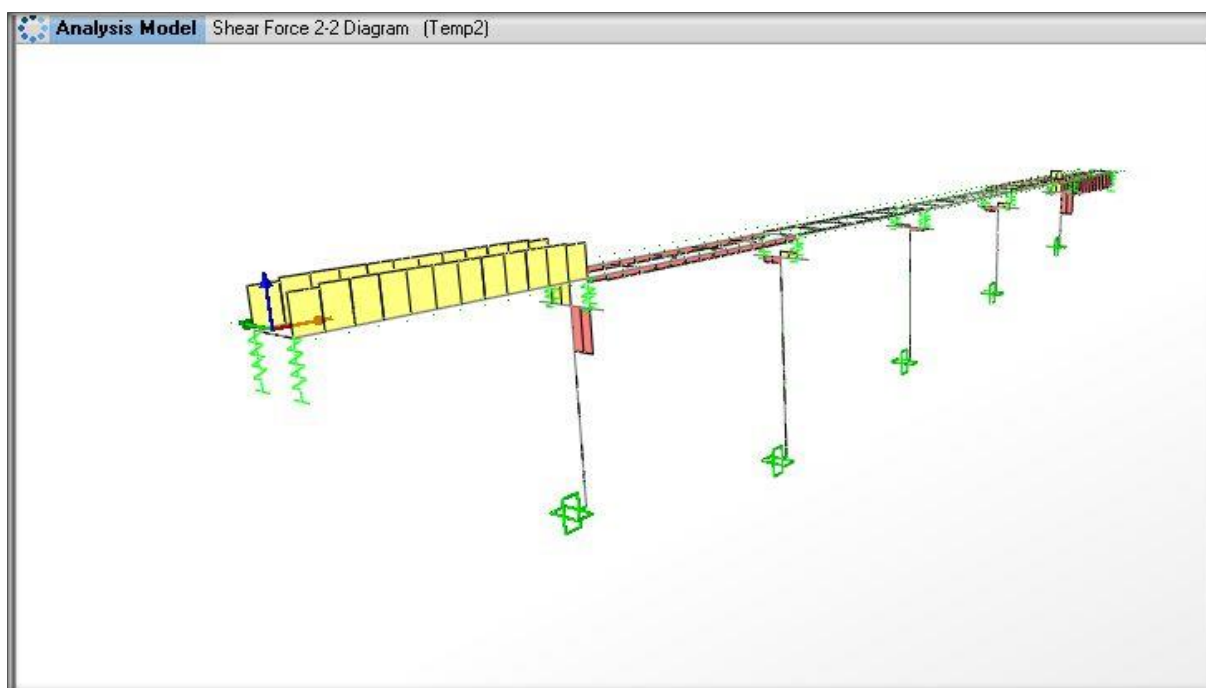


Figure 7.36 Diagramme des efforts tranchant sous charge TEMP2

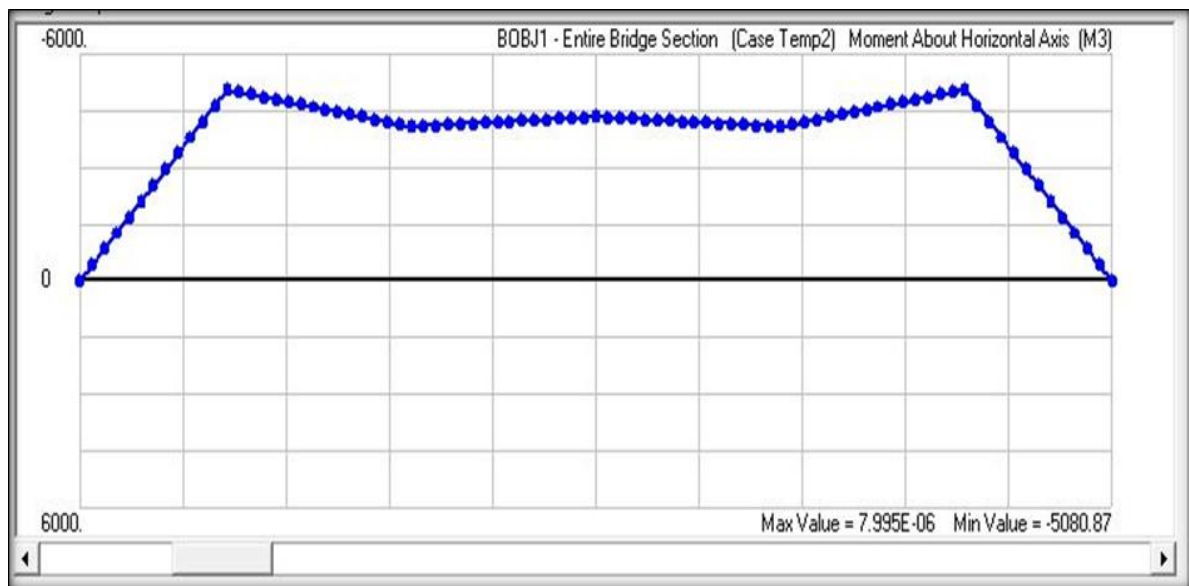


Figure 7.37 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge TEMP2

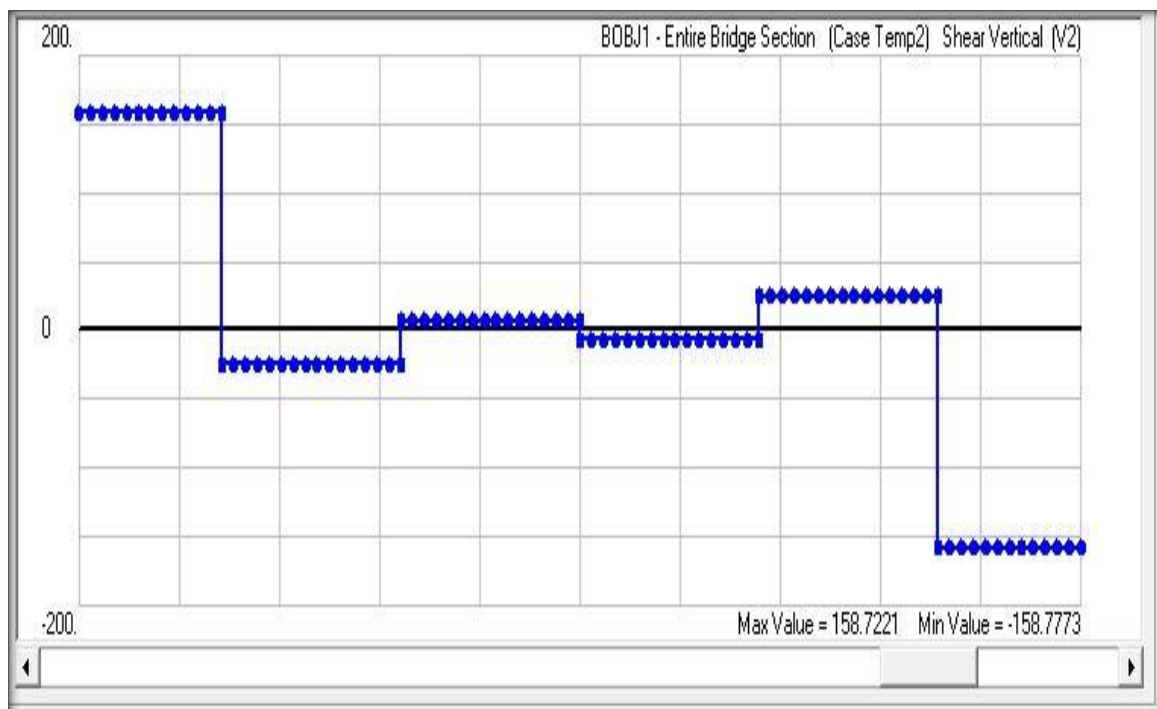


Figure 7.38 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge TEMP2

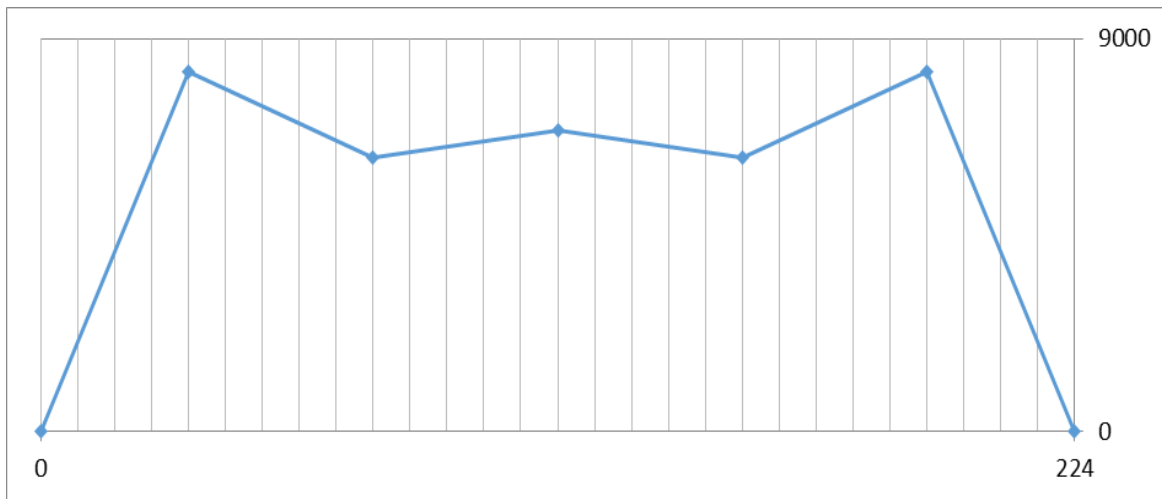


Figure 7.39 Diagramme des moments fléchissant dû au retrait

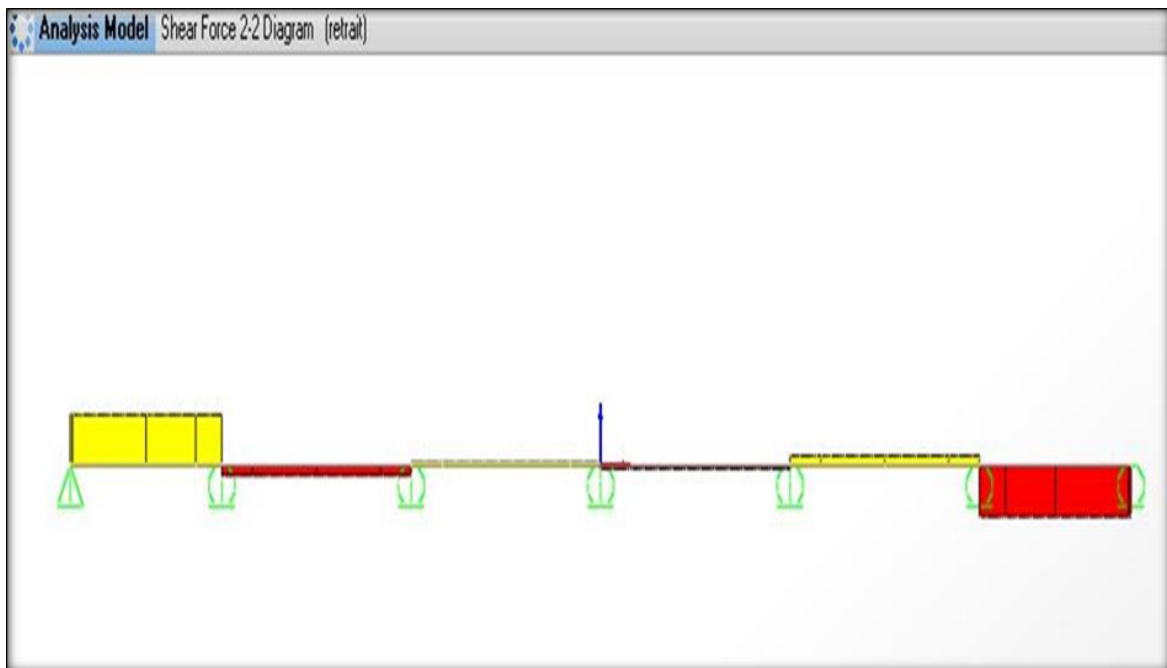


Figure 7.40 Diagramme des efforts tranchant dû au retrait

# CHAPITRE 8 :

## ETUDE DU TABLIER

8-1: Vérification de la section d'acier

8-1-1: Classification de la section

8-1-2: Détermination de la largeur efficace de la dalle.

8-2: Hypothèses de calcul.

8-3: Calcul de la section mixte

8-4: Etude des efforts appliqués à la section mixte.

8-4-1: Caractéristiques géométriques et élastiques.

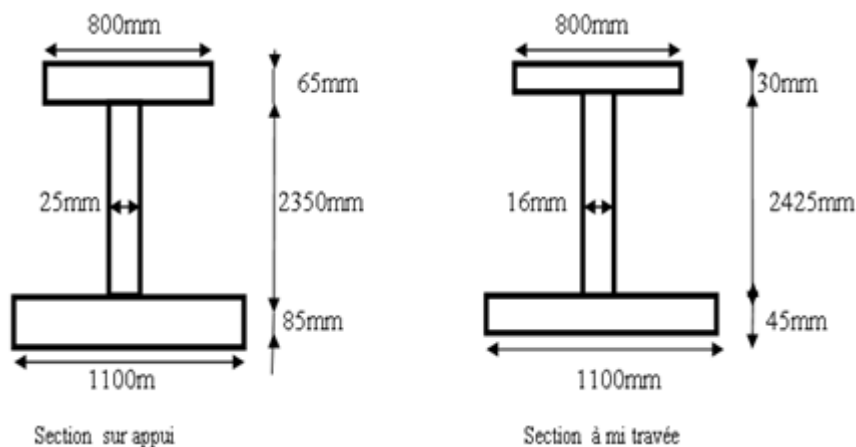
8-4-2: Calcul des efforts intérieurs des poutres.

8-4-3: Vérifications des contraintes dûes aux effets  
appliqués à la section mixte.

8-4-4: Vérification des contraintes de cisaillement.

### 8.1 VERIFICATION DE LA SECTION D'ACIER

#### 8.1.1 Classification de la section :



**Figure 8.1 Dimensions du PRS**

#### Sur appui :

$$b_s = 800\text{mm}$$

$$t_s = 65\text{ mm}$$

$$t_w = 25\text{ mm}$$

$$t_i = 85\text{mm}$$

$$b_i = 1100\text{mm}$$

#### Ami travée :

$$b_s = 800\text{mm}$$

$$t_s = 30\text{ mm}$$

$$t_w = 16\text{ mm}$$

$$t_i = 45\text{mm}$$

$$b_i = 1100\text{mm}$$

#### a) Classe de résistance

Classification de la section en phase de construction selon les dispositions de la norme EN 1993-1-1 [6] en considérant pour l'acier S355 une valeur de  $\varepsilon = 0,81$ .

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

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction plastique.

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

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

#### a : Dans la section sur appui :

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

**Tableau 8-1 : Limite d'élancement de la semelle dans la section d'appui**

c [mm]	t [mm]	c/t	Classe 1 c/t = 9 $\varepsilon$	Classe 2 c/t = 10 $\varepsilon$	Classe 3 c/t = 14 $\varepsilon$
537,50	85	6,32	7,29	8,10	11,34



➤ **Âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 124 \varepsilon = \frac{2350}{25} = 94 < 100,44 \quad \Longrightarrow \text{Section de Classe 3}$$

✚ **Dans la section de mi- travée**

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

Âme : de **classe 4**

$$\frac{2425}{16} = 151,6 > 100,44$$

La section est donc de **classe 4**

### 8.1.2 Détermination de la largeur efficace de la dalle (Selon EN 1994-2) [16] :

La largeur efficace ou effective est donc la largeur dans laquelle se diffusent suffisamment de contraintes pour obtenir une bonne association mixte acier béton. Pour une poutre maîtresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de la dalle est la somme de 3 termes :  $b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$

Avec:

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

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

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

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

$\beta_1 = \beta_2 = 1$  : sauf pour les sections sur culées où  $\beta_i = 0.55 + 0.025 \times Le/b_{ei} \leq 1.0$  avec  $b_{ei}$  égale à la largeur efficace à mi- travée de rive

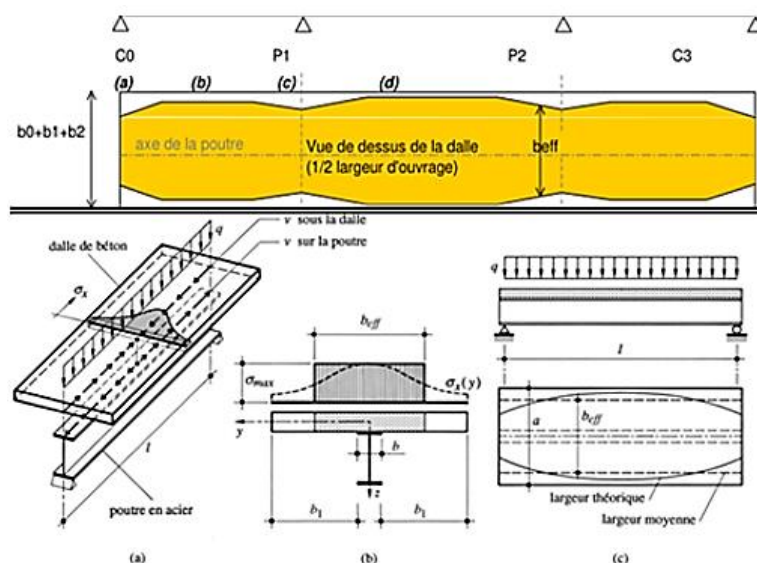


Figure 8.2 Calcul de la largeur efficace de la dalle (Selon EN 1994-2) [16]

➤ **Pour notre projet**

Travée intérieure :  $L_e = 0,70 \cdot L$

Appui intérieur :  $L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2)$

**Tableau 8-2 : Largeurs effectives de la dalle**

Section	$b_0$ [mm]	$L_e$ [mm]	$b_{ei}$ [mm]	$b_1$ [mm]	$b_2$ [mm]	$b_{eff}$ [mm]
Appui	600	20000	2500	3100	2700	5600
mi travée	600	28000	3500	3100	2700	6400

➤ **Vérifications à l'état limite ultime**

**(Vérification de la résistance à la flexion selon EN 1994-2) [16]**

**a) Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :**

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

$M_{Ed}$  : Moment de dimensionnement

$M_{pl,Rd}$  : Moment résistante plastique

On calcule d'abord :

$$F_a = A_a \times \frac{\sigma_e}{\gamma_a} \quad (\text{Acier})$$

$$F_b = h_b \times b_{eff} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{Béton})$$

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

**✚ Application numérique:**

➤ **Pour la dalle en béton**

$$F_b = 40000 \times 0,38 \times 6,4 \times 0,85 / 1,5$$

$$= 55\ 125\ \text{KN}$$

➤ **Pour les poutres en acier (S355) :**

**Semelle supérieure :**

$$F_{a1} = 800 \times 30 \times 345 \times 10^{-3} = 8280\ \text{KN}$$

**Âme :**

$$F_{a2} = 2425 \times 20 \times 345 \times 10^{-3} = 16\ 733\ \text{KN}$$

**Semelle inférieure :**

$$F_{a3} = 1100 \times 45 \times 335 \times 10^{-3} = 16\ 582\ \text{KN}$$

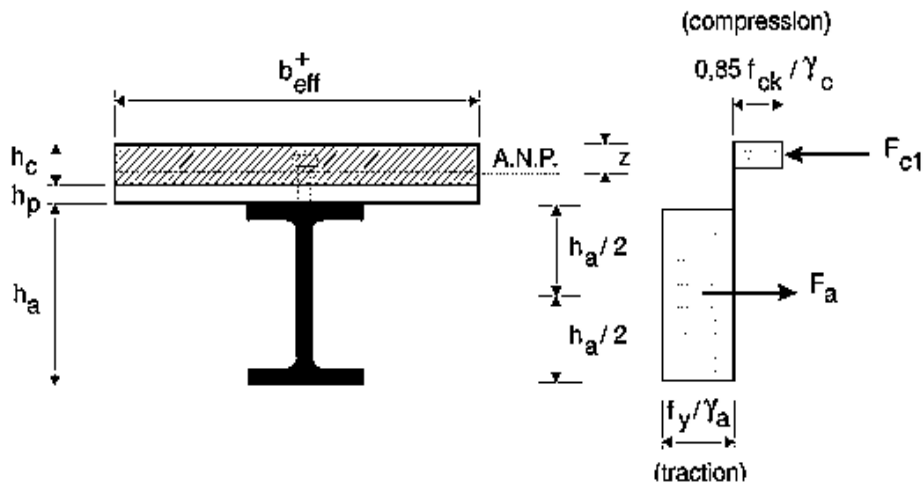
**D'où**  $F_a = F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}$

$$= 42\ 091\ \text{KN}$$

On remarque bien que :

$$F_b = 55\,125\text{KN} > F_a = 42\,091\text{KN} \implies \text{Axe neutre plastique dans la dalle}$$

✓ **Axe neutre plastique situé dans la dalle de béton :**



**Figure 8.3 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive) [16]**

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

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} \leq h_b$$

$$= \frac{42\,091}{6,4 \times \frac{0,85 \times 40\,000}{1,5}} = 0,29\text{ m}$$

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

$$Z = 2,90 - 0,29 = 2,61\text{ m}$$

Le moment résistant plastique de calcul est :

$$M_{\text{pl,Rd}} = F_a (0,5 h_a + h_c + h_p - 0,5 z)$$

Dans notre cas  $h_p = 0$

$$M_{\text{pl,Rd}} = F_a (0,5 h_a + h_c - 0,5 z)$$

Le calcul a été fait en fonction de la variation de la section pour une travée de 40 ML (On procède par symétrie), et les résultats sont portés sur le tableau ci-après :

## CHAPITRE 8 : ETUDE DU TABLIER

**Tableau 8-3 : Récapitulatifs de calcul et vérification**

Section		6	7	8	9	10	11
	x	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00
Dalle en béton	F <sub>b</sub> (kN)	55 125	55 125	55 125	55 125	55 125	55 125
Semelle supérieure	Fa <sub>1</sub> (kN)	8 280	8 280	8 280	8 280	8 280	8 280
Âme	Fa <sub>2</sub> (kN)	16 733	16 733	13 774	13 774	13 774	13 774
Semelle inférieur	Fa <sub>3</sub> (kN)	17 078	17 078	17 078	17 078	17 078	17 078
Axe neutre plastique	ANP (m)	0.29	0.29	0.27	0.27	0.27	0.27
Moment résistante plastique	M <sub>Rd,pl</sub> (kN.m)	62 505	62 505	58 502	58 502	58 502	58 502
Moment de dimensionnement	M <sub>Ed</sub> (Kn.m)	17 940	24 178	29 052	32 551	34 495	35 057
Vérification de la sécurité	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd,pl</sub>	0.29	0.39	0.5	0.56	0.59	0.6
		C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

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

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

$T_{Ed}$  : Effort tranchant de dimensionnement

$T_{Rd,pl}$  : Effort tranchant résistant plastique

$$T_{Rd,pl} = 0,58 \times f_y \times \frac{A_v}{\gamma_{M0}}$$

$f_y$  : représente la limite élastique de l'acier

$A_v$  : Aire de cisaillement

$\gamma_{M0}$  : représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier pris égal à : 1.1

Le calcul a été fait en fonction de la variation de la section pour une travée de 40 ML

(On procède par symétrie), et les résultats sont portés sur le tableau ci-après :

**Tableau 8-4 : Récapitulatifs de calcul et vérification**

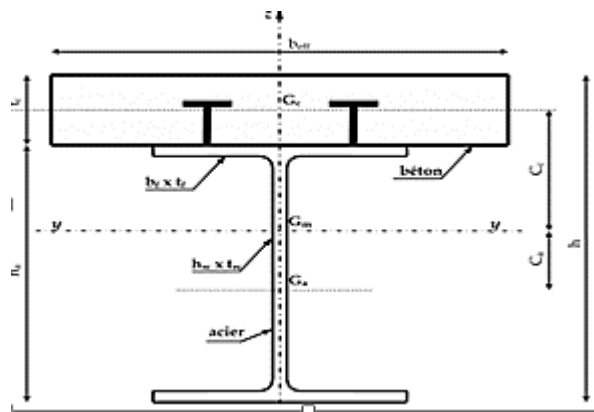
Section	1	2	3	4	5	6
Distance(m)	0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0
$T_{Ed}$ (KN)	5 400	5 000	4 515	4 034	3 556	3 087
$A_v$ (mm <sup>2</sup> )	58 750	58 750	59 750	47 800	48 500	38 800
$T_{Rd,pl}$ (KN)	10 687,15	10 687,15	10 869,07	8 695,25	8 822,59	7 058,07
Vérification de la sécurité	$T_{Ed} < T_{Rd,pl}$					

**8.2 HYPOTHESES DE CALCUL D'UNE SECTION MIXTE**

Les hypothèses de calcul d'une section mixte sont basées sur 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 rendue impossible par la présence des organes de liaisons appelées

« **Connecteurs** ».



**Figure 8.4 section mixte**

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 :

$$\text{Pour l'acier : } \frac{\delta L}{L} \times a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\text{Pour le béton : } \frac{\delta L}{L} \times b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

D'après la première hypothèse on a :

$$\frac{\delta L}{L} \times a = \frac{\delta L}{L} \times b \Rightarrow \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

n : Coefficient d'équivalence qui varie en fonction de E<sub>a</sub> et de E<sub>b</sub>, ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente (effet de fluage).

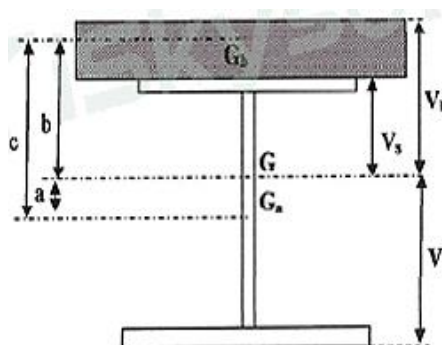
On définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitation, et différents modèles :

**Tableau 8-5 : Les valeurs du coefficient d'équivalence n**

Modèles	Sollicitation	Champ d'application	n
Modèle 1 Poutres en acier	Charge de longue durée	PP	$\infty$
Modèle 2 Poutres acier-béton à long terme	Charges permanentes additionnelles (Charge de longue durée)	SUP	16
Modèle 3 Poutres acier-béton à court terme	Surcharge et variations de température différentielles (Charge instantanée)	Surcharge	6
Modèle 4 Poutres acier-béton	Effet différés	Retrait	17

### 8.3 CALCUL DE LA SECTION MIXTE

#### 1/Position du centre de gravité de la section mixte



**Figure 8.5 section mixte**

#### a) Centre de gravité de la section d'acier :

$$y_{Ga} = \frac{(\sum s_i \times y_i)}{\sum s_i}$$

$y_{Ga} = 101,00\text{cm}$ .

#### b) Caractéristiques géométriques de la section mixte :

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

$S_a$  : section d'acier.

$S_b$  : section du béton

n: coefficient d'équivalence acier -béton

$I_A$ : inertie propre de l'acier par rapport à  $G_a$ .

$I_B$ : inertie propre de l'acier par rapport à  $G_b$ .

n : coefficient d'équivalence

**Notation :**

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

$I_{\Delta}$  : Moment d'inertie /  $\Delta$ .

$S_{\Delta}$  : Moment statique /  $\Delta$ .

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

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

$I_0$  : Moment d'inertie / CDG

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

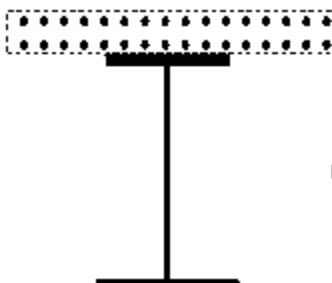
$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$$

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

$$I = I_{\Delta} + \frac{I_B}{n} + \frac{S_a \times S_b}{n \times S} \times c^2$$

Ou bien  $I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V'$

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



**Figure 8.6** Section d'appui (section fissurée)

**Tableau 8-6 : Caractéristiques géométriques de la poutre métallique :**

Désignatio n	Dimensio n (Cm)	$B_i$ (cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	$Z^2$ m	$S_{\Delta} = B * Z$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{\Delta}$ (cm <sup>4</sup> )
1	80 x 6.5	520	246,75	60 885.56	128 310	1830 .83	31 662 323,33
2	2.5 x 235	587.50	126	15876	74 025	2 703 723.96	120 300 873.96
3	110 x 8.5	935	4.25	18.06	3 973.75	5 629.48	2 2517.92
B		2042.50					
$S_{\Delta}$					206 308.75		
$I_{\Delta}$							4 375 715.21

## CHAPITRE 8 : ETUDE DU TABLIER

**Tableau 8-7 : Caractéristiques statiques de la poutre métallique**

Hauteur totale (cm)	$B_{net}(cm^2)$	$S_{net}(cm^3)$	$I_{\Delta}(cm^4)$	$V'=S_{\Delta} / A$ (cm)	$V=Ht-V'$ (cm)	$I_G= I_{\Delta} \cdot S_{\Delta} \times V'$ (cm4)
250	2042.50	206 308.75	4375715.21	101.00	149.00	22 878 531.46

**Tableau 8-8 : Caractéristiques géométriques de la section mixte (dalle +poutres métalliques):**

Désignation	Hauteur totale (cm)	Aires (cm2)		Z (cm)	$S_{\Delta} =B*Z$	$I_{\Delta} (cm^4)$
Poutre	290	2042.50			206 308.75	4375715.21
Dalle (40cm)			295.30	270	79 731	21 527 370 ,00

**Tableau 8-9 : Caractéristiques statiques de la section mixte (dalle +poutres métalliques) :**

Hauteur totale (cm)	$B_{net}(cm^2)$	$S_{net}(cm^3)$	$I_{\Delta} (cm^4)$	$V'=S_{\Delta} / A$ (cm)	$V=Ht-V'$ (cm)	$I_G= I_{\Delta} \cdot S_{\Delta} \times V'$ (cm4)
290	2 337,80	286 039,75	65 243.085,21	122,40	127,60	30.231.819, 81

Dans le calcul, on a considéré la moitié de la section car elle est symétrique. Les efforts déterminés par le logiciel SAP2000 Version14 et les efforts obtenus sont augmentés des coefficients de sécurité pour les actions permanentes et les surcharges, c'est-à-dire : 1.35 et 1.45. Pour la suite de calcul ,on a récapitulé dans les tableaux ci-dessous les caractéristiques géométriques et élastiques pour les différentes sections de 2.00 m d'intervalle pour la portée de poutre de 40.00 ML ,et on a procédé par symétrie ,et ce pour chaque modèle.

### 8.4 ETUDE DES EFFORTS APPLIQUES A LA SECTION MIXTE

#### 8.4.1 Caractéristiques géométriques et élastiques pour les différentes sections de poutre

**Tableau 8-10 : Définition géométriques des poutres métalliques**

section		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	x	0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
Hauteur	H	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Semelle supérieure	bs	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
	tfs	0.065	0.065	0.065	0.045	0.045	0.045	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
âme	d	2.35	2.35	2.35	2.39	2.39	2.39	2.425	2.425	2.425	2.425	2.425
	tw	0.025	0.025	0.025	0.025	0.02	0.02	0.02	0.02	0.016	0.016	0.016
Semelle inférieure	bi	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
	tfi	0.085	0.085	0.085	0.065	0.065	0.065	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045



## CHAPITRE 8 : ETUDE DU TABLIER

**Tableau 8-11 : Caractéristiques Elastiques des sections des poutres métallique**

section	x	1	2	3	4	5
		0.0	2.0	4.0	6.0	8.0
Aire	A (m <sup>2</sup> )	0.2338	0.2338	0.2338	0.1848	0.1515
Centre de gravité	Z <sub>sup</sub> (m <sup>2</sup> )	1.276	1.276	1.276	1.248	1.17
	Z <sub>inf</sub> (m <sup>2</sup> )	1.224	1.224	1.224	1.252	1.33
Moment d'inertie	I (m <sup>4</sup> )	0.3023	0.3023	0.3023	0.2452	0.1960

**Tableau 8-12 : Caractéristiques Elastiques des sections des poutres mixtes sur appuis (dalle fissurée)**

section	x	6	7	8	9	10	11
		10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
Aire	A (m <sup>2</sup> )	0.9876	0.5241	0.5241	0.5144	0.5144	0.5144
Centre de gravité	Z <sub>sup</sub> (m <sup>2</sup> )	1.098	0.596	0.596	0.576	0.576	0.576
	Z <sub>inf</sub> (m <sup>2</sup> )	1.802	2.34	2.34	2.324	2.324	2.324
Moment d'inertie	I (m <sup>4</sup> )	0.9380	0.4039	0.4039	0.3880	0.3880	0.3880

**Tableau 8-13 : Caractéristiques Elastiques des sections des poutres mixtes sur appuis court durée n=6**

section	x	6	7	8	9	10	11
		10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
Aire	A (m <sup>2</sup> )	0.3061	0.2728	0.2728	0.2631	0.2631	0.2631
Centre de gravité	Z <sub>sup</sub> (m <sup>2</sup> )	1.074	0.961	0.961	0.936	0.936	0.936
	Z <sub>inf</sub> (m <sup>2</sup> )	1.826	1.939	1.939	1.964	1.964	1.964
Moment d'inertie	I (m <sup>4</sup> )	0.4006	0.3246	0.3246	0.3153	0.3153	0.3153

## CHAPITRE 8 : ETUDE DU TABLIER

**Tableau 8-14 : Caractéristiques Elastiques des sections des poutres mixtes en travée pour les actions permanentes longue durée n=16**

section	x	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
Aire	A (m <sup>2</sup> )	0.2043	0.2043	0.2043	0.1673	0.1553	0.1553	0.122	0.122	0.1123	0.1123	0.1123
Centre de gravité	Zsup (m)	1.49	1.49	1.49	1.503	1.523	1.523	1.502	1.502	1.525	1.525	1.525
	Zinf (m)	1.01	1.01	1.01	0.997	0.977	0.977	0.998	0.998	0.975	0.975	0.975
Moment d'inertie	I (m <sup>4</sup> )	0.2288	0.2288	0.2288	0.1781	0.1715	0.1715	0.1272	0.1272	0.1218	0.1218	0.1218

**Tableau 8-15 : Caractéristiques élastiques des sections des poutres mixtes sur appuis pour les actions de retrait (n=17)**

section	x	1	2	3	4	5
		0.0	2.0	4.0	6.0	8.0
Aire	A(m <sup>2</sup> )	0.3462	0.3462	0.3462	0.3092	0.2972
Centre de gravité	Zsup (m <sup>2</sup> )	1.197	1.197	1.197	1.121	1.10
	Zinf (m <sup>2</sup> )	1.703	1.703	1.703	1.779	1.80
Moment d'inertie	I (m <sup>4</sup> )	0.4699	0.4699	0.4699	0.4026	0.39348

### 8.4.2 Calcul des efforts intérieurs des poutres

**Tableau 8-16 : Valeurs du moment de flexion relatives aux poutres métalliques (KN)**

Section	X	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Distance (m)	X	0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
Poids propre de la structure métallique	M (SM)	-1215.67	-860.61	-537.89	-247.50	10.57	209.77	376.63	511.17	613.38	656.73	667.74
Poids de la dalle en béton	M (dalle)	-7531.13	-5319.70	-3321.60	-1536.83	34.60	1286.02	2324.12	3148.89	3760.32	4051.75	4129.85

## CHAPITRE 8 : ETUDE DU TABLIER

**Tableau 8-17 : Valeurs de l'effort tranchant relatives aux poutres métalliques (KN)**

Section		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Distance (m)	X	0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
Poids propre de la structure métallique	V(SM)	350.09	-135.81	-274.75	-239.88	-204.36	-169.81	-135.27	-100.40	-64.88	-30.33	4.22
Poids de la dalle en béton	V(dalle)	1050.26	-407.44	-824.25	-719.63	-613.08	-509.44	-405.80	-301.19	-194.63	-90.99	12.65

**Tableau 8-18 : Valeurs du moment de flexion relatives aux poutres mixtes (KN-M)**

Section	X	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Distance (m)		0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
superstructure	Msup max	-10608.41	-7578.36	-4868.30	-2478.25	-408.20	1341.86	2771.91	3881.96	4672.02	5142.07	5292.12
	Msup min	-6630.26	-4736.48	-3042.69	-1548.91	-255.13	838.66	1732.45	2426.23	2920.01	3213.80	3307.58
Retrait	MRet	-8123.22	-8178.58	-8080.47	-7982.37	-7884.26	-7786.16	-7688.05	-7589.95	-7491.84	-7393.74	-7295.63
Gradient thermique	MGT+	2116.30	2095.74	2075.18	2054.62	2034.06	2013.51	1992.95	1972.39	1951.83	1931.27	1910.71
	MGT-	-2539.55	-2514.88	-2490.22	-2465.55	-2440.88	-2416.21	-2391.54	-2366.87	-2342.20	-2317.53	-2292.86
LM71	MLM71,1	-11734.55	-8995.91	-6923.83	-5507.89	-4809.85	6632.45	7962.44	8986.97	9703.14	10140.56	10268.09
	MLM71,2	-3231.09	-2580.36	-2046.20	-1701.21	-1600.18	2056.81	2473.66	2807.32	3052.81	3179.78	3215.50
SW2	MSW2,1	-15936.50	-11888.08	-8628.97	-6626.16	-5921.82	7466.91	9200.29	10514.45	11420.57	11965.66	12131.04
	MSW2,2	-4303.44	-3329.25	-2491.20	-2031.68	-1931.03	2236.02	2774.54	3197.98	3506.57	3667.21	3716.39
Surcharge aux trottoirs	MSurt	-994.54	-710.47	-456.40	-232.34	-38.27	125.80	259.87	363.93	438.00	482.07	496.14

**Tableau 8-19 : Valeurs de l'effort tranchant relatives aux poutres mixtes (KN)**

Section	X	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Distance (m)		0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
superstructure	Tsup max	1595.04	1435.04	1275.04	1115.04	955.04	795.04	635.04	475.04	315.04	155.04	0.00
LM71	TLM71,1	1881.46	1790.30	1628.37	1483.37	1356.26	1224.69	1101.77	986.59	888.78	786.52	693.20
	TLM71,2	403.93	405.48	392.47	366.83	326.74	298.92	270.10	241.58	204.89	181.18	158.18
Surcharge aux trottoirs	TSurt	149.54	134.54	119.54	104.54	89.54	74.54	59.54	44.54	29.54	14.54	0.00

**Les combinaisons :**

**ELU :**  $1.35 \times PP + 1.35 \times Sup + 1.45 \times LM71 + 1.20 \times Strot + 1.5 \times 0.6 \times 0.75 \times Temp$

**ELS:**  $PP + Sup + LM71.1 + LM71.2 + 0.80 \times Strot + 0.60 \times Temp$

**Tableau 8-20 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU et l'ELS de la section mixte**

Section	6	7	8	9	10	11	
<b>Distances (m)</b>	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00	
<b>Sollicitations</b>							
<b>Moment fléchissant (Kn.m)</b>	ELU	17 940	24 178	29 052	32 551	34 495	35 057
	ELS	13 670	18 550	22 338	25 041	26 540	26 980
<b>Efforts tranchant (Kn)</b>	ELU	4 293	3 659	3 037	2 428	1 831	1 256
	ELS	3 087	2 625	2 171	1 726	1 289	868

### 8.4.3 Vérification des contraintes dues aux efforts appliqués à la section mixte

La distribution des contraintes dans une section mixte soumise à un moment fléchissant positif (M) est la suivante :

Les contraintes sont données par les relations suivantes en tenant compte de l'homogénéité de la section,

**Acier :**

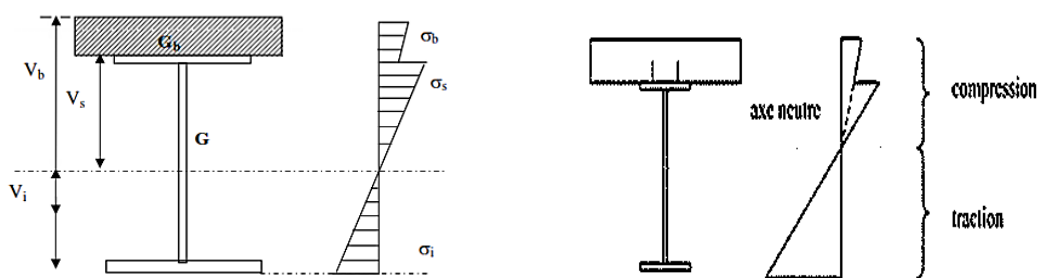
Fibre supérieur :  $\sigma_s = \frac{M \times V_s}{I}$

Fibre inférieur :  $\sigma_i = \frac{M \times V_i}{I}$

**Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M \times V_i}{n \times I}$$

La vérification de la section mixte sera menée selon le modèle ci-après :



**Figure 8.7 Comportement d'une section mixte connectée**

## CHAPITRE 8 : ETUDE DU TABLIER

### a) Les contraintes admissibles :

\*Acier :

#### Sur appui:

Semelle supérieure :  $e = 65 \text{ mm}$  donc  $\sigma_e = 325 \text{ MPA}$

Semelle inférieure :  $e = 85 \text{ mm}$  donc  $\sigma_e = 315 \text{ MPA}$

#### Sur travée :

Semelle supérieure :  $e = 30 \text{ mm}$  donc  $\sigma_e = 345 \text{ MPA}$

Semelle inférieure :  $e = 45 \text{ mm}$  donc  $\sigma_e = 335 \text{ MPA}$

\* Béton :

$\sigma_b = 20 \text{ MPA}$

**Tableau 8-21 : Tableau : Vérification des contraintes aux différentes sections d'appuis**

section	Contraintes (MPa)	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Total	Etat de contraintes
0.00	$\sigma_{inf}$	-52.13	-57.98	-101.22	-44.40	-255.73	Vérifiées
	$\sigma_{sup}$	-76.90	-60.45	-105.49	-46.28	-289.12	
2.00	$\sigma_{inf}$	-36.83	-41.42	-76.35	-44.70	-199.30	
	$\sigma_{sup}$	-54.34	-43.18	-79.58	-46.60	-223.70	
4.00	$\sigma_{inf}$	-6.55	-26.61	-56.15	-44.17	-133.48	
	$\sigma_{sup}$	-9.66	-27.74	-58.52	-46.04	-141.96	
6.00	$\sigma_{inf}$	-13.48	-17.08	-54.85	-54.98	-140.39	
	$\sigma_{sup}$	-20.33	-17.03	-54.56	-54.70	-146.62	
8.00	$\sigma_{inf}$	-0.35	-3.74	-64.44	-71.50	-140.03	
	$\sigma_{sup}$	-0.54	-3.29	-56.72	-62.94	-123.49	

**Tableau 8-22 : Tableau : Vérification des contraintes aux différentes sections de travée**

section	Contraintes (MPa)	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Total
10.00	$\sigma_{inf}$	11.47	8.27	35.07	0	54.81
	$\sigma_{sup}$	17.87	3.05	13.59	0	34.51
	$\sigma_{bét}$	0	0.30	3.56	0	3.86
12.00	$\sigma_{inf}$	29.19	22.41	126.83	0	178.43
	$\sigma_{sup}$	45.69	6.46	8.69	0	60.84
	$\sigma_{bét}$	0	0.69	5.07	0	5.76
14.00	$\sigma_{inf}$	39.56	31.38	143.34	0	214.28
	$\sigma_{sup}$	61.92	9.05	9.82	0	80.79
	$\sigma_{bét}$	0	0.97	5.73	0	6.7
16.00	$\sigma_{inf}$	47.27	39.32	160.40	0	246.99
	$\sigma_{sup}$	73.99	10.78	12.30	0	97.07
	$\sigma_{bét}$	0	1.17	6.64	0	7.81
20.00	$\sigma_{inf}$	51.86	44.54	169.55	0	265.95
	$\sigma_{sup}$	81.16	12.21	13.00	0	106.37
	$\sigma_{bét}$	0	1.30	7.01	0	8.31

### 8.4.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

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

Effort tranchant maximal positif :  $T = 5\,400\text{ KN (ELS)}$

$$\tau_{\max} = \frac{T}{b \times e}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times \sigma_e$$

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

$b = 2350\text{ mm}$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times 345 = 207\text{ Kg/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\tau_{\max} &= \frac{5400}{2350 \times 25} \\ &= 0,09191\text{ KN/mm}^2 \\ &= 9,191\text{ Kg/mm}^2\end{aligned}$$

On a bien  $\tau_{\max} \leq \bar{\tau}$

$$9,191\text{ Kg/mm}^2 < 207\text{ Kg/mm}^2$$

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

# CHAPITRE 9 :

## VERIFICATION DES ENTRETOISES

9-1: Introduction

9-2 : Vérifications des sections

9-2-1 : Entretoises type HEA 600

9-2-2 : Entretoises type PRS 2000

### 9.1 INTRODUCTION

Les entretoises sont des éléments verticaux, normaux à l'axe du pont qui solidarissent les poutres principales entre elles, leur rôle principale est d'assurer l'indéformabilité de la section transversale de l'ouvrage. D'autre part, elles transmettent certains efforts dues au vent et elles permettent de fixer les semelles supérieures et inférieures aux poutres principales.

Elles servent aussi de contreventement transversal de l'ouvrage en s'opposant au déversement des poutres. Leurs déformations sont négligeables puisqu'elles sont supposées infiniment rigides.

Pour notre calcul, nous aurons à considérer deux types d'entretoises :

- Entretoises en appuis
  - Entretoises en travées
- a) **Entretoises sur appui** : sont généralement choisies à âme pleine, pour notre cas on a choisi un P.R.S de hauteur totale de 2 m, au nombre de(07) **PRS 2000** :
- b) **Entretoises sur travée** : On choisit des **HEA600** au nombre de 22 entretoises

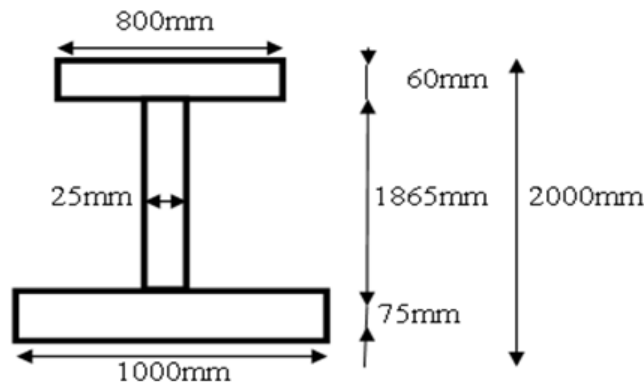
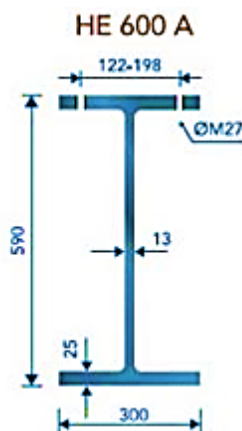


Figure 9.1: Section des entretoises PRS sur appui



Désignation	Symbole	Valeurs
Hauteur (mm)	<b>h</b>	<b>590</b>
Largeur de la semelle (mm)	<b>b</b>	<b>300</b>
Épaisseur de la semelle(mm)	<b>t<sub>f</sub></b>	<b>25</b>
Hauteur d'âme (mm)	<b>h<sub>w</sub></b>	<b>540</b>
Épaisseur d'âme (mm)	<b>s</b>	<b>13</b>
Rayon de courbure (mm)	<b>r</b>	<b>27</b>
Masse par mètre linéaire (Kg/m)	<b>P</b>	<b>178</b>
Aire de la section (cm <sup>2</sup> )	<b>A</b>	<b>226.5</b>

Figure 9.2 Dimensions de l'entretoise HEA600 sur travée



## CHAPITRE 9 : VERIFICATION DES ENTRETOISES

Les valeurs des efforts tranchants et les moments fléchissant, après, combinaisons des charges sur les entretoises, sont donnés par le logiciel de calcul SAP2000. :

Les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

**Tableau 9-1 : Les efforts tranchants et moments fléchissant des entretoises**

	ELU		ELS	
	M <sub>Max</sub> (KN-M)	V(KN)	M <sub>Max</sub> (KN-M)	V(KN)
Entretoise HEA600 en travée	246,285	60,825	187,64	42,95
PRS 2000 en appui	979.792	168.55	745.59	127.345

### 9.2 VERIFICATIONS DES SECTIONS

#### 9.2.1 Entretoise type HEA600 :

##### a) Vérification vis-à-vis du moment fléchissant

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

- $M_{sd}$  : Moment de calcul =  $M_{Max}$
- $M_{pl,Rd}$  : Moment de résistance plastique de la section brute

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{sd} = 246,285 \text{ KN.m}$$

Avec :

- $\gamma_{M0}$  : Coefficient partiel de sécurité (pour l'acier), pris égal à 1.1 (selon CCM97) [17]
- $W_{pl,y}$  : Module de flexion plastique
- $W_{pl,y} = 5350 \times 10^3 \text{ mm}^3$  (Abaque HEA600)

$$M_{pl,Rd} = \frac{5350 \times 10^3 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$= 1726,5911 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 246,285 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 1726,5911 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Condition à vérifier :  $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = 60,825 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$A_v$  : Aire de cisaillement.

$$A_v = 150 \text{ Cm}^2 \text{ (Abaque HEA600)}$$

$$\begin{aligned} V_{pl,Rd} &= \frac{0,58 \times 355 \times 150 \times 10^2}{1,1} \\ &= 2807,727 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_{sd} = 60,825 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 2807,727 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### c) Vérification au cisaillement :

Condition à vérifier :

$$\tau = \frac{T_u}{h_w \times t_w} \leq \tau_{adm}$$

Avec :

$$\tau_{adm} = 0,6 \times \frac{2}{3} \sigma_e = 0,6 \times \frac{2}{3} \times 355 = 142 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{0,825 \times 10^3}{540 \times 13} = 8,664 \text{ N/mm}^2$$

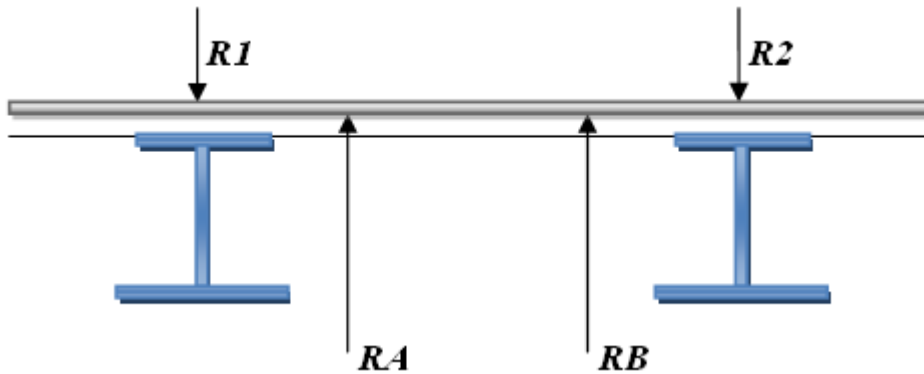
$$\tau = 8,664 \text{ N/mm}^2 < 142 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 9.2.2 Entretoise type PRS 2000

La vérification se fera vis-à-vis de l'effort des vérins, lors du soulèvement du tablier pour changer les appareils d'appuis, les entretoises vont supporter le poids propre du tablier sans surcharges d'exploitation.

Les vérins seront disposés de façon à avoir les mêmes réactions à leur niveau, suivant le schéma suivant :

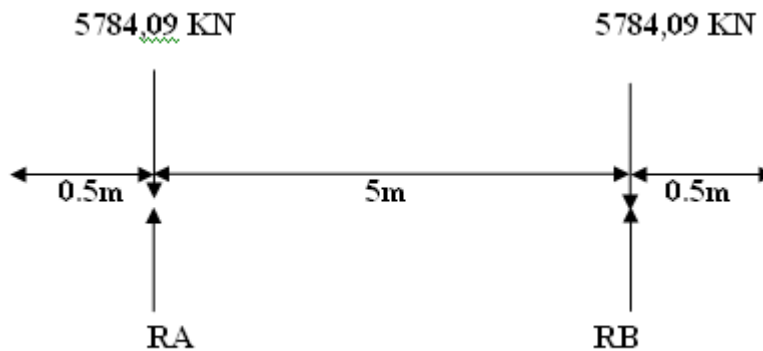
## CHAPITRE 9 : VERIFICATION DES ENTRETOISES



**R1** et **R2** sont respectivement les réactions ramenées par la poutre 1 et 2 dues au poids du tablier :

$$R1=R2= 5784,09 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des réactions des vérins : RA et RB**



$$RA=RB=5784,09 \text{ KN}$$

❖ **Sollicitations max :**

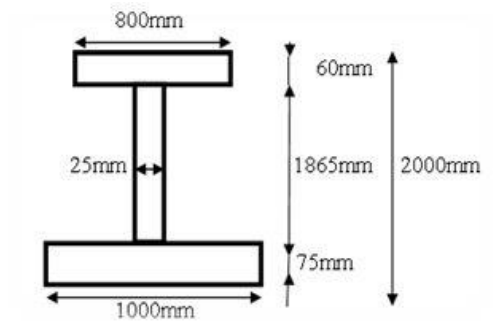
$$M_{\max}= 5784,09 \times 0.5 = 2892,04 \text{ KN.M}$$

$$T_{\max}= 5784,09 \text{ KN}$$

❖ **Choix du profilé**

**Tableau 9-2 : Les caractéristiques géométriques et élastiques du PRS 2000 :**

Ht (cm)	Bnet (cm <sup>2</sup> )	Snet (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	V'(cm)	V (cm)
200.00	1 696.25	144 347.19	24 727 957.60	85.10	114.90



**Figure 9.3 Dimensions du PRS 2000**

✓ **Vérification de la contrainte :**

$$W_{inf} = \frac{I}{V} = \frac{24\,727\,957,60}{114,90} = 215\,212,86 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{2892,04 \times 10^5}{215\,212,86} = 1343,80 \text{ N/cm}^2 = 13,43 \text{ MPA} < \bar{\sigma} = 345 \text{ MPA}$$

$$W_{Sup} = \frac{I}{V'} = \frac{24\,727\,957,60}{85,10} = 290\,575,29 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{Sup} = \frac{2892,04 \times 10^5}{290\,575,29} = 995,28 \text{ N/cm}^2 = 9,95 \text{ MPA} < \bar{\sigma} = 345 \text{ MPA}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau = \frac{T}{\text{Same}} \leq \bar{\tau}$$

Épaisseur de l'âme  $e=25\text{mm}$  donc  $\sigma_e=345 \text{ MPA}$

$$\bar{\tau} = 0,6 \times \frac{2}{3} \times \sigma_e = 138 \text{ MPA} \qquad \tau = \frac{5784,09 \times 10^3}{2,5 \times 186,5} = 12\,405,55 \text{ N/cm}^2 = 124,55 \text{ MPA}$$

$\tau < \bar{\tau}$  donc le cisaillement au niveau de l'entretoise est vérifié.

$\sigma_f$ : Au niveau de la fibre neutre

$$(\sigma_f^2 + 3 \tau^2)^{1/2} = (0 + 3 \times 124,55^2)^{1/2} = 215,73 \text{ MPA} < 2/3 \sigma_e = 230 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

# CHAPITRE 10 :

## CALCUL DE LA DALLE

10-1: Calcul des sollicitations de la dalle.

10-2 : Combinaisons d'actions.

10-2-1 : Les résultats numériques.

10-3: Ferrailage de la dalle.

### 10.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS DE LA DALLE

La dalle en béton armé, sert de couverture pour le pont. Elle est destinée à recevoir diverses charges (charges permanentes, et les charges permanentes supplémentaires), et les surcharges ferroviaires, puis à transmettre ces dernières aux poutres, en assurant la répartition transversale des efforts.

Pour notre projet, la dalle de couverture a une largeur totale de 12,80m dont deux encorbellements de 3.40m.

Pour chaque cas de charge, les sollicitations ont été déterminées pour deux sections caractéristiques de la dalle, au droit de la poutre métallique et à mi- portée transversale de la dalle.

Le calcul de la dalle se fera selon le modèle suivant :

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

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

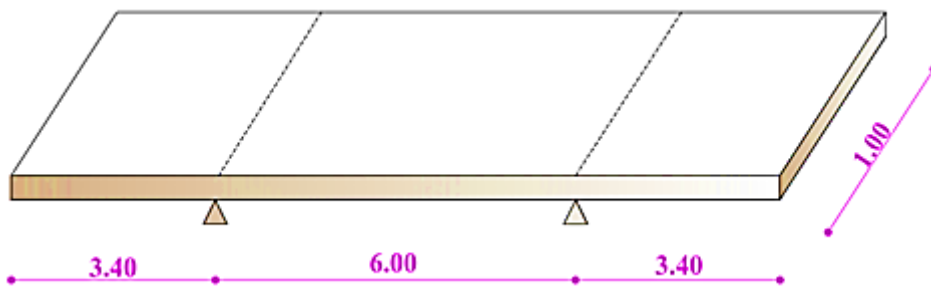


Figure 10.1 Modèle poutre sur deux appuis (h=0.40 m et b= 1.00m)

**a) Calcul de la dalle sous l'effet des charges permanentes, et charges permanentes supplémentaires :**

- **Les charges permanentes :**

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

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

$$SUP_{\text{Max}} = \frac{160 \times 1,00}{12,80} = 12,50 \text{ KN/ ml}$$

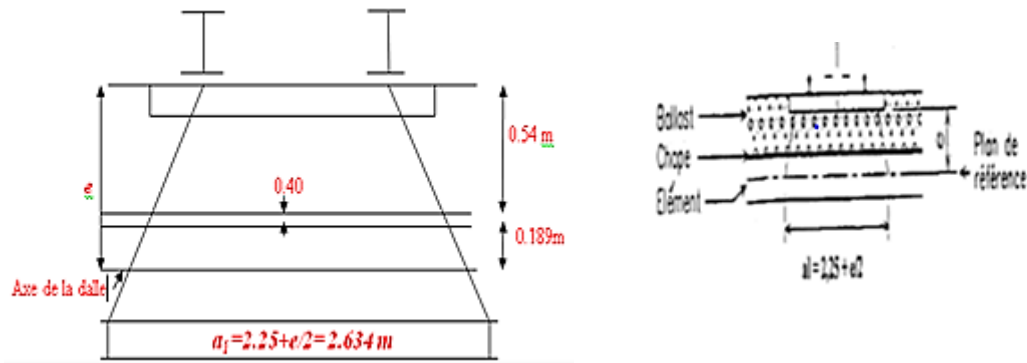
**b) Calcul la dalle sous l'effet des surcharges ferroviaires :**

Selon le livret 2.01- chapitre 01 (Bases de dimensionnement)[10], pose de voie ballastée, on tient compte de la répartition due au ballast et aux rails, en considérant les répartitions suivantes :

## CHAPITRE 10 : CALCUL DE LA DALLE

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

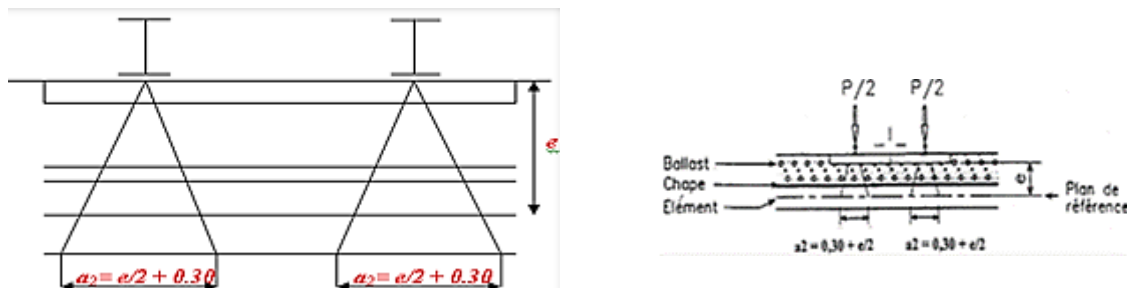
$$P = \frac{250}{1,60 \times a_1} \text{ en KN/M}^2$$



**Figure 10.2 Répartition de la force d'essieu ponctuelle 250 kN sur une bande longitudinale**

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

$$P = \frac{250}{1,60 \times 2a_2} \text{ en Kn/m}^2$$



**Figure 10.3 Répartition de la force d'essieu ponctuelle 250 kN sur deux bandes longitudinales**

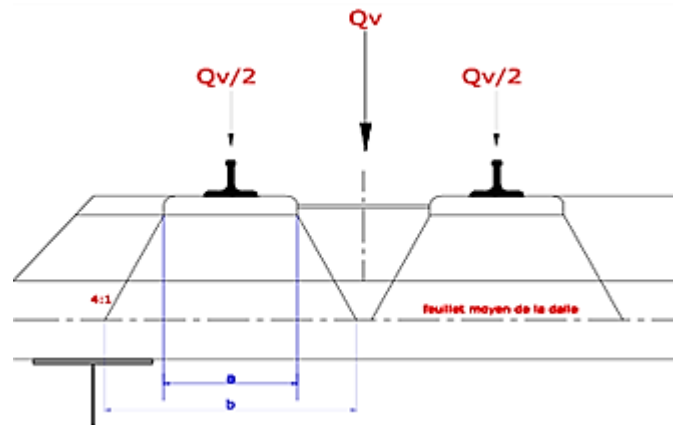
➤ **Modèle de charge LM 71 :**

$$\boxed{\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_Q - 0,2}} + 0,73}$$

Avec :

$$L_Q = 6,00 \text{ m} \quad \phi_3 = 1,69$$

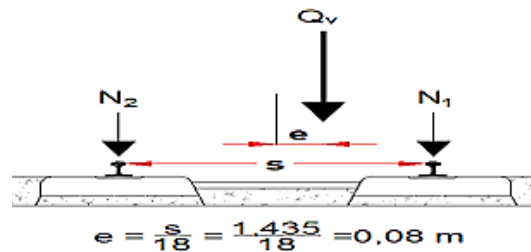
**Diffusion des surcharges :**



**Figure 10.4 Diffusion des surcharges**

- ✓ La largeur d'influence :  $b = 1,00\text{m}$
- ✓ La surface d'influence :  $A = 1,00 \times 1,60 = 1,60 \text{ m}^2$
- ✓ Le module de résistance :  $W = \frac{I}{V} = \frac{1,60 \times 1^2}{6} = 0,266 \text{ m}^3$

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



**Figure 10.5 Les efforts sur rails**

$Q_v = 250 \text{ KN}$

On a :  $N_1 + N_2 = 250\text{KN}$

Après calcul on aura :

$$N_1 = \frac{5 Q_v}{9} = \frac{5 \times 250}{9} = 139 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{4 Q_v}{9} = \frac{4 \times 250}{9} = 111\text{KN}$$

La charge sur la dalle sera :

$$Q'_{IV} = \frac{N_1 \times \phi_3}{A} = \frac{139 \times 1,69}{1,60} = 146,81 \text{ KN/m}^2$$



$$Q'_{2v} = \frac{N_2 \times \phi_3}{A} = \frac{111 \times 1,69}{1,60} = 117,24 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharges sur les trottoirs :**

$T_{\text{trottoir}} = 5.0 \text{ KN/ml}$  dans chaque trottoir.

### 10.2 COMBINAISONS D'ACTION

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

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

Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle est effectué par le logiciel SAP2000.

#### 10.0.1 Les résultats numériques

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

**a) 1<sup>er</sup> cas de chargement :**

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

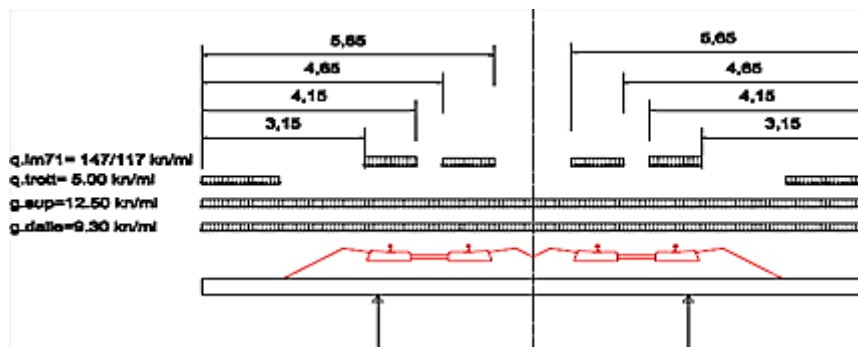


Figure 10.6 1<sup>er</sup> cas de chargement de la dalle

**b) 2<sup>eme</sup> cas de chargement :**

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

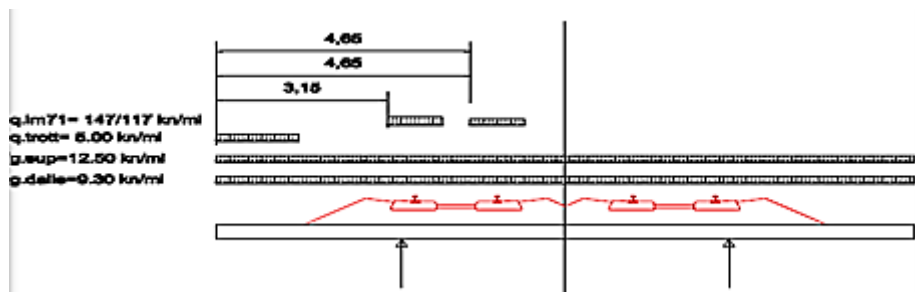


Figure 10.7 2<sup>eme</sup> cas de chargement de la dalle

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

**Tableau 10-1 : Récapitulatif des moments fléchissant dans la dalle (KN.m)**

Moment (KN.m)	ELU		ELS	
	Travée	Appui	Travée	Appui
	355,48	202	243,59	152

**Tableau 10-2: Récapitulatif des efforts tranchants dans la dalle (KN)**

	ELU	ELS
Effort tranchant (KN)	429,18	300,53

### 10.3 FERRAILLAGE DE LA DALLE :

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

- Fissuration préjudiciable
- $f_{c28} = 40$  MPA

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

#### a)En travée :

$$M_{ELU} = 355,48 \text{ KN.m}$$

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

$$f_{bu} = 22,67 \text{ MPA}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{355,48}{1 \times 0,36^2 \times 22670}$$

$\mu_u$ : le moment ultime réduit.

$$\mu_u = 0,121 < \mu_R = 0,186 \text{ (pivot A)} \rightarrow \text{Section à simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,161$$

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

$$A_s = M / z \times \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{355,48 \times 10^2}{33,68 \times 43,478} = 24,27 \text{ Cm}^2$$

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

**Tableau 10-3 : Récapitulatif des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en travée et appui**

	Travée	Appui
$M_u$ (KN-m)	355,48	202
$\mu_u$	0,121	0,069
$\alpha$	0,161	0,089
Z (Cm)	33,68	34,72
$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	24,27	13,38
Ferrailage adopté	7 HA25 (34,26 Cm <sup>2</sup> )	7HA20 (21,99Cm <sup>2</sup> )

**a) Vérifications à l'ELS :**

$$M_S = 243,59 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination de la position de l'axe neutre :

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

Avec :

$$A_{SC} = 0$$

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

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

$$\sqrt{\Delta} = 1994,1568$$

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

➤ Détermination des contraintes :

$$M_S = 243,59 \text{ KN.m}$$

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

Donc :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{243,59 \times 10^4 \times 14,79}{339\,708,68} = 106,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 10,60 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPA}$$

## CHAPITRE 10 : CALCUL DE LA DALLE

On a  $\sigma_{bc} = 10,60 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPA}$   $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

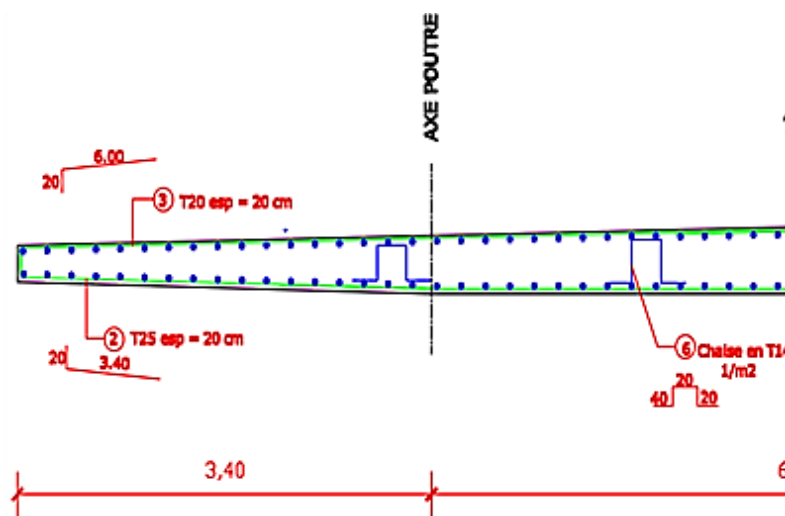
$$\sigma_{St} = n \frac{M_S (d-x)}{I} = 15 \times \frac{243,59 \times (36-14,79) \times 10^4}{339\,708,68} = 2\,281,31 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_{St} = 228,13 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{St} = 241,00 \text{ MPA}$   $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

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

**Tableau 10 - 4 : Vérification des contraintes**

Moments (KN.m)	Transversal		
	Travée	Appui	
ELS	243,59	152	
$\sigma_{bc}$ (MPa)	10,60	7,17	$\bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPA}$
$\sigma_{St}$ (MPa)	228,13	217	$\bar{\sigma}_{St} = 241 \text{ MPA}$
$A_{St}$ (Cm <sup>2</sup> )	34,26	22	
Choix des armatures	7 HA 25	7 HA 20	
Espacement (Cm)	15	15	C.V



**Figure 10.8 : Coupe de ferrailage de la dalle**

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$D'où A_{min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,36 \times \frac{3}{500} = 4,97 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$= 4,97 \text{ Cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :  $\tau_u < \tau_{ad}$

$$T_u = 429,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{429,18 \times 10^3}{10^{-3} \times 360} = 1.19 \text{ MPA}$$

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

On a bien  $\tau_u = 1.19 < \tau_{ad} = 4 \text{ MPA}$   **Condition vérifiée**

# CHAPITRE 11 :

## CALCUL DES CONNECTEURS

11-1: Définitions .

11-2 : Choix du connecteur .

11-3: Principe de calcul.

11-3-1: Dimensionnement d'un goujon.

### 11.1 DEFINITION

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

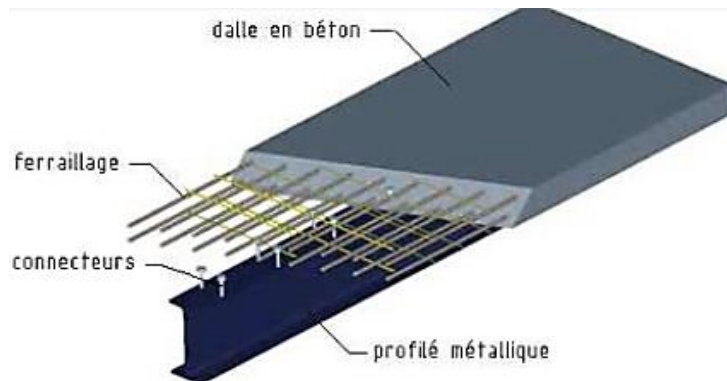


Figure 11.1 Liaison entre l'acier et le béton

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

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

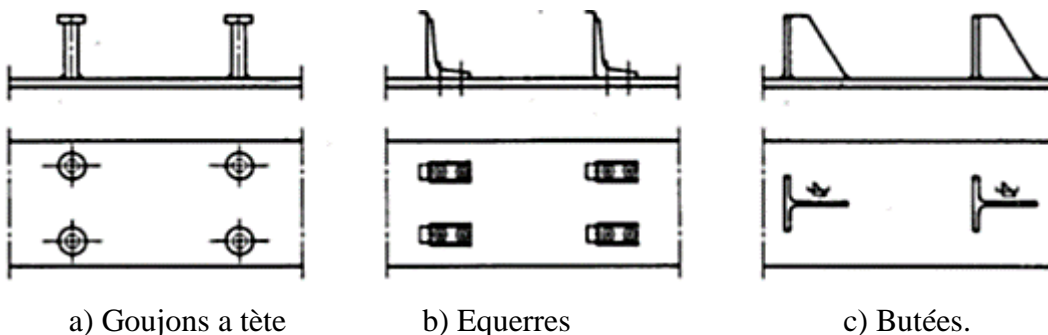


Figure 11.2 Exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier –béton

### 11.2 CHOIX DU CONNECTEUR

Dans notre projet on a opté pour des goujons à tête, car ce type de connecteur est le plus couramment utilisé à cause de la facilité et la rapidité de pose ; de plus ces connecteurs ont

l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions, ce qui permet une bonne redistribution de l'effort rasant (effort tranchant).

Les goujons sont des connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance). La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.



Figure 11.3 Connecteurs de type goujons

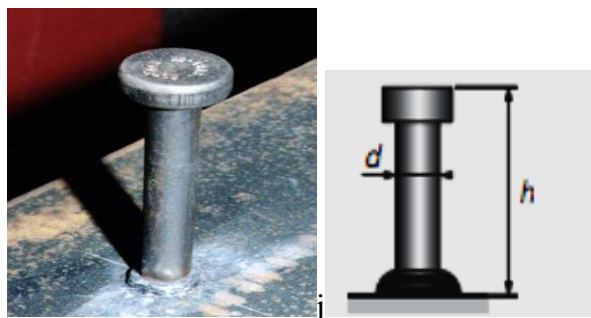


Figure 11.4 Goujon à tête

### 11.3 PRINCIPE DE CALCUL

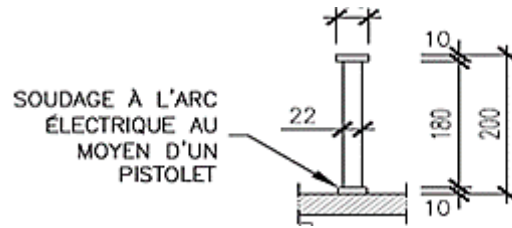
Le but est de définir le nombre nécessaire de ces connecteurs. La connexion acier-béton à la poutre mixte est garantie par des goujons à tête soudés.

La résistance de la liaison est vérifiée en conformité avec la norme NF EN 1994-2 [16] en considérant la résistance des poutres en domaine élastique. Pour notre ouvrage le choix s'est porté sur les goujons, déterminés selon EN 1994-1-1[18]

Acier : S235 J2 + C450       $F_y > 350 \text{ MPA}$  ;  $F_u > 450 \text{ MPA}$ .



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



**Figure 11.5 Dimensions du goujon TRW Nelson KB 7/8"-200**

### 11.3.1 Dimensionnement d'un goujon

- $16 \leq d \leq 25$             soit  $d = 22\text{mm}$
- $h \geq 4 \times d$                  $h \geq 88\text{ mm}$  soit  $h = 200\text{mm}$
- Largeur de la tête du goujon :  $L \geq 1,5 \times d$     soit  $L = 35\text{mm}$
- Epaisseur de la tête du goujon :  $e \geq 0,5 \times d$     soit  $e = 10\text{mm}$

#### a) Résistance du goujon

##### ❖ Résistances au cisaillement longitudinal :

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

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

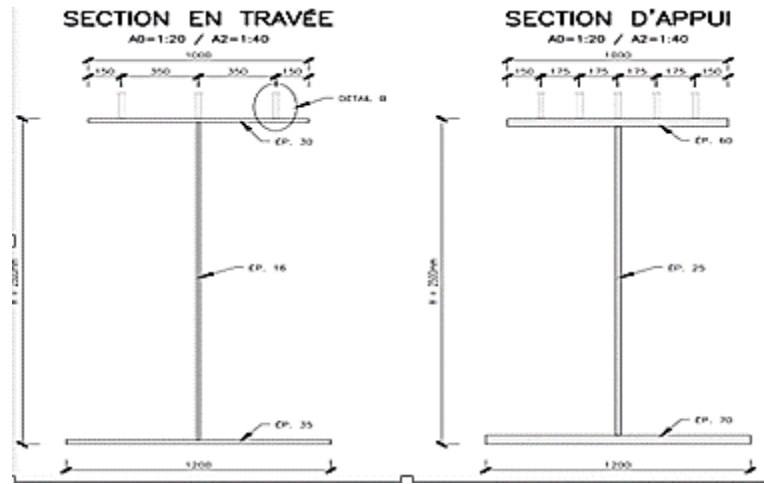
$V_{c,Ed}$  : Effort tranchant dû aux actions appliquées au tablier après coulage de la dalle, déterminé à  $t_0$  (sans les effets rhéologiques) qui représente la situation la plus défavorable.

$A_z$  : Moment statique de la dalle par rapport à l'axe neutre de la section mixte ;

$I$  : Moment d'inertie de la section mixte calculé avec le coefficient d'équivalence élastique approprié pour chaque type d'action.

Suivant la NF EN 1994-2[16], l'effort rasant est toujours calculé avec les caractéristiques des sections non fissurés, même aux sections d'appui.

## CHAPITRE 11 : CALCUL DES CONNECTEURS



**Figure 11.6 Disposition de connecteur de type goujons**

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

**Tableau 11-1 : Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal (kN/m)**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	0,00 m	2,00m	4,00m	6,00m	8,00m	10,00m	12,00m	14,00m	16,00m	18,00m	20,00m
$V_{L,Ed}$ à to (KN)	2259,00	1952,00	1756,00	1575,00	1474,00	1489,00	1274,00	1056,00	852,00	652,00	461,00
Espacement longitudinal entre goujons (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,40	0,40
Nombre de goujons	5,00	5,00	5,00	5,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
$V_{L,Rd}$ (KN)	2737,00	2737,00	2737,00	2737,00	1642,00	1642,00	1642,00	1642,00	1642,00	821,00	821,00

### ❖ Résistance de calcul des goujons à tête :

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

### ❖ Résistance d'un goujon :

$$R_1 = \frac{0,8 \times f_u \times (\pi \times \frac{d^2}{4})}{\gamma_v}$$

$$R_2 = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{CK} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

Avec :

$f_{ck}$  : Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur cylindre à 28 jours pour notre cas  $f_{ck} = 40$  MPA.

## CHAPITRE 11 : CALCUL DES CONNECTEURS

---

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

$P_{Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur.

$A_s$  : Aire de section de l'armature.

$E_{cm}$  : Module d'élasticité du béton pour notre cas d'après la norme 1992-1-1[19] tableaux 3.1

$E_{cm}=35000$  MPA

$f_u$  : Résistance ultime à la traction.

$\alpha$ : Facteur, paramètre avec  $\alpha=1$  car  $h/d > 4$ .

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

$\gamma_V = 1,25$ .

La résistance à la rupture d'un connecteur est donc  $P_{Rd} = \min (R_1 ; R_2)$

Soit  $R_1 = P_{Rd(1)}$

$$= \frac{0,80 \times 450 \times \frac{3,14 \times 22^2}{4}}{1,25}$$

Donc

$$R_1 = 109,42 \text{ KN}$$

$R_2 = P_{Rd(2)}$

$$= \frac{0,29 \times 1 \times 22^2 \sqrt{40 \times 35000}}{1,25}$$

Donc  $R_2 = 132,86 \text{ KN}$

D'où  $P_{Rd} = \min (109,42 \text{ KN} ; 132,86 \text{ KN})$

Donc  $P_{Rd} = 109,42 \text{ KN}$ .

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

**PARTIE III :**  
**ETUDE DEL'INFRASTRUCTURE**

# CHAPITRE 12 :

## ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

12-1: Choix du type de pile.

12-1-1: Introduction.

12-1-2: Structure des piles.

12-1-3: Critères de conception.

12-1-4: Modèle de pile adopté.

12-2: Prédimensionnement des piles.

12-2-1: Description.

12-3: Déscentes des charges.

12-3-1: Efforts dûs à la pile.

12-3-2: Efforts dûs au tablier.

12-3-3: Combinaisons des efforts.

12-4: Etude des fondations.

12-4-1: Géotechnique.

12-4-2: Etude des pieux.

12-4-3: Etude de la semelle

12-5 : Etude du chevêtre.

### 12.1 CHOIX DU TYPE DE PILE

#### 12.1.1 Introduction :

La pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage. Il s'agit d'un appui massif et permanent, elle est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques géométriques doivent répondre aux exigences du franchissement.

On peut classer les piles en deux familles :

- a) Les piles constituées des éléments larges (voiles) : Elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou de poteaux et elles sont plus favorables mécaniquement.
- b) Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonne) : Elles peuvent être libres en tête si elles sont placées au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appuis, ou liées par un chevêtre dans le cas contraire.

#### 12.1.2 Structure des piles

Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critères :

- La résistance mécanique
- La robustesse
- L'esthétique

D'une manière générale, une pile comporte deux parties bien distinctes :

\*Une superstructure ou fût, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre.

\*Une fondation, constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé (puits), soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

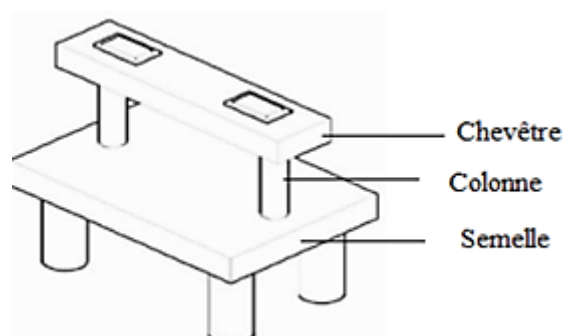


Figure 12.1 Schéma de la pile

### 12.1.4 Critères de conception

#### a) Critère mécanique :

Le modèle de pile à choisir doit présenter une rigidité suffisante dans les deux sens, ou encore la nécessité de pouvoir résister sans dommages appréciables aux différents types d'actions accidentelles.

Les dimensions des fûts dépendent de la hauteur totale de la pile et les efforts à transmettre par le tablier.

#### b) Critère économique :

Le choix d'un modèle économique est le souci de l'ingénieur dans la conception et l'étude des ouvrages d'art.

#### c) Critère esthétique :

Ce critère est lié à l'emplacement de l'ouvrage (rural ou urbain), ainsi que les instructions de maître de l'ouvrage.

### 12.1.5 Modèle de pile adopté :

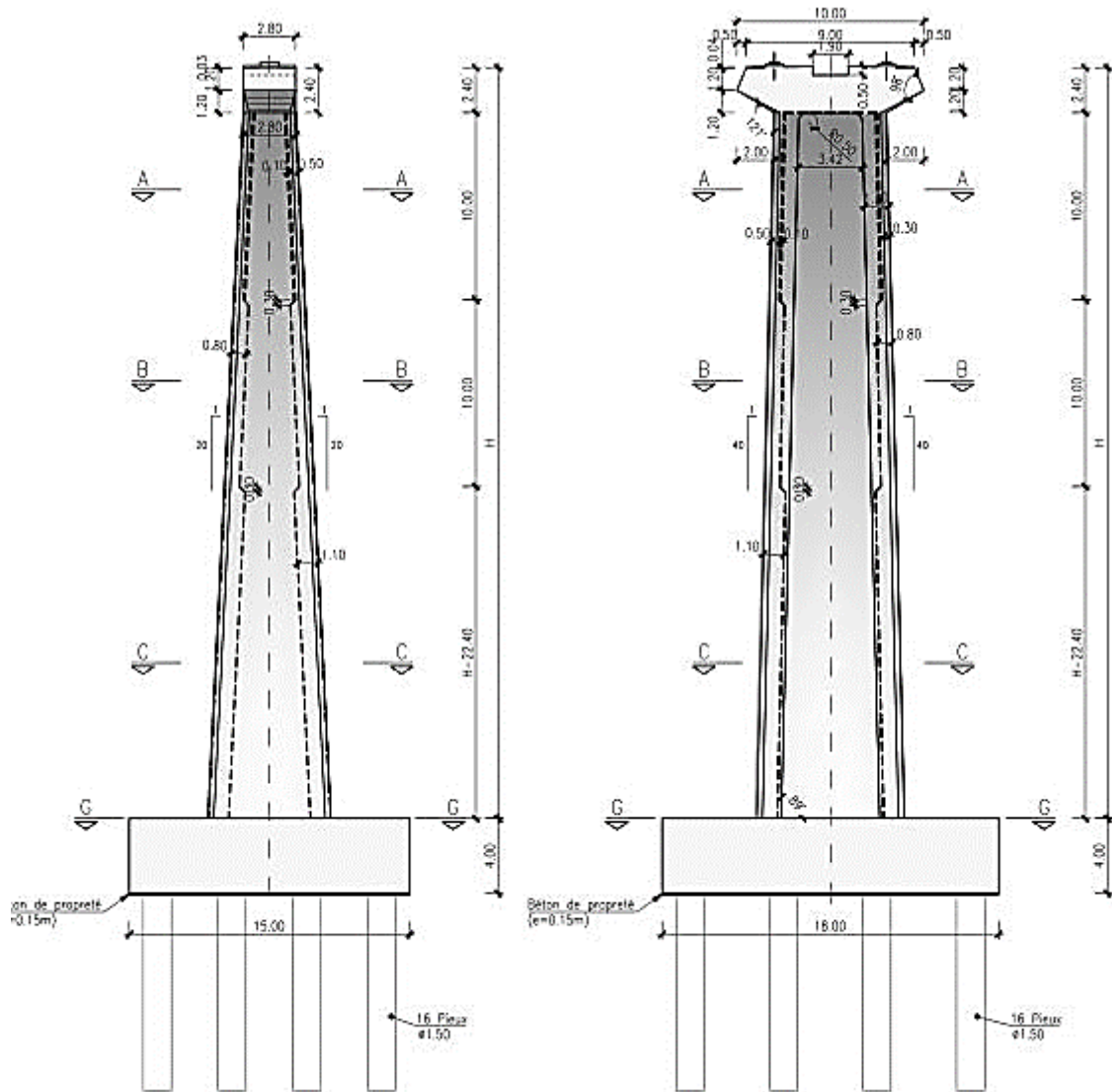
Pour notre cas on a opté pour des piles prismatiques, creuses à voiles, ce choix est motivé d'une part par le fait que les piles creuses présentent l'avantage de réduire les masses ce qui est très favorable du point de vue sismique, cependant ce choix favorise un meilleur rendement géométrique de la section, il lui confère une grande inertie, qui augmente sa capacité de résistance aux différentes sollicitations et favorise une optimisation dimensionnelle nettement notable pour la conception des systèmes de fondation. Par ailleurs la conception volumétrique de ce type de piles, donne un aspect architectural assez remarquable.

## 12.2 PRE DIMENSIONNEMENT :

### 12.2.1 Description :

Les piles présentent une section en caisson de dimensions variables en hauteur, avec 6.0 x 2.8 m<sup>2</sup> au sommet, croissante du haut vers la base, avec un fruit de 1/40 dans les faces transversales et 1/20 dans les faces longitudinales et les âmes auront une épaisseur variable, avec 0.5 m dans le tronçon supérieur, 0.8 m à mi-hauteur et 1.1 m en bas

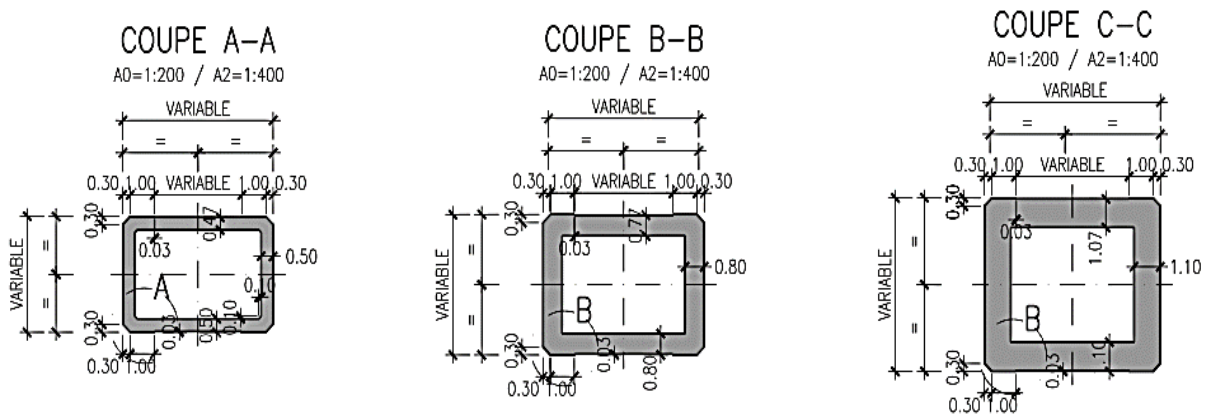
La typologie structurale des piles est telle qu'en tête de pile, la section est pleine, et sur toute la hauteur restante de la pile, la section est évidée comme l'indique la figure suivante :



**Figure 12.2 La pile type (élévation latérale et frontale)**

Les piles présentent une section en caisson de dimensions variables en hauteur, avec  $6,0 \times 2,8 \text{ m}^2$  au sommet, croissante du haut vers la base, avec une variation de  $H/40$  dans les faces transversales et  $H/20$  dans les faces longitudinales et les âmes auront une épaisseur variable, avec 0,5 m dans le tronçon supérieur, 0,8 m à mi-hauteur et 1,1 m en bas. Les fûts des piles seront construits en béton C30/37 et acier S500NR et possèdent une section variable entre 6,00 m de profondeur et de 2,80 m de largeur au sommet et 7,50 m de profondeur et de 5,81 m de largeur à la base.





**Figure 12.3 : Les différentes coupes transversales de la pile**

### a) Dimensions

- **Chevêtre** : C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts par le biais des appareils d'appuis (Un appareil d'appui pour chaque poutre) :

- Longueur :  $L = 10,00$  m ;
- Largeur :  $e = 2,80$  m ;
- Hauteur :  $H = 2,40$  m.

- **Semelles** : Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

\* Sous les piles  $P_1, P_2, P_3$ , les dimensions de la semelle sont les suivantes :

- Epaisseur :  $4,00$  m ;
- Largeur :  $13,00$  m ;
- Longueur :  $14,00$  m ;
- Béton de propreté :  $0,15$  m.

\* Sous les piles  $P_4, P_5$ , les dimensions de la semelle sont les suivantes :

- Epaisseur :  $3,00$  m ;
- Largeur :  $13,00$  m ;
- Longueur :  $14,00$  m ;
- Béton de propreté :  $0,15$  m.

Selon les résultats des reconnaissances géologiques et géotechniques, et sur la base des actions (statiques et sismiques), le système des fondations choisi est les fondations profondes avec 9 pieux de  $1,5$  m de diamètre pour les piles  $P_1, P_2, P_3$ , et d'un diamètre :  $\Phi = 1,20$  m pour les piles  $P_4$  et  $P_5$ . Les caractéristiques géométriques des piles sont reportées sur le tableau ci-après.

Les hauteurs  $H$  des piles sont définies par :

## CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

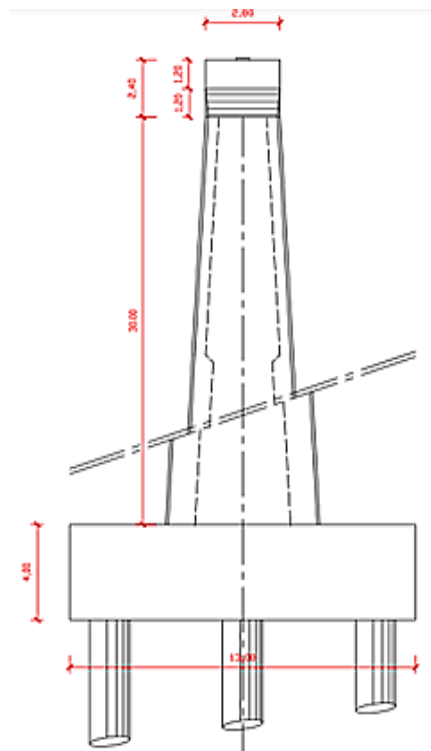
$H_{\text{Fût}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - h$  (happareil + hdé-appui + htablier.).

**Tableau 12-1 : Dimensions des piles**

	Hauteurs des piles (m)	Hauteurs des fûts (m)	Sections		Dimensions des semelles	Dimensions des chevêtres
			Sommet (m)	Base (m)		
P1	25,30	22,90	6 x 2,80	7,14 x 5,09	13 x 14 x 4	10,00 x 2,80 x 2,40
P2	32,50	30,00	6 x 2,80	7,50 x 5,81	13 x 14 x 4	10,00 x 2,80 x 2,40
P3	26	23,60	6 x 2,80	7,18 x 5,16	13 x 14 x 4	10,00 x 2,80 x 2,40
P4	19,50	17,10	6 x 2,80	6,85 x 4,51	13 x 14 x 3	10,00 x 2,80 x 2,40
P5	14,50	11,78	6 x 2,80	6,58 x 3,97	13 x 14 x 3	10,00 x 2,80 x 2,40

### 12.3 Descente des charges

Pour la suite de calcul notre étude portera sur la pile qui présente une hauteur max à savoir la pile P<sub>2</sub> caractérisée par les dimensions portées sur la figure ci-après :



**Figure 12.4 : La pile P<sub>2</sub>**

## CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

### 12.3.1 Efforts dûs à la pile

Selon le RPOA [14], l'action sismique appliquée à l'ouvrage ainsi qu'aux terres qui lui sont solidaires une accélération horizontale maximale caractérisée par le coefficient sismique  $K_H$  et une accélération verticale concomitante caractérisée par le coefficient sismique  $K_V$ .

Les coefficients sismiques sont donnés par les expressions suivantes (aux ouvrages non déplaçables) :

$$K_H = A \qquad K_V = \pm 0,3 K_H$$

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :  $A = 0.25$

On a fait les calculs aux trois cas favorables du séisme correspondant aux coefficients sismiques  $K_H$  et  $K_V$  à savoir :

**1<sup>er</sup> cas** : cas normale sans séisme :  $K_H = K_V = 0$

**2<sup>ème</sup> cas** : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » :

$$K_H = 0,25$$

$$K_V = 0,075$$

**4<sup>ème</sup> cas** : cas de séisme « horizontal + verticale » :

$$K_H = 0,25$$

$$K_V = -0,075$$

Les résultats des efforts sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau 12-2 : Evaluation des sollicitations dûs à la pile N°02**

Désignation	Sollicitations				e (m) Bras de levier	Moment renversant (KN.m)
	Cas	P(KN)	$H = K_H \times P$ (KN)	$N = (1 \pm K_V) \times P$ (KN)		
Semelle	N°01	18 200,00	0,00	18 200,00	2,00	0,00
	N°02		4 550,00	19 565,00		9 100,00
	N°04		4 550,00	16 835,00		9 100,00
Fût	N°01	11 340,00	0	11 340,00	19,05	0,00
	N°02		2 835,00	12 190,50		53865,00
	N°04		2 835,00	10 489,50		53865,00
Chevêtre	N°01	1 680,00	0,00	1 680,00	35,20	0,00
	N°02		420,00	1 806,00		14 826,00
	N°04		420,00	1 554,00		14 826,00
Poids des terres	N°01	2 770,00	0,00	2 770,00	4,50	0,00
	N°02		692,50	2 977,75		3 116,25
	N°04		692,50	2 562,25		3 116,25
Somme	N°01		0,00	33 990,00		0,00
	N°02		8 497,50	36 539,25		80 865,25
	N°04		8 497,50	31 440,75		80 865,25

**NB** : Le calcul des efforts dûs à la pile N°02 a été fait par rapport au bas de la semelle.

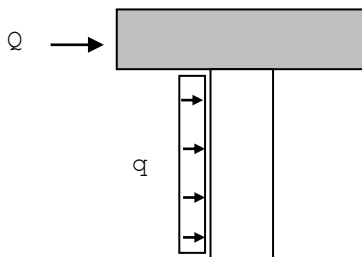
### 12.3.2 Efforts dûs au tablier :

Les efforts dus au tablier sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau 12-3 : Evaluation des efforts dû au tablier**

Désignation	Sollicitations			
	N (KN)	H (KN)	e (m)	M (KN.m)
<b>S<sub>PP</sub></b> (Poids propre)	5 636.90	0.00	0.00	0.00
<b>S<sub>SUP</sub></b> (Charges supplémentaire)	6 448.00	0.00	0.00	0.00
<b>Sur, t</b> (Surcharge sur trottoir)	604.50	0.00	0.00	0.00
<b>Surcharge</b> <b>S<sub>LM71,1</sub></b>	4 518.00	0.00	0.00	0.00
<b>Surcharge</b> <b>S<sub>LM71,2</sub></b>	4 518.00	0.00	0.00	0.00
<b>Surcharge</b> <b>S<sub>SW/2,2</sub></b>	5 725.00	0.00	0.00	0.00
<b>Surcharge</b> <b>Freinage</b>	0.00	800.00	32.70	26 160.00
<b>Surcharge</b> <b>Vent SF<sub>w</sub> (charge Q)</b>	0.00	296.00	32.70	9 679.20
<b>Surcharge</b> <b>Vent SF<sub>w</sub> (charge q)</b>	0.00	270.04	16.35	4 415.15
<b>Surcharge</b> <b>(retrait +fluage)</b>	0.00	67.78	32.70	2 216.41
<b>Séisme</b>	0.00	3 021.23	32.70	98 794.22

➤ **Action du vent :** La pression du vent par mètre carré est égale à :  $P = 2,00 \text{ KN/M}^2$



- **En tête du fut la charge est concentrée** :  $Q = (2,90 + 0,8) 40 \times 2 = 296,00 \text{ KN/m}^2$
- **Sur le fut la charge est répartie** :  $q = (2,80 + 5,80) \times 2 = 8,60 \text{ KN/ml}$



## CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

\* Trois (03) sondages carottés :

- S1 : sondage F-104-11 (L=20 m) au PK59+093 à la culée C1
- S2 : sondage F-84-10 (L=25 m) au PK 59+263.6 entre P4 et P5
- S3 : sondage F-103-11 (L=12 m) juste après la culée C2.

\* Un (01) sondage pressiométrique :

S4 : sondage PR-52-10 (L=25 m) au PK59+247 à la pile P4

Les terrains rencontrés sont constitués par trois (03) formations :



MA1 : Marne argileuse aquitanienne



MA2 : Marne argileuse aquitanienne



QA2 : Alluvions constituées de graves et de sable dans une matrice limoneuse  
Marne Argileuse aquitanienne

### a) Données pressiométriques :

Le tableau ci-après montre les résultats des sondages pressiométriques effectués dans le site du projet :

**Tableau 12-5 : Paramètres géotechniques**

Couches géologiques	Paramètres	
	PL*(MPa)	EM(MPa)
MA1	1,30	20,30
QA2	2,70	61,30
MA2	4,00	36,10

### b) Calcul de la capacité portante ultime des pieux :

La capacité portante ultime des pieux est déterminée selon l'Eurocode 7 [21].

La profondeur des pieux de fondation des culées et des piles a été fixée sur la base des paramètres géotechniques du sous-sol (tels que supposé ci-après) et en fonction de la charge max en exploitation sur chaque pieux. La formule adoptée pour l'évaluation de la charge limite en terrain cohésif est la suivante :

$$Q_u = Q_{lat} + Q_{pointe} - W_{ou} : Q_{lat} = \pi \times D \times \sum \tau(z) \times \Delta z ;$$

D = 1.5m : diamètre de pieux ;

$$\tau(z) = \alpha_c \times C_U$$

$$C_U = 0,1 P_L + 0,25 \text{ [bar]}$$

## CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

---

$$\alpha_c = 0.5$$

$$\Delta z = 1.0 \text{ m ;}$$

$$Q_{\text{pointe}} = \pi \times D^2 / 4 \times (N_c \times C_{u_b} \times \beta + q'_b)$$

$$N_c = 9 \text{ (facteur de forme)}$$

$$C_{u_b} = 150-450 \text{ KPA (argile compacte et marne en profondeur)}$$

$$\beta = 1.0 \text{ (argile compacte) ;}$$

$$q'_b = \gamma' \times L_{\text{pieux}} ;$$

$$\gamma' = (\gamma - \gamma \times W) = 10.0 \text{ KN/m}^3 \text{ } (\gamma = 19.0 \text{ KN/m}^3 \text{ valeur moyenne considérée) ;}$$

W = poids du pieu.

Les facteurs de sécurité min. pour la détermination de la charge admissible sont :

$$\text{Conditions statiques F.S.} = 2,5 ;$$

$$\text{Conditions dynamiques F.S.} = 1,5 \quad (2,5/1,5) \cong 1,7$$

La valeur de la charge admissible résulte pourtant :

$$Q_{\text{adm.}} = (Q_{\text{lat}} + Q_{\text{pointe}}) / \text{F.S.} - W.$$

Les valeurs de la profondeur des pieux, évaluées sur la base des hypothèses ci-dessus décrites,

Les tableaux récapitulatifs des calculs effectués sont reportés ci de suite.

## CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

- Cas dynamique :**

$D(m)=1,50$                        $A(m^2)=.767$                        $F.S=1.50$   
 $N_c=9$                                    $\text{Alpha} =0.5$

**Tableau 12-6 : Calcul de portance d'un pieu**

Prof. (m)	Pl (kN/m <sup>2</sup> )	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	RI (kN)	RI_tot (kN)	Rp (kN)	RI+Rp (kN)	(RI+Rp)/F.S	W (kN)	Qadm (kN)
1	1 300.00	155.00	365.21	365.21	2 482.84	2 848.05	1 898.70	44.18	1 854.52
2	2 700.00	295.00	695.08	1 060.29	4 727.12	5 787.40	3 858.27	88.36	3 769.91
3	2 700.00	295.00	695.08	1 755.36	4 744.79	6 500.15	4 333.43	132.54	4 200.90
4	2 700.00	295.00	695.08	2 450.44	4 762.46	7 212.90	4 808.60	176.71	4 631.89
5	2 700.00	295.00	695.08	3 145.52	4 780.13	7 925.65	5 283.77	220.89	5 062.87
6	4 000.00	425.00	1 001.38	4 146.90	6 865.36	11 012.26	7 341.51	265.07	7 076.44
7	4 000.00	425.00	1 001.38	5 148.28	6 883.03	12 031.32	8 020.88	309.25	7 711.63
8	4 000.00	425.00	1 001.38	6 149.67	6 900.70	13 050.37	8 700.25	353.43	8 346.82
9	4 000.00	425.00	1 001.38	7 151.05	6 918.38	14 069.43	9 379.62	397.61	8 982.01
10	4 000.00	425.00	1 001.38	8 152.43	6 936.05	15 088.48	10 058.99	441.79	9 617.20
11	4 000.00	425.00	1 001.38	9 153.82	6 953.72	16 107.53	10 738.36	485.97	10 252.39
12	4 000.00	425.00	1 001.38	10 155.20	6 971.39	17 126.59	11 417.73	530.14	10 887.58
13	4 000.00	425.00	1 001.38	11 156.58	6 989.06	18 145.64	12 097.10	574.32	11 522.77
14	4 000.00	425.00	1 001.38	12 157.96	7 006.73	19 164.70	12 776.46	618.50	12 157.96
15	4 000.00	425.00	1 001.38	13 159.35	7 024.40	20 183.75	13 455.83	662.68	12 793.15
16	4 000.00	425.00	1 001.38	14 160.73	7 042.08	21 202.81	14 135.20	706.86	13 428.35

- Cas statique :**

$D(m)= 1.50$        $A (m^2)= 1.767$                        $F.S= 2.50$   
 $N_c= 9$                $\text{alpha} 0.5$

**Tableau 12-7 : Calcul de portance d'un pieu**

Prof. (m)	Pl (kN/m <sup>2</sup> )	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	RI (kN)	RI_tot (kN)	Rp (kN)	RI+Rp (kN)	(RI+Rp)/F.S	W (kN)	Qadm (kN)
1	1 300.00	155.00	365.21	365.21	2 482.84	2 848.05	1 139.22	44.18	1 095.04
2	2 700.00	295.00	695.08	1 060.29	4 727.12	5 787.40	2 314.96	88.36	2 226.60
3	2 700.00	295.00	695.08	1 755.36	4 744.79	6 500.15	2 600.06	132.54	2 467.52
4	2 700.00	295.00	695.08	2 450.44	4 762.46	7 212.90	2 885.16	176.71	2 708.45
5	2 700.00	295.00	695.08	3 145.52	4 780.13	7 925.65	3 170.26	220.89	2 949.37
6	4 000.00	425.00	1 001.38	4 146.90	6 865.36	11 012.26	4 404.91	265.07	4 139.83
7	4 000.00	425.00	1 001.38	5 148.28	6 883.03	12 031.32	4 812.53	309.25	4 503.28
8	4 000.00	425.00	1 001.38	6 149.67	6 900.70	13 050.37	5 220.15	353.43	4 866.72
9	4 000.00	425.00	1 001.38	7 151.05	6 918.38	14 069.43	5 627.77	397.61	5 230.16
10	4 000.00	425.00	1 001.38	8 152.43	6 936.05	15 088.48	6 035.39	441.79	5 593.61
11	4 000.00	425.00	1 001.38	9 153.82	6 953.72	16 107.53	6 443.01	485.97	5 957.05
12	4 000.00	425.00	1 001.38	10 155.20	6 971.39	17 126.59	6 850.64	530.14	6 320.49
13	4 000.00	425.00	1 001.38	11 156.58	6 989.06	18 145.64	7 258.26	574.32	6 683.93
14	4 000.00	425.00	1 001.38	12 157.96	7 006.73	19 164.70	7 665.88	618.50	7 047.38
15	4 000.00	425.00	1 001.38	13 159.35	7 024.40	20 183.75	8 073.50	662.68	7 410.82
16	4001	426	3 547.51	16 706.85	7 057.98	23 764.83	9 505.93	706.86	8 799 .07



### 12.4.2 Etude des pieux

#### a) Nombre de files de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe. Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général  $3\Phi$  car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique (remontée ou rupture de pieux voisins au battage), et éviter l'effet de groupe.

#### b) Nombre de pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier et la culée.

$$N_p = \frac{N_{Max}}{Q_{adm}}$$

Avec :  $N_{Max}$  : Effort normal maximal à l'ELS,

$Q_{adm}$  : Capacité portante d'un pieu à 16m :

$$* \text{ à l'ELS : } Q_{adm} = 8\,799.07 \text{ KN}$$

$$* \text{ à l'ELA : } Q_{adm} = 13\,428.35 \text{ KN}$$

#### ➤ Application Numérique :

$$N_{max} = 56\,801,50 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } Q_{adm} = 8\,799.07 \text{ KN}$$

$$\text{ELA : } Q_{adm} = 13\,428.35 \text{ KN}$$

$$L = 16 \text{ m}$$

$$D = 1,50 \text{ m}$$

$n_p = 6,45$  On prend : **8 pieux de 16m de profondeur.**

#### c) Réactions des pieux

Les pieux représentent une symétrie par rapport à (XY). Chaque fut ramène un moment et un effort normal. L'effort normal ou réaction qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2}$$

Avec :

n : nombres de pieux ;

N : effort normal ;

## CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

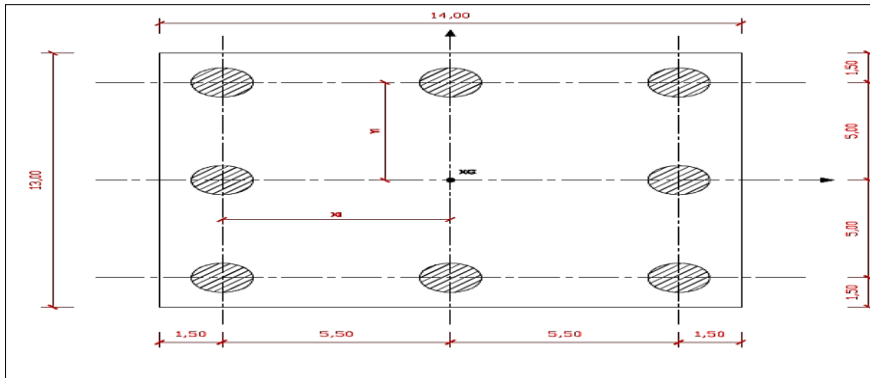
$M_x$  dans le sens  $x$  ;

$X, Y$  : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

La formule peut s'exprimer aussi par :  $R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x}{W_y}$

Avec :  $W$  = Module de résistance

$$W_y = \frac{\sum Y_i^2}{X_i}$$



**Figure 12-5 : Disposition des pieux**

$$W = \frac{n_1 \times Y^2 + n_2 \times Y^2}{Y} = \frac{4 \times 5^2 + 4 \times (-5)^2}{5} = 40 \text{ m}^3$$

$n = 8$  Pieux

Les valeurs des réactions du pieu sont résumées sur le tableau ci-après :

**Tableau 12-8 : Réactions sur le pieu**

Sollicitations		N (KN)	M (KN.m)	R(KN)	
				R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>
ELS		56 801,50	40 254,35	8 106,55	6 093,83
ELA	1 <sup>er</sup> cas	49 979,55	187 507,00	10 935,13	1559,76
	2 <sup>eme</sup> cas	44 881,05	187 507,00	10 297,82	922,44

**d) Sollicitations les plus défavorables :**

➤ **ELS :**

$R_1 = 8\ 106,55 \text{ KN} < 8\ 799,07 \text{ KN}$  (La condition de poinçonnement est vérifiée)

$R_2 = 6\ 093,83 \text{ KN} < 8\ 799,07 \text{ KN}$

$R_2 > 0$  (pas de soulèvement)

## CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

### ➤ ELA :

$$R_1 = 10\,935,13 \text{ KN} < 13\,428.35 \text{ KN}$$

$$R_2 = 1559,76 \text{ KN} < 13\,428.35 \text{ KN}$$

Le ferrailage du pieu adopté pour le pieu de la pile est le suivant :

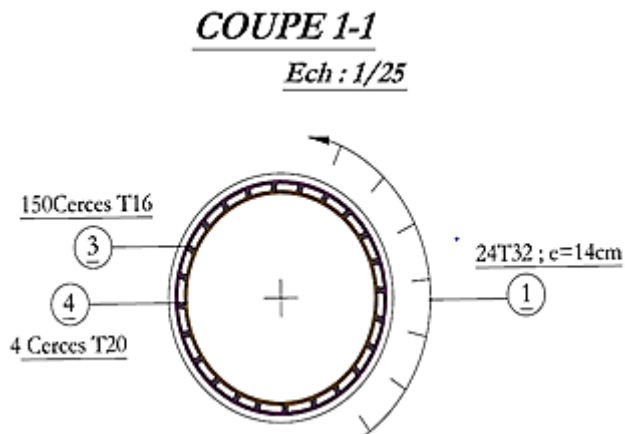


Figure 12.6 Ferrailage du pieu (pile)

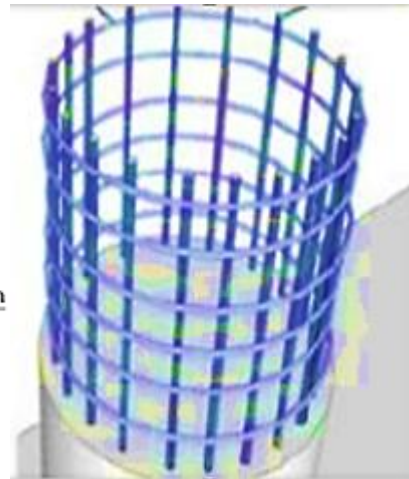


Photo 12.1 Disposition du ferrailage du pieu

### 12.4.3 Etude de la semelle

- Epaisseur H : 4,00 m ;
- Largeur : 13,00 m ;
- Longueur : 14,00 m ;
- Béton de propreté : 0,15 m.

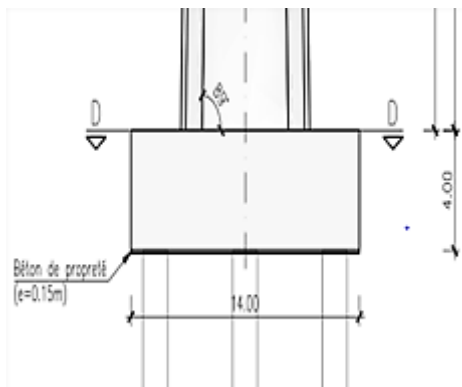


Figure 12.7 Semelle de la pile N°02

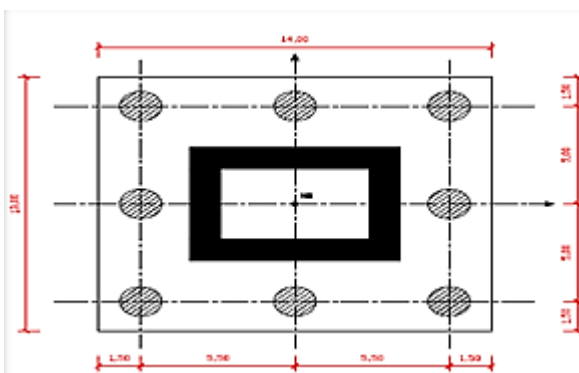


Figure 12.8 Semelle de la pile N°02

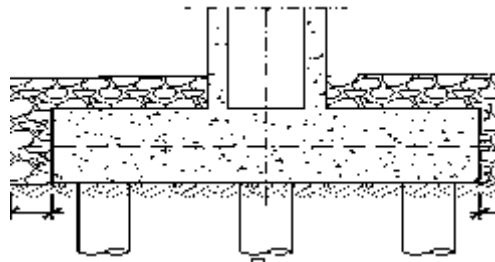


Figure 12.9 Semelle de la pile N°02

a) Evaluation des efforts :

$$R_{Max} = \max \{R_1, R_2\}$$

ELS:  $R_1 = 8\,106,55 \text{ KN}$

$R_2 = 6\,093,83 \text{ KN}$

→  $R_{am} = 8\,106,55 \text{ KN}$

ELA:  $R_1 = 10\,935,13 \text{ KN}$

$R_2 = 1559,76 \text{ KN}$

→  $R_{max} = 10\,935,13 \text{ KN}$

e) Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

➤ Armatures transversales inférieures :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles :

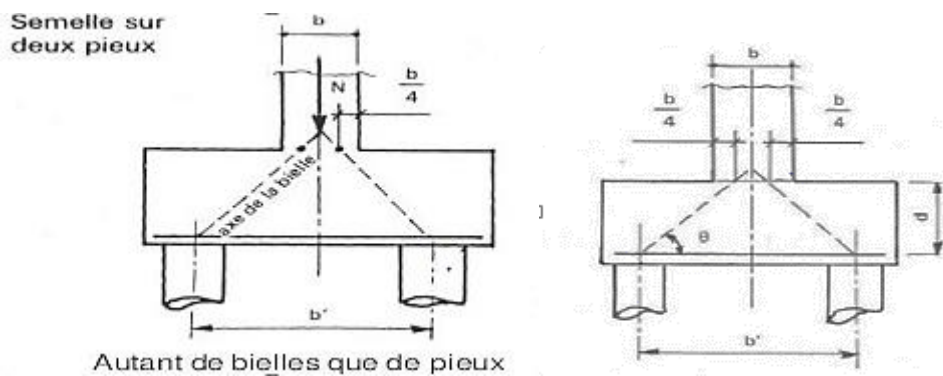


Figure 12.10 Méthode des bielles

• La condition de la méthode est :

$$\alpha \geq 45^\circ d = H - 10 \text{ ,}$$

et Avec :  $b'$  : entraxe des pieux ;

$$d \geq \frac{b'}{2} - \frac{b}{4} \text{ : épaisseur du fût}$$

$$b' = 550 \text{ cm};$$

$$b = 110 \text{ cm};$$

$$d = 400 - 10 = 390 \text{ cm};$$

$$\frac{b'}{2} - \frac{b}{4} = \frac{550}{2} - \frac{110}{4} = 247,50 < d = 390 \text{ cm} \implies \text{Vérifiée}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{d}{\frac{b'}{2} - \frac{b}{4}} = 1,57 \Rightarrow \alpha = 57,50^\circ \geq 45^\circ \quad \text{Vérifié}$$

$$A_s = \frac{R_{\text{Max}}}{\sigma} \times \frac{\frac{b'}{2} - \frac{b}{4}}{d}$$

### f) Application Numérique:

$$\text{ELS} \quad R_{\text{Max}} = 8\,106,55 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{\text{st}} = 255,55 \text{ MPA}$$

$$\text{ELA} \quad R_{\text{Max}} = 10\,935,13 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{\text{st}} = 500 \text{ MPA}$$

$$A_{s \text{ ELS}} = 201,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ ELA}} = 139 \text{ cm}^2$$

**Donc**

$$A_s = 201,31 \text{ cm}^2$$

On prend 70HA20 ( $A_s = 220 \text{ cm}^2$ )

On opte pour un espacement de 20 cm

✓ **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3} \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.}$$

✓ **Armatures transversales supérieures :**

$$A_{s2} = \frac{A_s}{4} \quad \text{Soit : HA16 avec un espacement de 20 cm.}$$

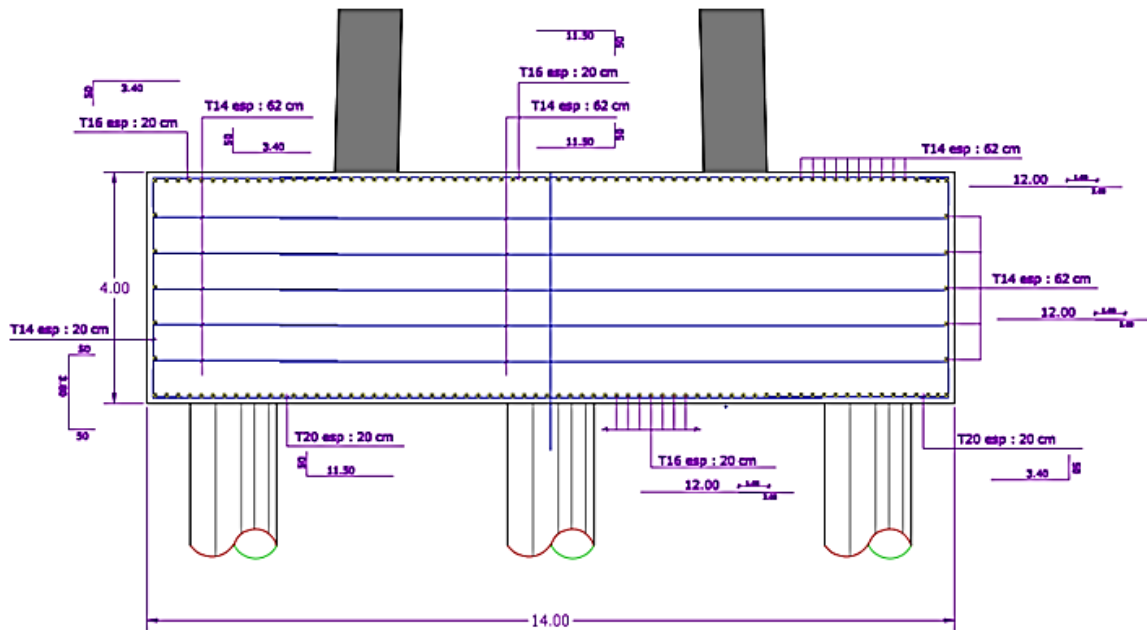
✓ **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{s3} = \frac{A_s}{10} \quad \text{Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.}$$

✓ **Armatures latérales :**

$$A_{s4} = \frac{A_s}{10} \quad \text{Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.}$$

La coupe de ferrailage de la semelle est représentée dans la figure ci-après :



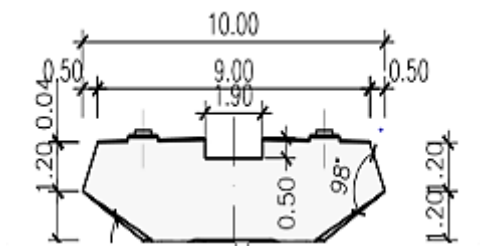
**Figure 12.11 Ferrailage de la semelle pile N°02**

### 12.5 ETUDE DU CHEVETRE

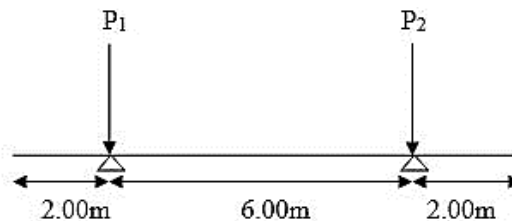
Le chevêtre est un élément porteur, il joue un rôle actif dans le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (freinage, séisme...), il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis.

Pour notre projet, le chevêtre à des dimensions en plan de 9.0 x 2.8 m<sup>2</sup>, pour installer deux appareils d'appui, un par poutre ;

Le système {semelle + colonnes + chevêtre}, est assimilé à une poutre reposant sur 2 appuis. C'est seulement le poids du chevêtre qui crée sa flexion. En effet la compression venant de la superstructure est transmise directement aux colonnes qui jouent le rôle de poteaux. Les 2 parties extrêmes se comportent comme des consoles.



**Figure 12.12 : Schéma du chevêtre**



**Figure 12.13 : Schéma statique du chevêtre**

### Les résultats numériques :

Le chevêtre a été modélisé en élément poutre, les valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximales, sont obtenues après analyse de notre model sous les combinaisons propres au tablier.

**Tableau 12-9 : L'effort tranchant et moments fléchissant maximaux du chevêtre**

	ELU	ELS
$M_{Max}(KN .m)$	796,35	589,89
$T_{Max}(KN)$	601,02	445,20

### ➤ Armatures en flexion :

**Tableau 12-10 : Ferrailage du chevêtre**

$M_{MAX}$		
ELU		
$M_u (KN-m)$	796,35	
$\mu_u$	0,0026	
$A$	0.033	
$Z (Cm)$	216	
$A_s (Cm^2)$	8,49	
ELS		
$M_s (KN-m)$	589,89	
$\sigma_{bc} (MPA)$	0,95	$\bar{\sigma}_{bc}= 24 MPA$
$\sigma_{St} (MPA)$	131	$\bar{\sigma}_{St}=241 MPA$
$A_{St} (Cm^2)$	23,09	CV
Choix des armatures	15 HA14	
Espacement (Cm)	20	

### ➤ Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$D'où A_{min} \geq 0.23 \times 280 \times 216 \times \frac{3}{500} = 84,46 Cm^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### ➤ Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u < \tau_{ad}$

$$T_u = 601,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{601,02 \times 10^3}{2800 \times 2160} = 0,082 \text{ MPA}$$

## CHAPITRE 12 : ETUDE ET CONCEPTION DES PILES

$$\tau_{ad} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{C28}}{1.5}, 4 \text{ MPA}\right) = 4 \text{ MPA}$$

On a bien  $\tau_u = 0,082 \text{ MPA} < \tau_{ad} = 4 \text{ MPA}$   $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

Le ferrailage du chevêtre se présente comme suit :

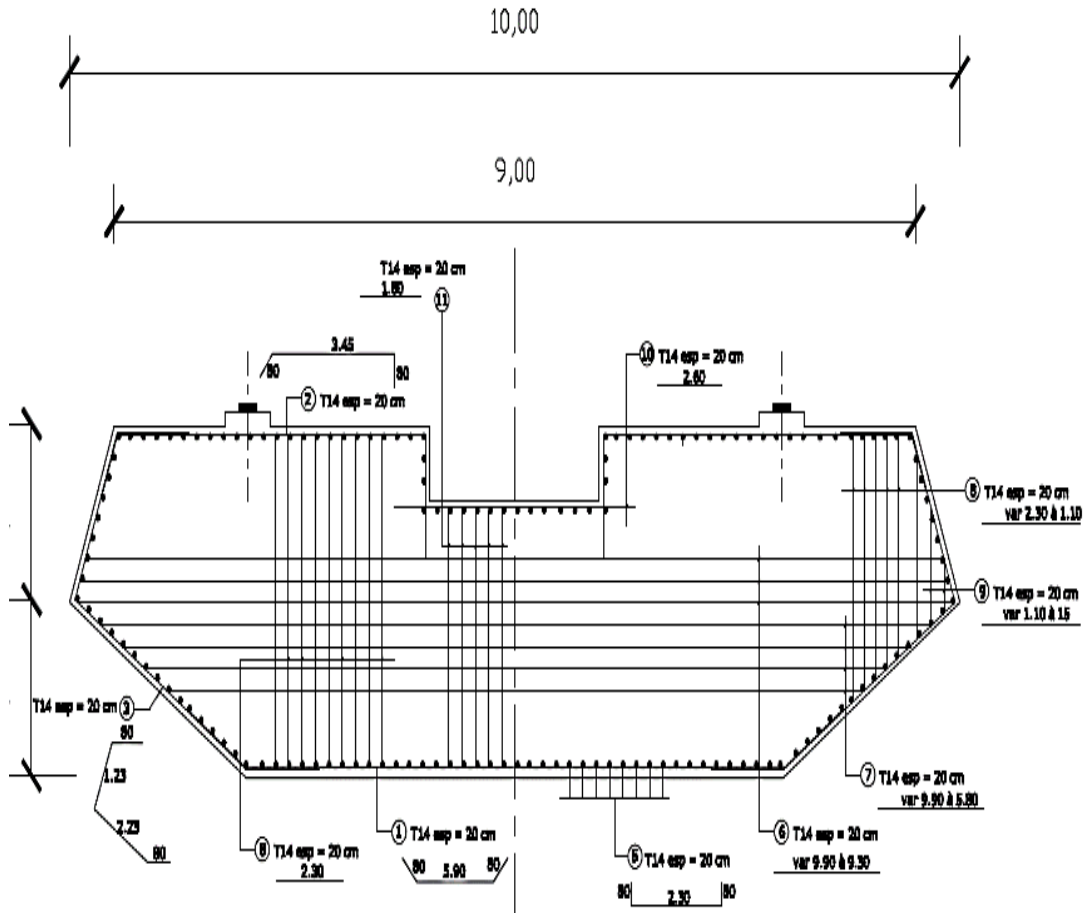


Figure 12.14 Ferrailage du chevêtre



# CHAPITRE 13 :

## ETUDE ET CONCEPTION DES CULEES

13-1: Choix du type de culée

13-1-1: Introduction

13-1-2: Choix de la culée adopté

13-2: Prédimensionnement de la culée

13-3: Stabilité et évaluation des efforts

13-4: Etude de fondations

13-4-1: Capacité portante du pieu

13-4-2: Etude des peiux

13-5: Etude de la semelle

13-5-1: Evaluation des efforts

13-5-2: Ferrailage de la semelle

### 13.1 CHOIX DU TYPE DE CULEE :

#### 13.1.1 Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, appelée aussi appui d'extrémité. Elle peut être partiellement ou totalement enterrée, implantées en crête ou en flacon de talus. On peut également réaliser des culées massives remblayées, à contrefort (voile) apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour. Son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :
- La nature et le mode de construction du tablier
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage

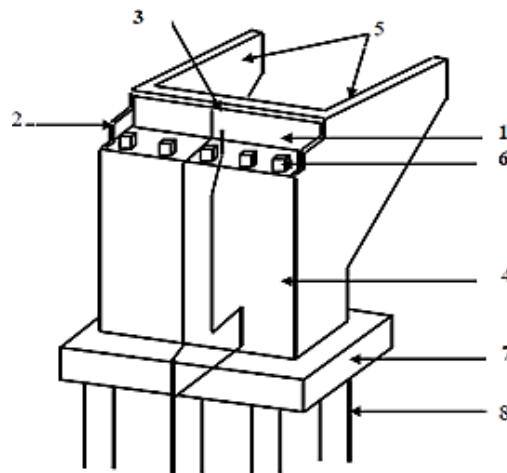


Figure 13.1 Vue panoramique d'une culée remblayée

- 1) Mur garde grève.
- 2) Muret cache.
- 3) Corbeau arrière.
- 4) Mur de front ou frontal.
- 5) Mur en retour (mur en aile).
- 6) Des d'appui.
- 7) Semelle.
- 8) Pieu.

### 13.1.2 Modèle de culée adopté :

Notre choix s'est porté sur les culées remblayées creuses ; Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai donc on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse. Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.

Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front ; les autres sont les murs latéraux appelés mur enaile ou en retour selon qu'ils sont parallèles ou non à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Les culées de type creuses, seront fermées créant ainsi des chambres entre les voiles qui seront remplies de gros béton, profitant de leur poids pour la stabilité globale de la structure. Cette solution élimine les voiles dans la zone des blocs techniques qui sont disposés à l'extrémité de l'ouvrage pour assurer la transition entre l'ouvrage et le remblai courant.

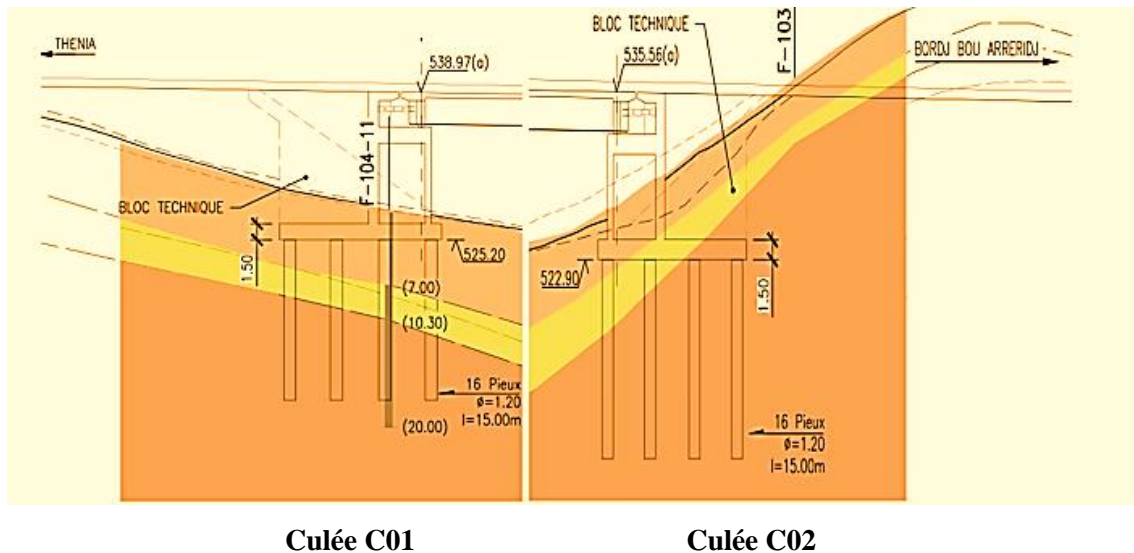


Figure 13.2 Culées C01 et C02

### 13.2 PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

La culée qui est prise en considération pour le calcul est celle qui présente une hauteur maximale. Soit la Culée C01 (Côté gauche) au PK :59 + 096, d'une hauteur de 12.27m (d'après le profil en long).

#### a) Mur garde grève :

La hauteur :  $H = 3.20 \text{ m}$

L'épaisseur :  $e \geq \text{Max} (0,3\text{m} ; H/8)$ .

On opte  $e = 1,00 \text{ m}$

#### b) Mur en retour :

Longueur = 8,80 m

Hauteur = 12,27 m

L'épaisseur = 1,00 m.

### c) Mur frontal :

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, sa largeur et sa longueur doivent être suffisantes pour recevoir les appareils d'appuis, et permettre leur entretien plus tard.

Pour notre projet, le mur frontal est en caisson (évidé)

La longueur du sommier  $L$  = Largeur de pont à savoir 12,80 m.

Largeur  $l$  = 9,07 m.

L'épaisseur = 5.20 m.

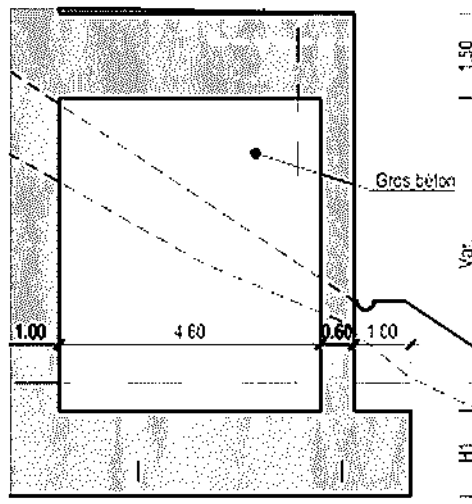


Figure 13.3 Mur Frontal

### d) La semelle de liaison :

L'épaisseur de la semelle :  $e = 1,50$  m

La largeur de la semelle :  $L = 15,00$  m

La longueur de la semelle :  $L = 16,00$  m

Béton de propriété :  $B_p = 0,15$  m.

## 13.3 STABILITE ET EVALUATION DES EFFORTS :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

### ❖ Calcul du coefficient de poussée : Selon RPOA Ver-2008 [14]

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $K_H$ ;  $K_V$  :

$$K_H = A$$

$$K_V = \pm 0,3 K_H$$

$K_H$  : Coefficient sismique horizontale ;

$K_V$  : Coefficient sismique verticale.

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la

Poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm K_V) \times H^2 \times K_{ad}$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONOBE-OKABE**, citée dans le RPOA[14] :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

Avec :

H : est la hauteur du mur ;

$\gamma$  : est le poids des terres ;

$\varnothing = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\theta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Le calcul a traité les Quatre (04) de séisme à savoir :

**1er cas : cas normale sans séisme :**

$$K_H = K_V = 0$$

**2ème cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » :**

$$K_H = 0,25$$

**3ème cas : cas de séisme « horizontal » :**

$$K_H = 0,25$$

$$K_V = 0$$

**4ème cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le haut » :**

$$K_H = 0,25 \quad K_V = - 0,075$$

## CHAPITRE 13 : ETUDE ET CONCEPTION DES CULEES

---

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau 13-1 : Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$**

Action du séisme	Cas N°	$K_H$	$K_V$	$\theta$ (rad)
Condition normale	Cas N°1	0,00	0,000	--
Vertical + horizontal	Cas N°2	0,25	0,075	0,228
Horizontal	Cas N°3	0,25	0,000	0,245
Vertical + horizontal	Cas N°4	0,25	-0,075	0,264

## CHAPITRE 13 : ETUDE ET CONCEPTION DES CULEES

Les résultats des efforts sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau 13.2 : Evaluation des efforts dû à la culée**

Sollicitation	Cas N°	P (KN)	H $H = K_H \times P$ (kN)	N $N=(1\pm K_V) \times P$ (kN)	h (m)	V(m)	Moment Renversant (kN,m)	Moment Stabilisant (kN,m)
<b>Semelle</b>	N°01		0.00	9000.00		0.75	0.00	
	N°02	9 000.00	2 250.00	9675.00			1687.50	
	N°03		2 250.00	9000.00			1687.50	
	N°04		2 250.00	8325.00			1687.50	
<b>Mur frontal</b>	N°01		0.00	7722.00	3.10	6.04	0.00	23938.20
	N°02	7 722.00	1 930.50	8301.15			11650.57	25733.57
	N°03		1 930.50	7722.00			11650.57	23938.20
	N°04		1 930.50	7142.85			11650.57	22142.84
<b>Mur garde grève</b>	N°01		0.00	1024.00	0.50	12.17	0.00	512.00
	N°02	1 024.00	256.00	1100.80			3115.52	550.40
	N°03		256.00	1024.00			3115.52	512.00
	N°04		256.00	947.20			3115.52	473.60
<b>Mur en retour</b>	N°01		0.00	5276.00	4.30	7.64	0.00	22686.80
	N°02	5276	1 319.00	5671.70			5671.70	24388.31
	N°03		1 319.00	5276.00			5671.70	22686.80
	N°04		1 319.00	4880.30			5671.70	20985.29
<b>Poids des terres</b>	N°01		0.00	22793.00	4.30	7.64	0.00	98009.90
	N°02	22 793.00	5 698.25	24502.48			24502.48	105360.66
	N°03		5 698.25	22793.00			24502.48	98009.90
	N°04		5 698.25	21083.53			24502.48	90659.18
<b>Poussée sur semelle</b>	N°01		2 601.30		0.74		1924.96	
	N°02		3 921.48				2901.89	
	N°03		4 046.47				2994.39	
	N°04		4 202.70				3110.00	
<b>Poussée sur mur garde grève + mur frontal</b>	N°01		5 266.34		5.59		29438.84	
	N°02		8 011.22				44782.72	
	N°03		8 266.56				46210.06	
	N°04		8 585.73				47994.24	
<b>poids des surcharges</b>	N°01	1141	0.00	1141.00	7.64	4.4	0.00	5020.40
	N°02		285.25	1226.58			2179.31	5396.93
	N°03		285.25	1141.00			2179.31	5020.40
	N°04		285.25	1055.43			2179.31	4643.87
<b>poussée des surcharges</b>	N°01		594.27			6.89	4094.51	
	N°02		895.87				6172.51	
	N°03		924.42				6369.24	
	N°04		960.11				6615.16	

## CHAPITRE 13 : ETUDE ET CONCEPTION DES CULEES

La somme de ces efforts est résumée dans le tableau ci-après :

**Tableau 13.3 Somme des efforts dûs à la culée**

SOMME	Cas N°	Sollicitations			
		H (KN)	N (KN)	M Renversant (kN.m)	M Stabilisant (kN.m)
	N°01	8 461.91	46 956.00	35 458.32	150 167.30
	N°02	24 567.57	50 477.71	102 664.20	161 429.87
	N°03	24 976.44	46 956.00	104 380.77	150 167.30
	N° 04	25 487.54	43 434.31	94 875.90	138 904.77

### ❖ Efforts dûs au tablier :

Les réactions dûes au tablier sont résumées dans le tableau ci -après :

**Tableau 13.4 Somme des efforts dûs au tablier**

Désignation	Sollicitations			
	N (KN)	H (KN)	e (m)	M Renversant (kN.m)
$S_{PP}$ (Poids propre)	1 751.00	0,00	0.00	0.00
$S_{SUP}$ (Charges supplémentaire)	1 906.29	0,00	0.00	0.00
$Sur,t$ (Surcharge sur trottoir)	179.00	0,00	0.00	0.00
Surcharge $S_{LM71,1}$	3 221.00	0,00	0.00	0.00
Surcharge $S_{LM71,2}$	3 221.00	0,00	0.00	0.00
Surcharge $S_{SW2,2}$	3 240.00	0,00	0.00	0.00
Surcharge Freinage	0.00	320.00	10.87	3 478.40
Surcharge (retrait +fluage)	0,00	67,78	10.87	0.00
Séisme	0,00	914.32	5.44	0.00



## CHAPITRE 13 : ETUDE ET CONCEPTION DES CULEES

### ❖ Combinaisons des efforts :

**Tableau 13-5 : Combinaison des efforts**

Cas	Combinaisons	N	H	M
		(kN)	(kN)	(kN.m)
ELS	(Spp+Ssup) + LM 71,1 + 0,80 Surt+ 0.45 GT + SFw	53 977.49	8 781.91	110 493.81
	(Spp+Ssup) + ( LM 71,1 + LM 71,2)+ 0,8 Surt + 0.45 GT + Sfw	57 198.49	8 781.91	110 493.81
	(Spp+Ssup) + LM 71,1 + SSW2,2+ 0,80 Surt+ 0.45 GT + SFw	57 217.49	8 781.91	110 493.81
	(Spp+Ssup) + 0.80 LM 71,1 + 0,80 Surt+ 0.75 GT + SFw	52 468.31	8 717.91	111 189.49
	(Spp+Ssup) + 0.80(LM 71,1 + SSW2,2) + 0,80 Surt + 0.75 GT	55 925.29	8 717.91	111 189.49
ELU	1.35 (Spp+Ssup) + 1.45 LM 71,1 + 1,20 Surt+ 0.70 GT + 1,50 SFw	73 213.19	11 491.36	113 972.21
	1.35 (Spp+Ssup) + 1.45 (LM 71,1 + LM 71,2) +1,2 Surt + 0.70 GT + 1,50 SFw	77 883.64	11 491.36	113 972.21
	1.35 (Spp+Ssup) + 1.45 LM 71,1 +1,20 SSW2,2+ 1,20 Surt+ 0.70 GT + 1,50 SFw	77 101.19	12 003.36	108 406.77
	(Spp+Ssup) + 1.45 LM 71,1 + 1,20 Surt+ 0.70 GT + 1,50 SFw	55 498.54	11 491.36	113 972.21
	(Spp+Ssup) + 1.45 LM 71,1 + 1,20 SSW2, 2 + 1,20 Surt+ 0.70 GT	59 386.54	11 491.36	113 972.21
ELA 1 <sup>er</sup> CAS	Sis xx+ (Spp+Ssup) + 0.30 LM 71,1	55 101.30	25 577.89	47 783.49
	Sis xx+ (Spp+Ssup) + 0.30 LM 71,1	55 101.30	25 577.89	48 090.24
ELA 2 <sup>ème</sup> CAS	Sis xx+ (Spp+Ssup) + 0.30 LM 71,1	51 579.59	25 986.76	34 804.35
	Sis xx+ (Spp+Ssup) + 0.30 LM 71,1	51 579.59	25 986.76	35 111.10
ELA 3 <sup>ème</sup> CAS	Sis xx+ (Spp+Ssup) + 0.30 LM 71,1	48 057.90	26 497.86	33 046.69
	Sis xx+ (Spp+Ssup) + 0.30 LM 71,1	48 057.90	26 497.86	33 353.44

### ➤ Remarque :

Le calcul des efforts sur la culée a été fait par rapport au point situé :

- Bas de la semelle
- Pied intérieur du mur frontal

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS :  $N_{max} = 57\,217,49\text{ KN}$        $M = 110\,493,81\text{ KN.m}$
- ELU :  $N_{max} = 77\,883,64\text{ KN}$        $M = 113\,972,21\text{ KN.m}$
- ELA :  $N_{max} = 55\,101,30\text{ KN}$        $M = 48\,090,24\text{ KN.m}$

## 13.4 ETUDE DES FONDATIONS :

### 13.4.1 Capacité portante du pieu :

#### a) Cas dynamique :

## CHAPITRE 13 : ETUDE ET CONCEPTION DES CULEES

**Tableau 13-6 : Calcul de portance d'un pieu**

		D(m)=	1.20	A(m2)=	1.131	F.S.=	1.50		
Nc=		9							
Alpha =		0.5							
Prof.(m)	Pl (kN/m2)	Cu (kN/m2)	Rl (kN)	Rl_tot (kN)	Rp (kN)	Rl+Rp (kN)	(Rl+Rp)/F.S	W (kN)	Qadm (kN)
1	1 300.00	155.00	292.17	292.17	1 589.02	1 881.19	1 254.12	28.27	1 225.85
2	2 700.00	295.00	556.06	848.23	3 025.35	3 873.58	2 582.39	56.55	2 525.84
3	2 700.00	295.00	556.06	1 404.29	3 036.66	4 440.96	2 960.64	84.82	2 875.81
4	2 700.00	295.00	556.06	1 960.35	3 047.97	5 008.33	3 338.88	113.10	3 225.79
5	2 700.00	295.00	556.06	2 516.42	3 059.28	5 575.70	3 717.13	141.37	3 575.76
6	4 000.00	425.00	801.11	3 317.52	4 393.83	7 711.35	5 140.90	169.65	4 971.26
7	4 000.00	425.00	801.11	4 118.63	4 405.14	8 523.77	5 682.51	197.92	5 484.59
8	4 000.00	425.00	801.11	4 919.73	4 416.45	9 336.19	6 224.12	226.19	5 997.93
9	4 000.00	425.00	801.11	5 720.84	4 427.76	10 148.60	6 765.73	254.47	6 511.26
10	4 000.00	425.00	801.11	6 521.95	4 439.07	10 961.02	7 307.34	282.74	7 024.60
11	4 000.00	425.00	801.11	7 323.05	4 450.38	11 773.43	7 848.96	311.02	7 537.94
12	4 000.00	425.00	801.11	8 124.16	4 461.69	12 585.85	8 390.57	339.29	8 051.27
13	4 000.00	425.00	801.11	8 925.26	4 473.00	13 398.26	8 932.18	367.57	8 564.61
14	4 000.00	425.00	801.11	9 726.37	4 484.31	14 210.68	9 473.79	395.84	9 077.95
15	4 000.00	425.00	801.11	10 527.48	4 495.62	15 023.10	10 015.40	424.12	9 591.28

**b) Cas statique :**

**Tableau 13-7 : Calcul de portance d'un pieu**

		D(m)=	1.20	A(m2)=	1.131	F.S.=	2.50		
Nc=		9							
Alpha =		0.5							
Prof.(m)	Pl (kN/m2)	Cu (kN/m2)	Rl (kN)	Rl_tot (kN)	Rp (kN)	Rl+Rp (kN)	(Rl+Rp)/F.S	W (kN)	Qadm (kN)
1	1 300.00	155.00	292.17	292.17	1 589.02	1 881.19	752.47	28.27	724.20
2	2 700.00	295.00	556.06	848.23	3 025.35	3 873.58	1 549.43	56.55	1 492.88
3	2 700.00	295.00	556.06	1 404.29	3 036.66	4 440.96	1 776.38	84.82	1 691.56
4	2 700.00	295.00	556.06	1 960.35	3 047.97	5 008.33	2 003.33	113.10	1 890.23
5	2 700.00	295.00	556.06	2 516.42	3 059.28	5 575.70	2 230.28	141.37	2 088.91
6	4 000.00	425.00	801.11	3 317.52	4 393.83	7 711.35	3 084.54	169.65	2 914.90
7	4 000.00	425.00	801.11	4 118.63	4 405.14	8 523.77	3 409.51	197.92	3 211.59
8	4 000.00	425.00	801.11	4 919.73	4 416.45	9 336.19	3 734.47	226.19	3 508.28
9	4 000.00	425.00	801.11	5 720.84	4 427.76	10 148.60	4 059.44	254.47	3 804.97
10	4 000.00	425.00	801.11	6 521.95	4 439.07	10 961.02	4 384.41	282.74	4 101.66
11	4 000.00	425.00	801.11	7 323.05	4 450.38	11 773.43	4 709.37	311.02	4 398.36
12	4 000.00	425.00	801.11	8 124.16	4 461.69	12 585.85	5 034.34	339.29	4 695.05
13	4 000.00	425.00	801.11	8 925.26	4 473.00	13 398.26	5 359.31	367.57	4 991.74
14	4 000.00	425.00	801.11	9 726.37	4 484.31	14 210.68	5 684.27	395.84	5 288.43
15	4 000.00	425.00	801.11	10 527.48	4 495.62	15 023.10	6 009.24	424.12	5 585.12

### 13.4.2 Etude des pieux :

**a) Nombre des pieux :**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale dû au tablier et à la culée.

$$N_p = \frac{N_{\text{Max}}}{Q_{\text{adm}}}$$

$Q_{\text{adm}}$  : Capacité portante d'un pieu à 16m :

$$* \text{ à l'ELS : } Q_{\text{adm}} = 5\,585,12 \text{ KN}$$

$$* \text{ à l'ELA : } Q_{\text{adm}} = 9\,591,28 \text{ KN}$$

### b) Application Numérique :

$$N_{\text{max}} = 57\,217,49 \text{ KN} \quad \text{à l'ELS}$$

$$\text{ELS: } Q_{\text{adm}} = 5\,585,12 \text{ KN}$$

$$\text{ELA: } Q_{\text{adm}} = 9\,591,28 \text{ KN}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$D = 1,20 \text{ m}$$

$n_p = 10,24$  On prend : **16 pieux de 15 m de profondeur.**

### c) Réactions des pieux :

Les pieux représentent une symétrie par rapport à (XY). Chaque fut ramène un moment et un effort normal. L'effort normal ou réaction qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec :

$n$  : nombre de pieux ;

$N$  : effort normal ;

$M_x, M_y$  : moments dans les sens  $x, y$  ;

$X, Y$  : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

La formule peut s'exprimer aussi par : 
$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x}{W_y} \pm \frac{M_y}{W_x}$$

Avec :  $W$  = Module de résistance

$$W_x = \frac{\sum x_i^2}{y_i}$$

$$W_y = \frac{\sum y_i^2}{x_i}$$

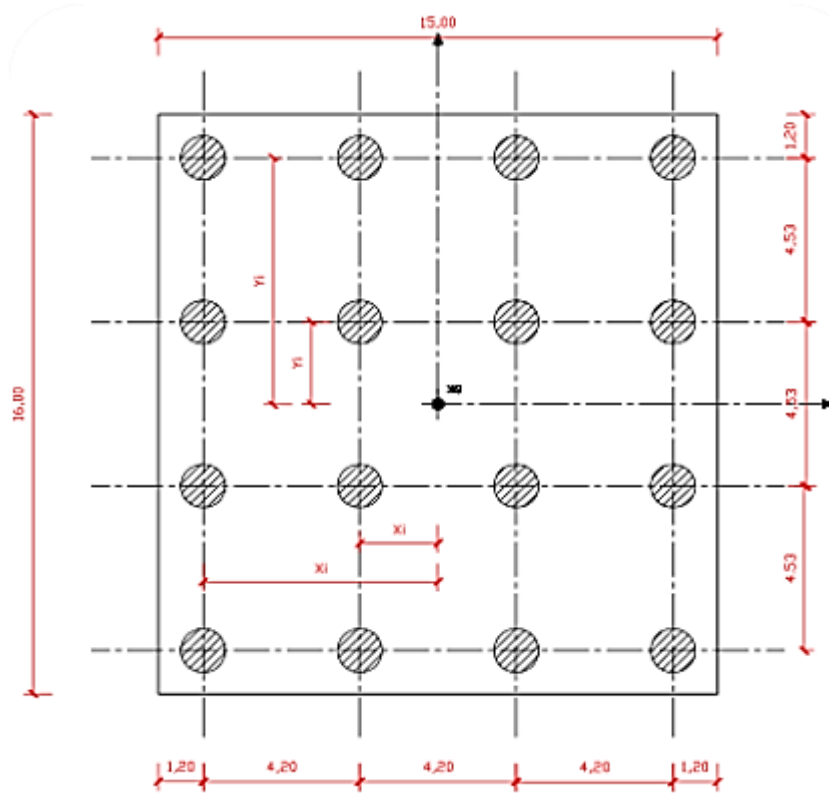


Figure 13.4 Disposition des pieux (semelle de la culée C01)

$$W_Y = \frac{n_1 \times Y_1^2 + n_2 \times Y_2^2}{Y_1} = \frac{2 \times 4(6,80^2 + 2,27^2)}{6,80} = 60 \text{m}^3$$

n = 16 Pieux

Les valeurs des réactions du pieu sont résumées sur le tableau ci-après :

Tableau 13.8 Réactions du pieu

Sollicitations		N (KN)	M (KN.m)	R(KN)	
				R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>
ELS		57 217,49	110 493,81	5403,58	1748,61
ELA	1 <sup>er</sup> cas	55 101,30	48 090,24	4239,21	2648,45
	2 <sup>eme</sup> cas	51 579,59	35 11,10	3799,36	2648,09
	3 <sup>eme</sup> cas	48 057,90	33 353,44	3550,19	2457,05

**Sollicitations les plus défavorables :**

**ELS :**

$$R_1 = 5403,58 \text{ KN} < 5\,585,12 \text{ KN (La condition de non poinçonnement est vérifiée)}$$

$$R_2 = 1\,748,61 \text{ KN} < 5\,585,12 \text{ KN}$$

**ELA:**

$$R_1 = 4\,239,21 \text{ KN} < 9\,591,28 \text{ KN}$$

$$R_2 = 2\,648,45 \text{ KN} < 9\,591,28 \text{ KN}$$

Le ferrailage adopté pour le pieu de la culée est le suivant :

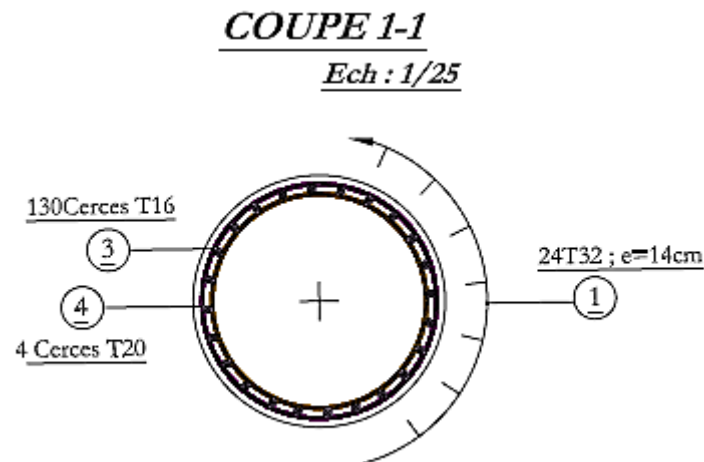


Figure 13.5 Ferrailage du pieu (culée)

### 13.5 ETUDE DE LA SEMELLE

- Epaisseur H : 1.50 m ;
- Largeur : 15,00 m ;
- Longueur : 16,00 m ;
- Béton de propreté : 0,15 m.

#### 13.5.1 Evaluation des efforts :

$$M_{ax} = \max \{R_1, R_2\}$$

**ELS :**  $R_1 = 5\,403,58 \text{ KN}$

$$R_2 = 1\,748,61 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_{Max} = 5\,403,58 \text{ KN}$$

**ELA :**  $R_1 = 4\,239,21 \text{ KN}$

$$R_2 = 2\,648,45 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_{Max} = 4\,239,21 \text{ KN}$$

13.5.2 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

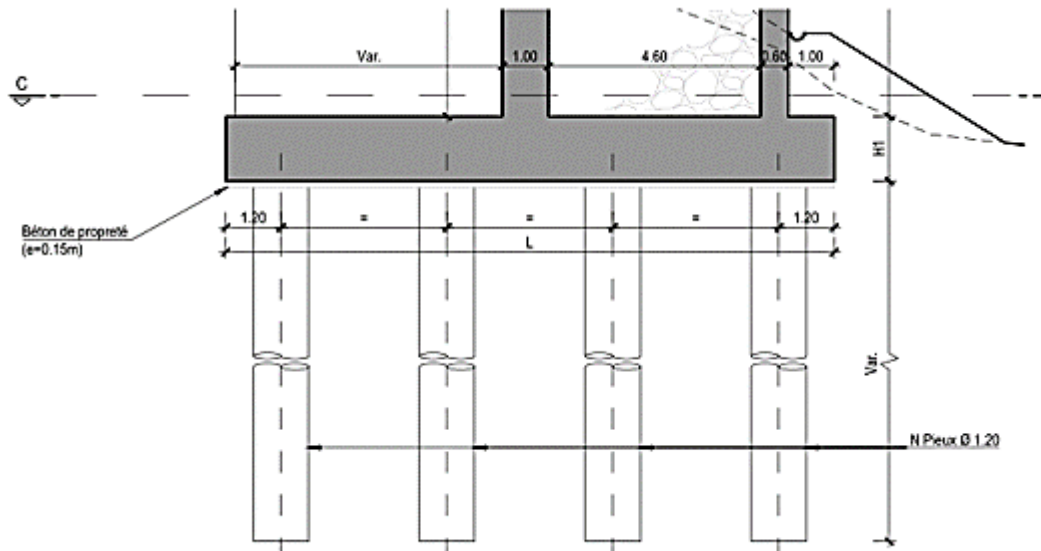


Figure13.6 Semelle de fondation de la culée C01

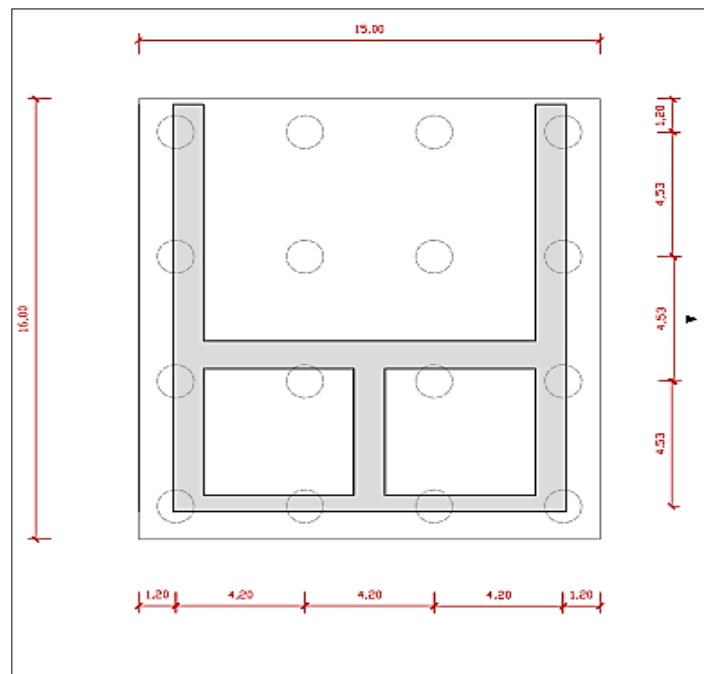


Figure13.7 Vue en plan de la semelle de la culée C01

### a) Armatures transversales inférieures :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles (déjà énumérée dans le chapitre relatif à la pile) :

La condition de la méthode est :

$$\alpha \geq 45^\circ d = H - 10 \quad ,$$

et Avec :  $b'$  : entraxe des pieux ;

$$d \geq \frac{b'}{2} - \frac{b}{4} \quad b : \text{épaisseur du fût}$$

$$b' = 420 \text{ cm};$$

$$b = 620 \text{ cm};$$

$$d = 150 - 10 = 140 \text{ cm};$$

$$\frac{b'}{2} - \frac{b}{4} = \frac{420}{2} - \frac{620}{4} = 55 \text{ Cm} < d = 140 \text{ cm condition vérifiée}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{\frac{b'}{2} - \frac{b}{4}} = 2,54 \Rightarrow \alpha = 68,58^\circ \geq 45^\circ \text{ condition vérifiée}$$

$$A_s = \frac{R_{\text{Max}}}{\sigma} \times \frac{\frac{b'}{2} - \frac{b}{4}}{d}$$

### b) Application Numérique:

- $ELSR_{\text{Max}} = 8\,106,55 \text{ KN}$                        $\bar{\sigma}_{\text{st}} = 255,55 \text{ MPA}$
- $ELAR_{\text{Max}} = 10\,935,13 \text{ KN}$                        $\bar{\sigma}_{\text{st}} = 500 \text{ MPA}$

$$A_{S \text{ ELS}} = 99,74 \text{ Cm}^2$$

$$A_{S \text{ ELA}} = 77,47 \text{ Cm}^2$$

Donc  $A_s = 99,74 \text{ Cm}^2$  On prend 21HA25 ( $A_s = 103,08 \text{ Cm}^2$ )

On opte pour un espacement de 15 cm

#### ➤ Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{S1} = \frac{A_s}{3} \text{ Cm}^2 \quad \text{Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.}$$

#### ➤ Armatures transversales supérieures :

$$A_{S2} = \frac{A_s}{4} \quad \text{Soit : HA14 avec un espacement de 20 cm.}$$

#### ➤ Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{S3} = \frac{A_s}{10} \quad \text{Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.}$$

**Armatures latérales :**

$$A_{s4} = \frac{A_s}{10}$$

Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

La coupe de ferrailage de la semelle est représentée dans la figure ci-après :

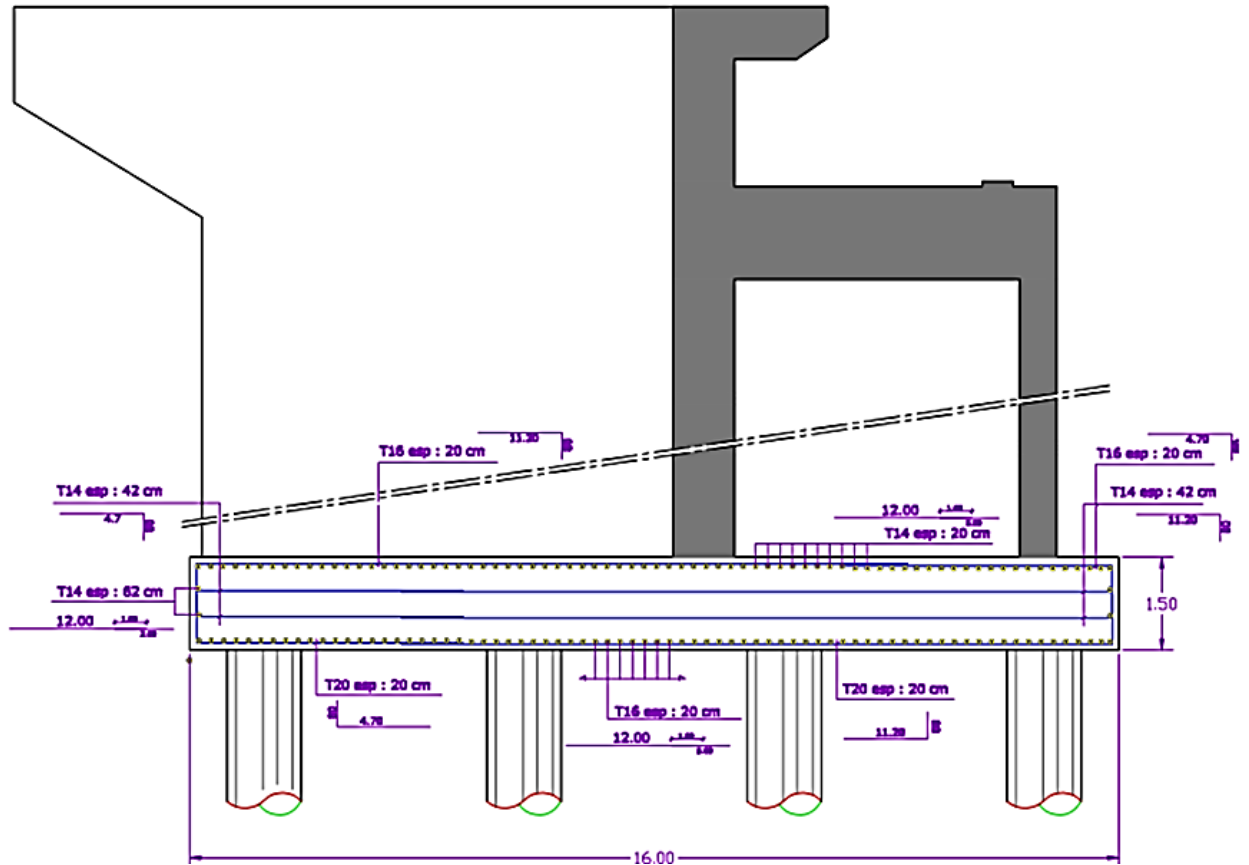


Figure 13.8 Ferrailage de la semelle de la culée C01



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : DUCOUT, Jean-Pierre. Ponts métalliques-conception générale. Construction/travaux publics, Techniques de l'ingénieur. 1997.
- [2] : AFNOR Norme française ENV 1993-1-5. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- [3] : SIEFERT, Yannick. L'entretoisement des ponts mixtes ferroviaires. INSA de Lyon, Thèse en génie civil.2004.
- [4] : MUZEAU, Jean-Pierre. Construction mixte/ponts mixtes. Les cahiers de l'APK.
- [5] : AFNOR. Norme française EN 206-1.BETON, partie1 : Spécifications ; performances et Conformité
- [6] : AFNOR. Norme française EN1993-1-1.Eurocode 3 : Calcul des structures en acier  
Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [7] : Aude PETEL - Gilles LACOSTE - Jean-Michel LACOMBE. (2012) PROJET DE PONT : Partie 3/3 POA Pont mixte acier béton,( 2012)
- [8] : Normes européenne EN10034Structural steel I and H sections - Tolerances on shape and dimensions
- [9] : AFNOR. Norme française EN 1991-2.Eurocode 1 : Actions sur les structures  
Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic
- [10] : Cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux d'ouvrages d'art et autres constructions Livret 2.01 : Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton ; en métal ou mixtes
- [11] : AFNOR Norme française ENV 1991-1-4. Eurocode 1 : Actions sur les structures  
Partie 1-4 : Actions générales-Actions du vent
- [12] : AFNOR Norme française ENV 1991-1-5. Eurocode 1 : Actions sur les structures  
Partie 1-5 : Actions générales-Actions thermiques
- [13] : THOMAS BOOS, Etude de pont à poutres mixtes utilisant le principe de la double action. INSA STRASBOURG-Génie civil, Mémoire finale ,2015
- [14] : Ministère des travaux publics. Document technique réglementaire D.T.R Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Algérie. 2008.

[15] : AFNOR Norme française EN 1990. Eurocode 0 : Bases de calcul des structures

[16] : AFNOR Norme française EN 1994-2. Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes

Acier-Béton Partie 2 : Règles générales et règles pour les ponts

[17] : CCM97 : Règles de conception et de calcul des structures en acier

Partie 1-5 : Règles générales -Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan.

[18] : AFNOR Norme française EN 1994-1-1. Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes

Acier-Béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les ponts

[19] : AFNOR Norme française EN 1992-1-1. Eurocode 2 : Calcul des structures en béton

Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

[20] : Recommandations sur l'emploi des dispositifs pour le pont, 2014

[21]: AFNOR Norme française EN 1997 : Calcul géotechnique

### **Webographie :**

[www.cours.génie.civil.com](http://www.cours.génie.civil.com)

[www.afnor.com](http://www.afnor.com)

[www.calameo.com](http://www.calameo.com)

[www.technique-béton.com](http://www.technique-béton.com)

# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

---

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

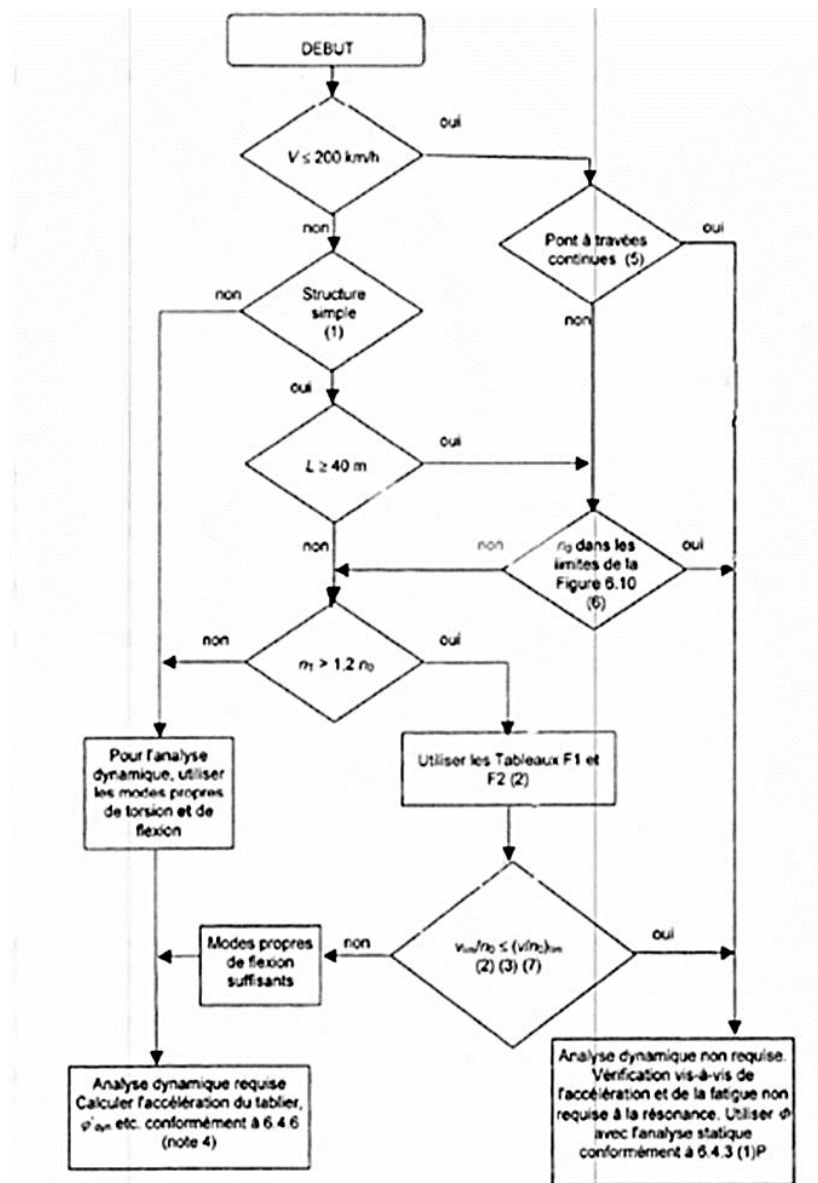
L'étude technique complète du tablier d'un pont mixte est un rude et long exercice qui nécessite une attention particulière de l'ingénieur. Elle fait appel à plusieurs notions importantes dont l'ingénieur se doit de cerner voire même de maîtriser.

Tout d'abord nous avons réalisé une étude d'avant-projet, qui consiste à choisir et à caractériser le type d'ouvrage puis à l'étudier en détail : Un pont mixte à Six (06) travées : Deux travées de rive de 32 m, et Quatre (04) travées centrales de 40M. Le dimensionnement a été fait selon les normes EUROCODES qui constituent la nouvelle norme de conception en vigueur en matière de construction et d'ingénierie civile.

Vu la complexité géométrique et mécanique de la structure ,la conception et le dimensionnement général du pont ont nécessité une modélisation par le logiciel SAP 2000, ainsi que l'étude et la vérification , qui nous a permis non seulement d'étudier le comportement global mais aussi le comportement local de chaque élément constituant le pont en termes de déformations et d'efforts.

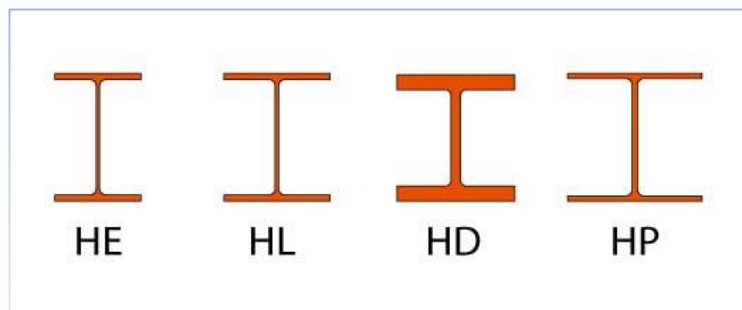
Enfin, à travers ce travail, nous avons compris que la structure mixte est une solution intéressante dans le cas des ponts ferroviaires, et une réelle innovation et optimisation des ouvrages de type bipoutre mixte ferroviaire, et le recours à cette technique permet de faciliter l'exécution, un gain financier et dans le délai et nécessite moins de mains d'œuvre toute en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes.

Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non (Selon le logigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2. [9])



# ANNEXE I

## PROFILE | Données générales



Type de profilé	Masse	Dimensions					Aire	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Aire de cisaillement	
		G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)			r (mm)	S (cm <sup>2</sup> )			Iy (cm <sup>4</sup> )	Wely (cm <sup>3</sup> )		Wply (cm <sup>3</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )
HEA 100	16.7	96	100	5	8	12	21.24	349.2	72.76	83.01	4.06	133.8	26.76	41.14	2.51	7.56	16
HEA 120	19.9	114	120	5	8	12	25.34	606.2	106.3	119.5	4.89	230.9	38.48	58.85	3.02	8.46	19.2
HEA 140	24.7	133	140	5.5	8.5	12	31.42	1033	155.4	173.5	5.73	389.3	55.62	84.85	3.52	10.12	23.8
HEA 160	30.4	152	160	6	9	15	38.77	1673	220.1	245.1	6.57	615.6	76.95	117.6	3.98	13.21	28.8
HEA 180	35.5	171	180	6	9.5	15	45.25	2510	293.6	324.9	7.45	924.6	102.7	156.5	4.52	14.47	34.2
HEA 200	42.3	190	200	6.5	10	16	53.83	3692	388.6	429.5	8.28	1336	133.6	203.8	4.98	18.08	40
HEA 220	50.5	210	220	7	11	18	64.34	5410	515.2	568.5	9.17	1955	177.7	270.6	5.51	20.67	48.4
HEA 240	60.3	230	240	7.5	12	21	76.84	7763	675.1	744.6	10.05	2769	230.7	351.7	6	25.18	57.6
HEA 260	68.2	250	260	7.5	12.5	24	86.82	10450	836.4	919.8	10.97	3668	282.1	430.2	6.5	28.76	65
HEA 280	76.4	270	280	8	13	24	97.26	13670	1013	1112	11.86	4763	340.2	518.1	7	31.74	72.8
HEA 300	88.3	290	300	8.5	14	27	112.5	18260	1260	1383	12.74	6310	420.6	641.2	7.49	37.28	84
HEA 320	97.6	310	300	9	15.5	27	124.4	22930	1479	1628	13.58	6985	465.7	709.7	7.49	41.13	93
HEA 340	105	330	300	9.5	16.5	27	133.5	27690	1678	1850	14.4	7436	495.7	755.9	7.46	44.95	99
HEA 360	112	350	300	10	17.5	27	142.8	33090	1891	2088	15.22	7887	525.8	802.3	7.43	48.96	105
HEA 400	125	390	300	11	19	27	159	45070	2311	2562	16.84	8564	570.9	872.9	7.34	57.33	114
HEA 450	140	440	300	11.5	21	27	178	63720	2896	3216	18.92	9465	631	965.5	7.29	65.78	126
HEA 500	155	490	300	12	23	27	197.5	86970	3550	3949	20.98	10370	691.1	1059	7.24	74.72	138
HEA 550	166	540	300	12.5	24	27	211.8	111900	4146	4622	22.99	10820	721.3	1107	7.15	83.72	144
HEA 600	178	590	300	13	25	27	226.5	141200	4787	5350	24.97	11270	751.4	1156	7.05	93.21	150
HEA 650	190	640	300	13.5	26	27	241.6	175200	5474	6136	26.93	11720	781.6	1205	6.97	103.2	156
HEA 700	204	690	300	14.5	27	27	260.5	215300	6241	7032	28.75	12180	811.9	1257	6.84	117	162



## Tableau : Acier des connecteurs

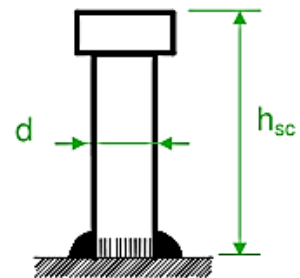
### (Dimensions du goujon TRW Nelson KB 7/8"-200)

#### 8.6 ACIERS DES CONNECTEURS

Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique ( $f_y$ ) et contrainte de rupture ( $f_u$ ) sont reprises au tableau ci-dessous.

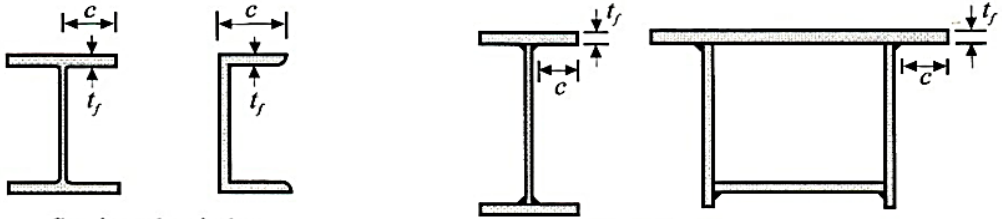
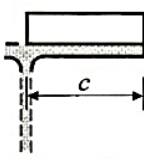
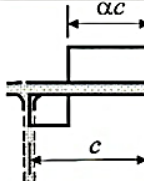
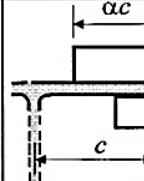
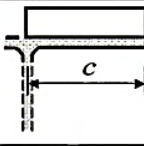
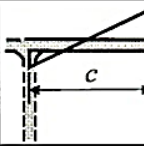
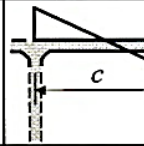
Coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur :  $\gamma_c = 1,25$  (sauf actions accidentelles:  $\gamma_c = 1$ )

Dénomination du goujon à tête	$h_{sc}$ (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450

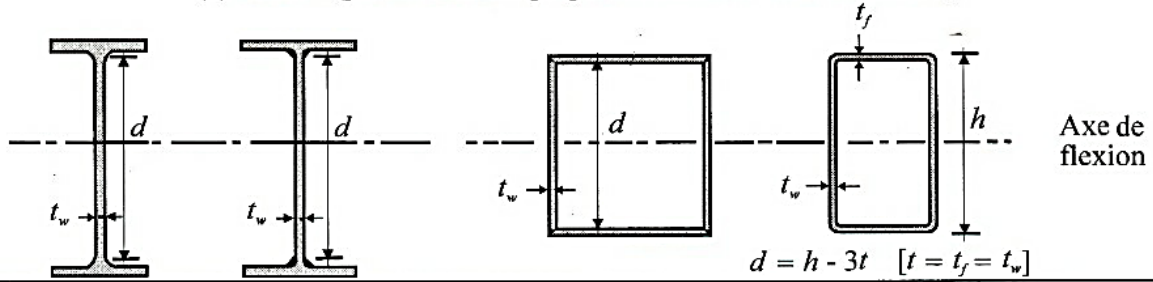




**Tableau** : Critères pour la classification des semelles pour un profilé métallique

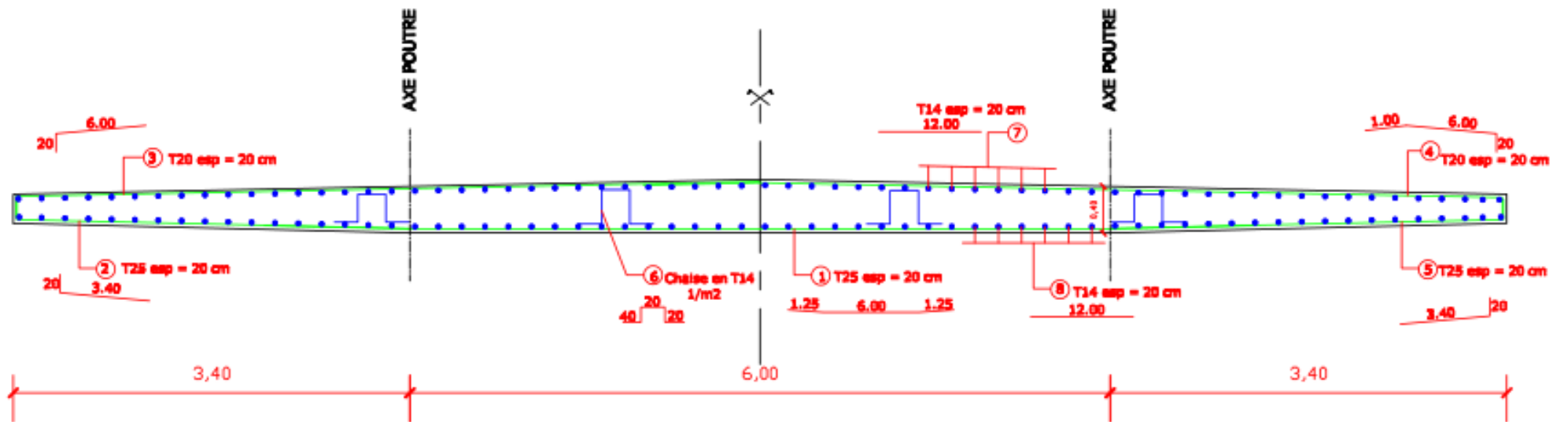
(c) Parois de semelles en console :					
					
		Sections laminées		Sections soudées	
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c / t_f \leq 10 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c / t_f \leq 9 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c / t_f \leq 11 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c / t_f \leq 10 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c / t_f \leq 15 \epsilon$	$c / t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c / t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3		
	soudées	$c / t_f \leq 14 \epsilon$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\epsilon$	1	0,92	0,81

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

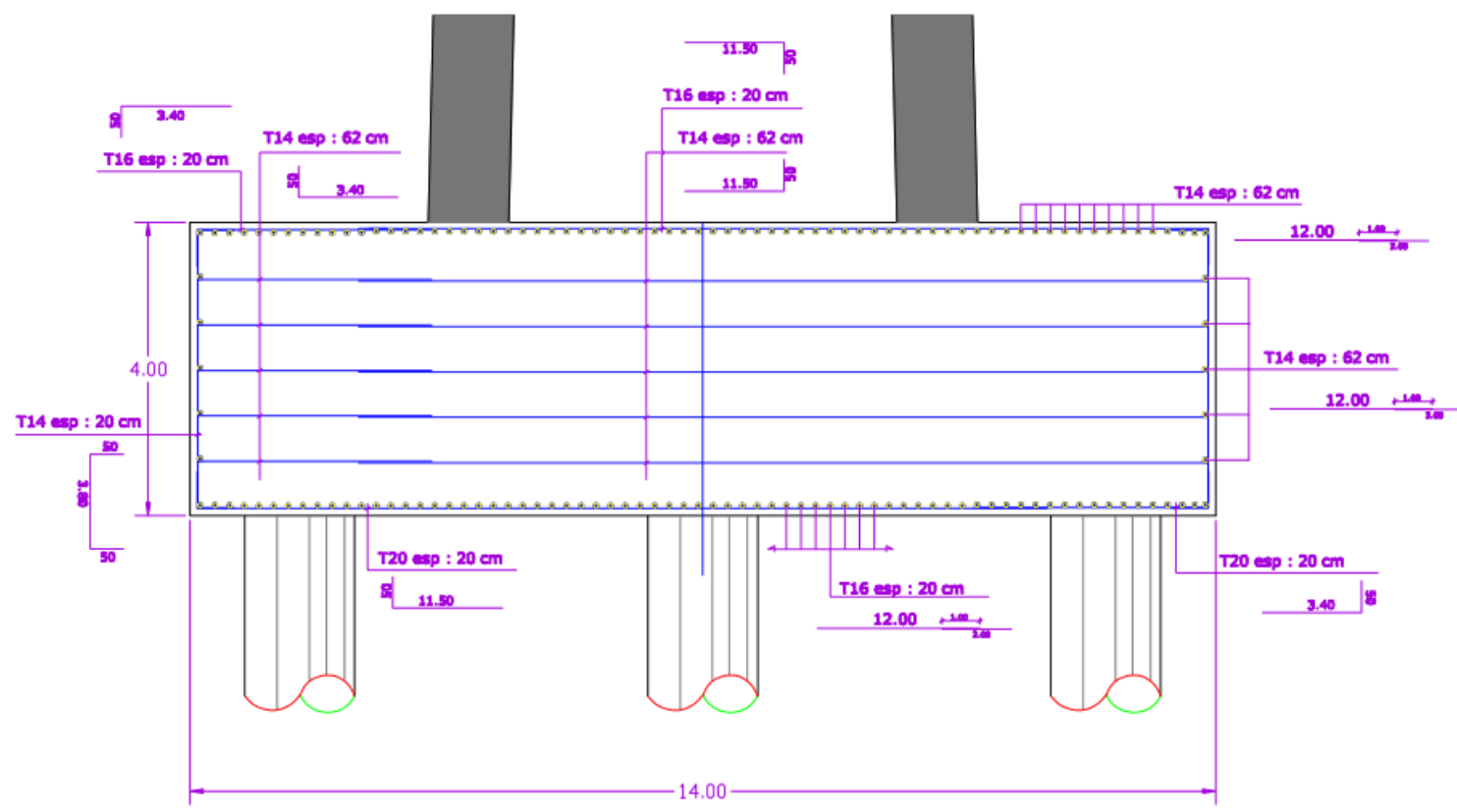


Classe	Âme fléchée	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0,92	0,81

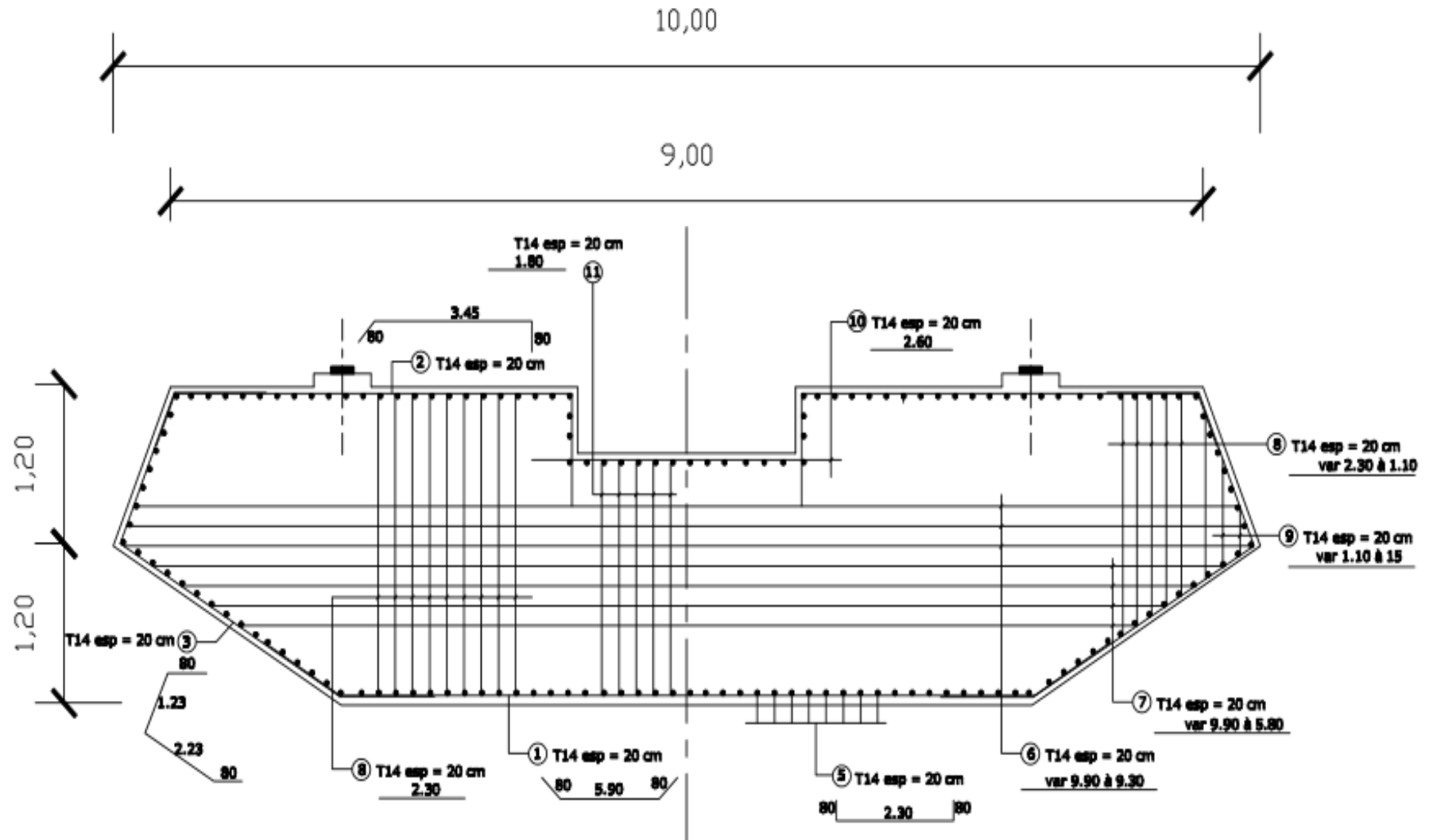
# FERRAILLAGE DALLE



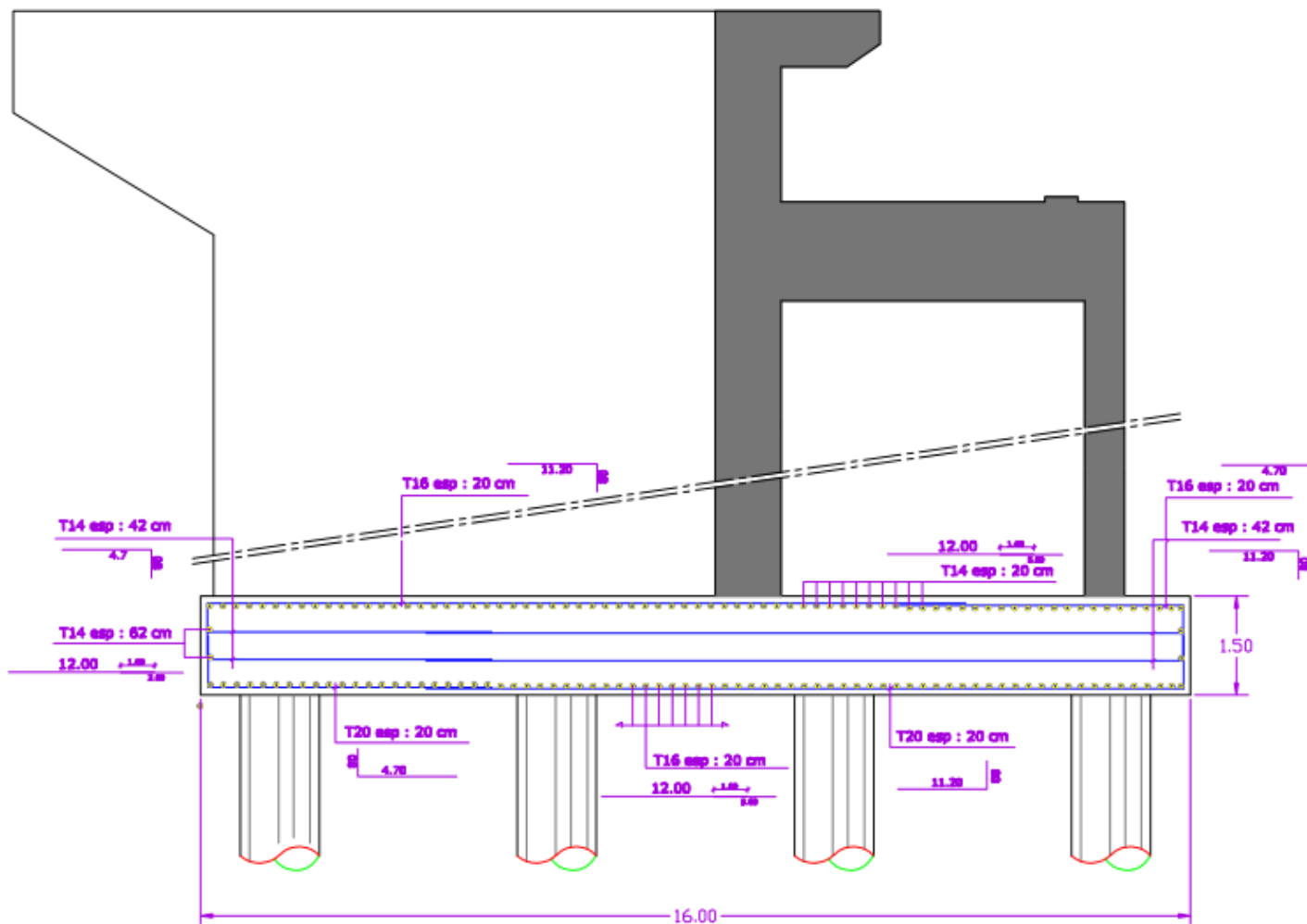
# FERRAILLAGE SEMELLE PILE



# FERRAILLAGE CHEVETRE



# FERRAILLAGE SEMELLE CULEE

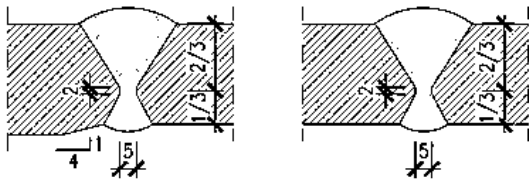


# ASSEMBLAGE

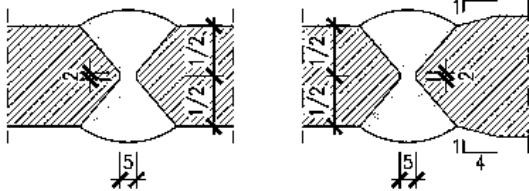
## SOUDURE BOUT À BOUT TRANSVERSALE

$A0=1:2$  /  $A2=1:4$

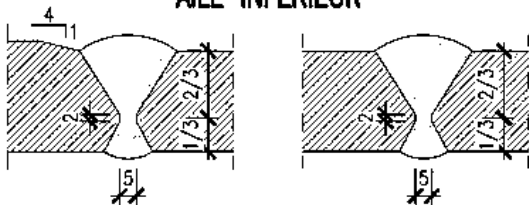
### AILE SUPÉRIEUR



### ÂME

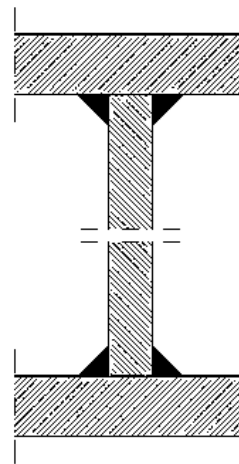


### AILE INFÉRIEUR



## SOUDURE EN ANGLE ÂME-AILE

$A0=1:5$  /  $A2=1:10$



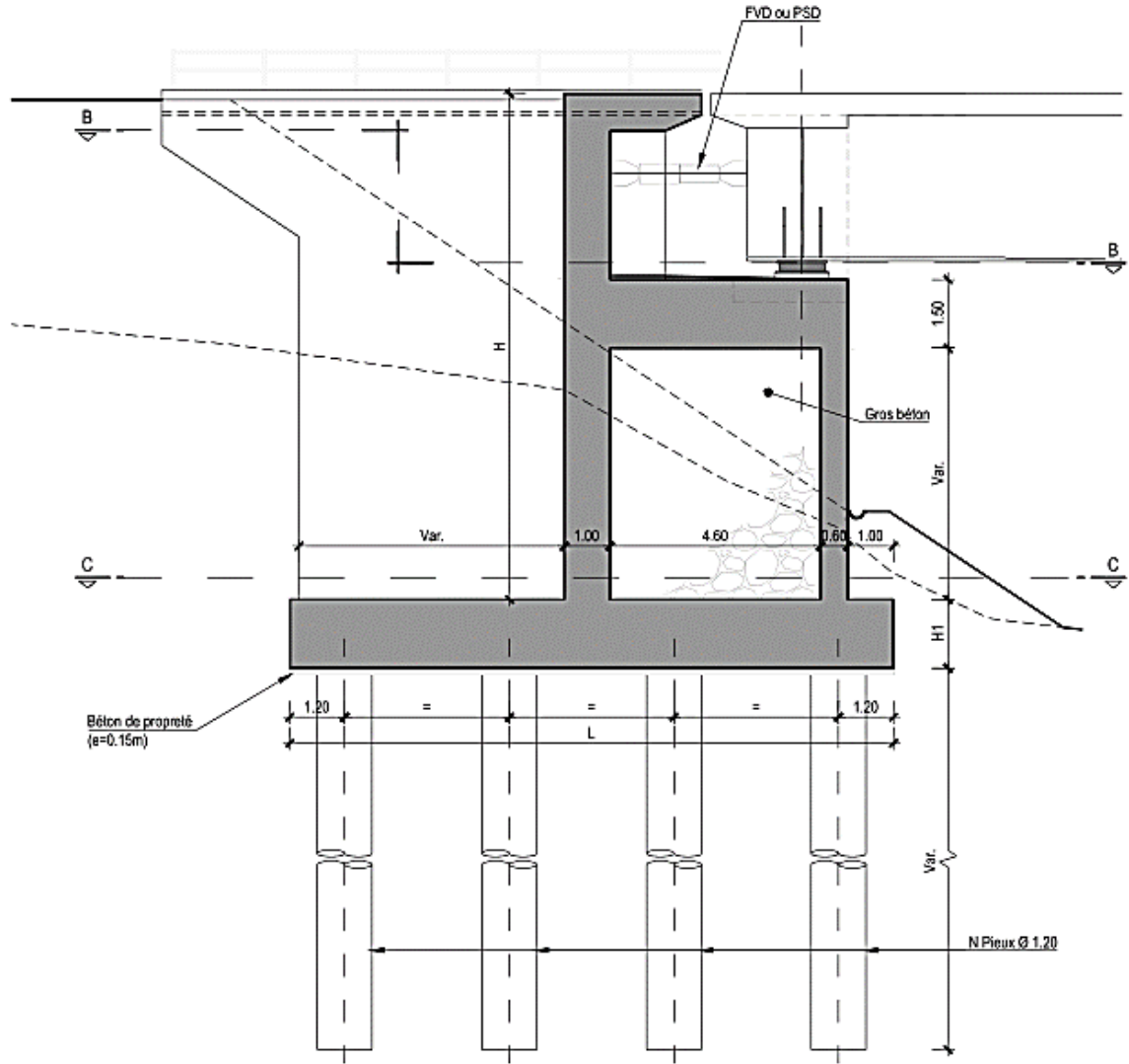
## NOTES:

- L'ASSEMBLAGE DES RAIDISSEURS, ENTRETOISES ET DES ÉLÉMENTS DE CONTREVENTMENT SERA EXÉCUTÉ PAR SOUDAGE.
- LES PROFILS DE LA PASSERELLE DE VISITE SERONT ASSEMBLÉS PAR BOULONNAGE PRECONSTRAINT.

# CULEE

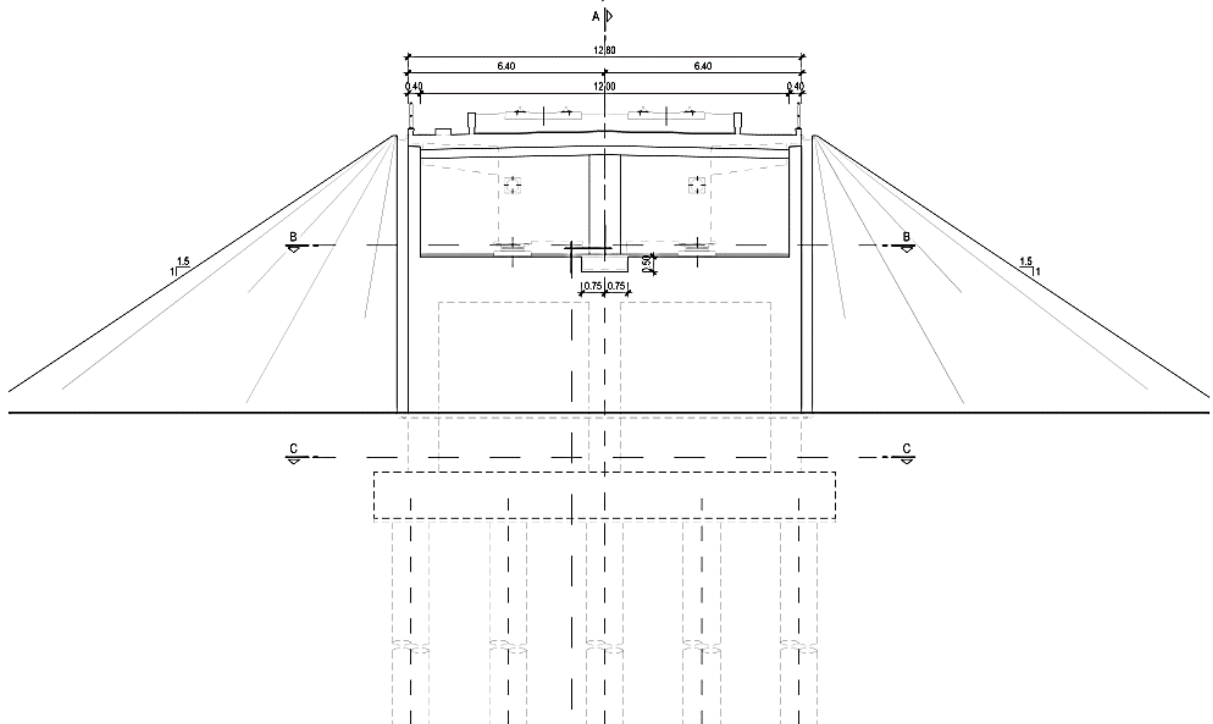
## COUPE A-A

A0=1:100 / A2=1:200



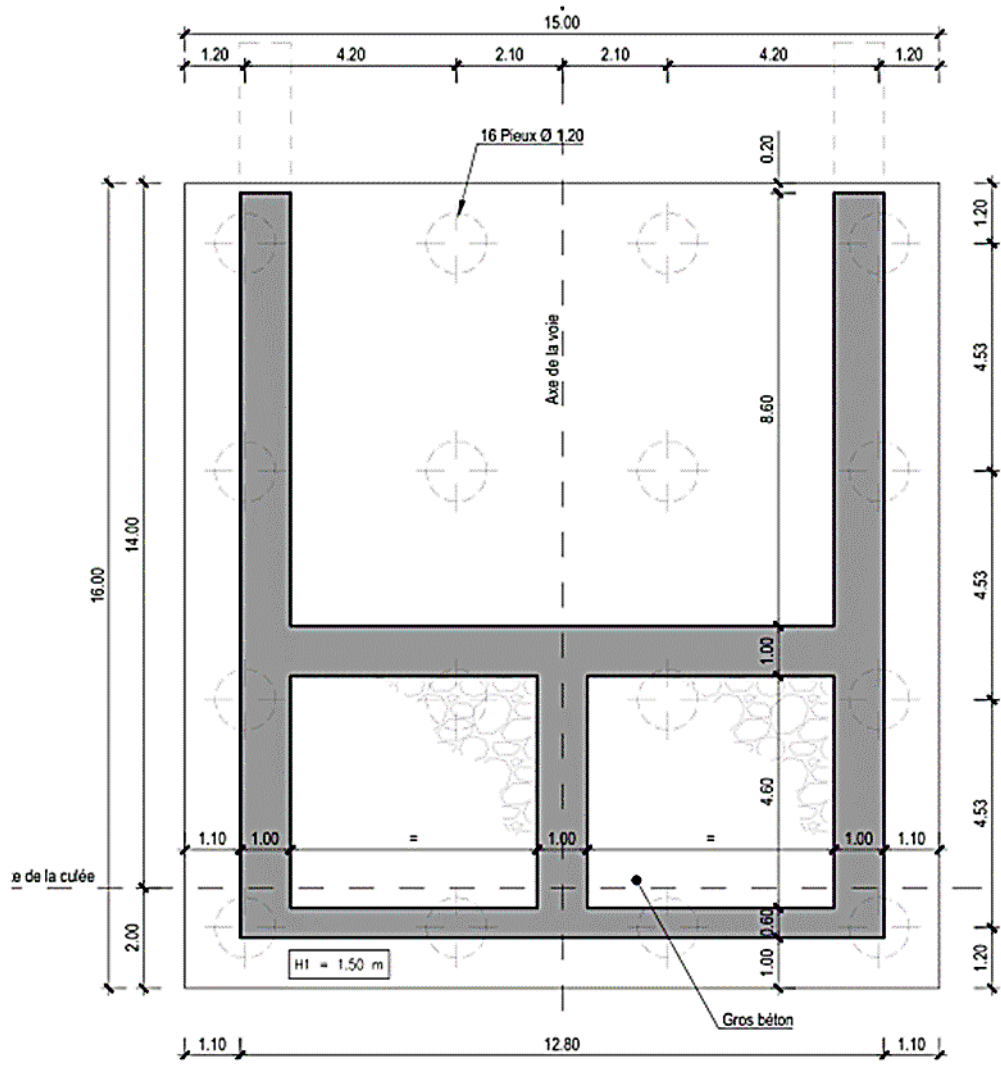
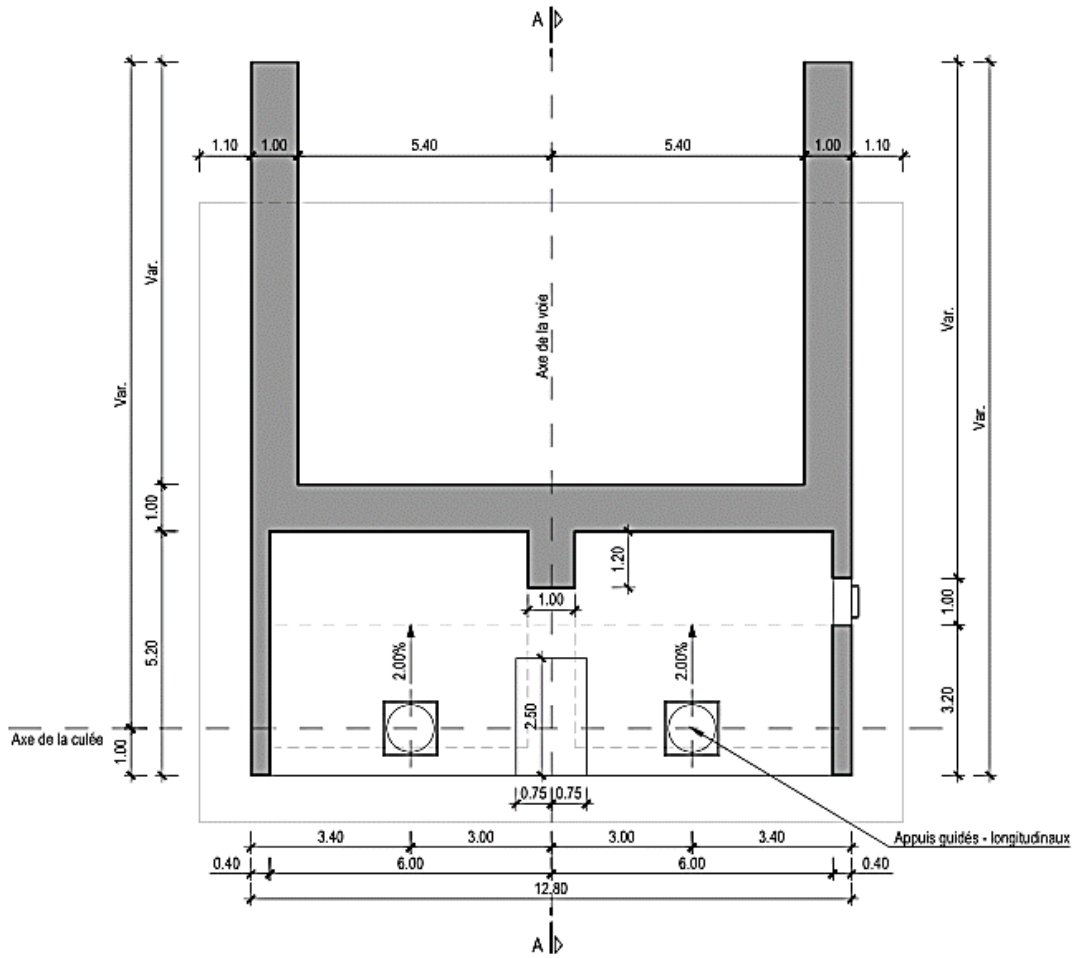
### ELEVATION FRONTALE

A0=1:100 / A2=1:200





# CULEE

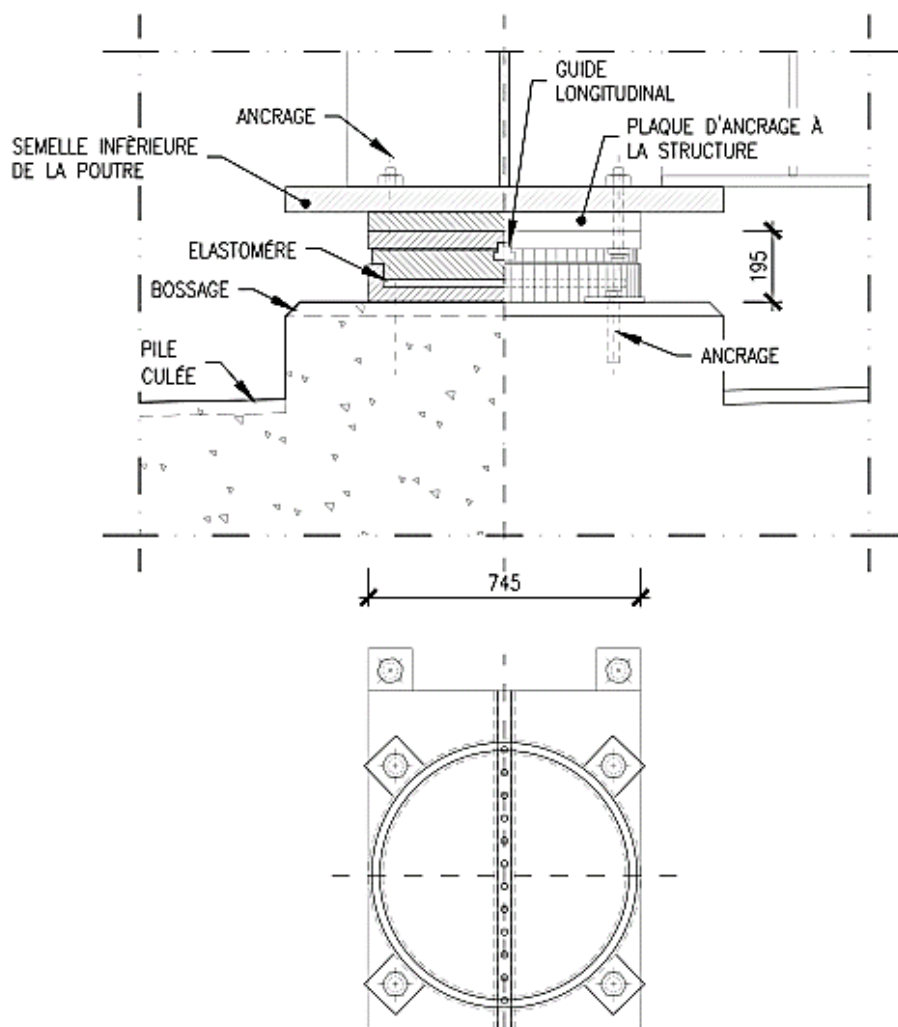


# EQUIPEMENTS DU TABLIER : APPAREILS D'APPUIS SUR CULEE

## APPUI GUIDE – LONGITUDINAL DE TYPE "POT" – M

TYPE 6

A0=1:20 / A2=1:40

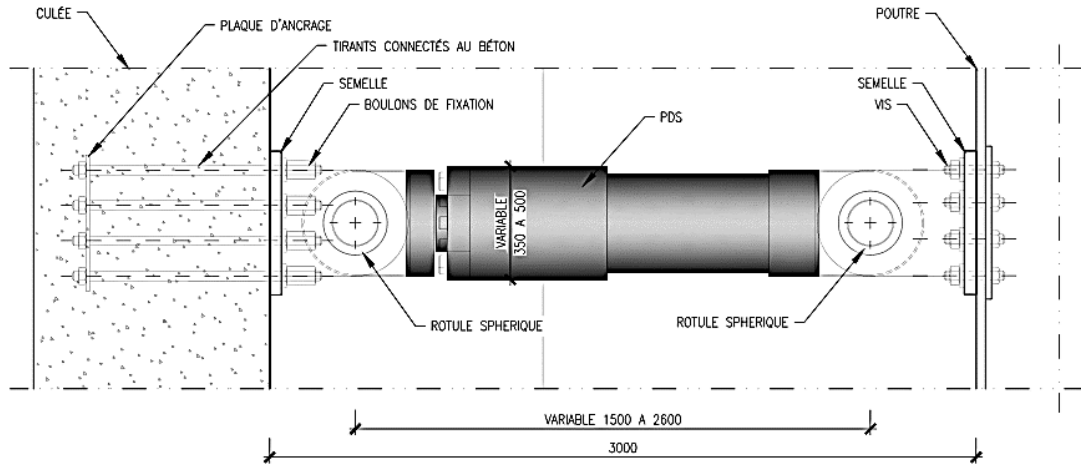


# EQUIPEMENTS DU TABLIER : APPAREILS D'APPUI SUR CULEE

## RESSORT AMORTISSEUR PRÉCONTRAIN – PDS

TYPE 1

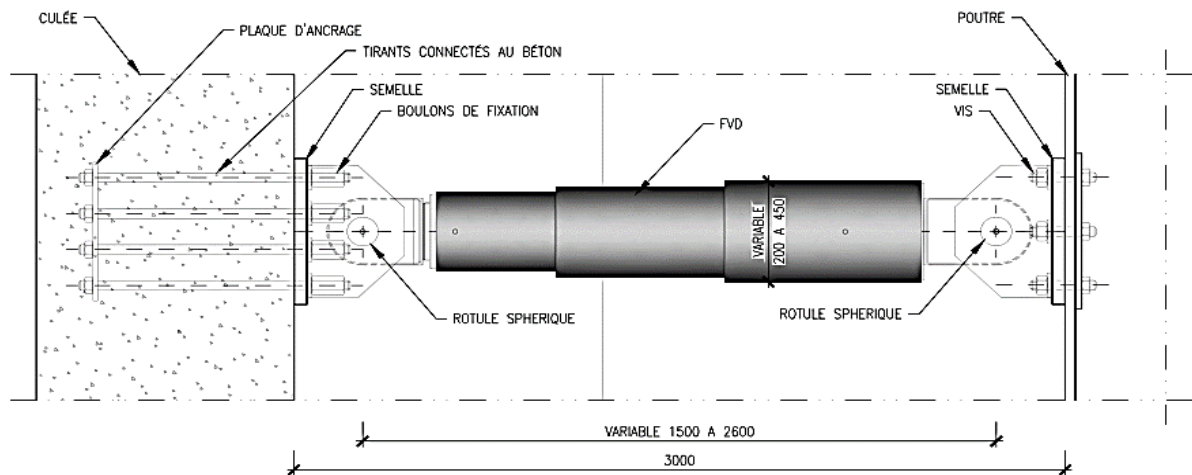
A0=1:20 / A2=1:40



## AMORTISSEUR VISCOÉLASTIQUE – FVD

TYPE 1

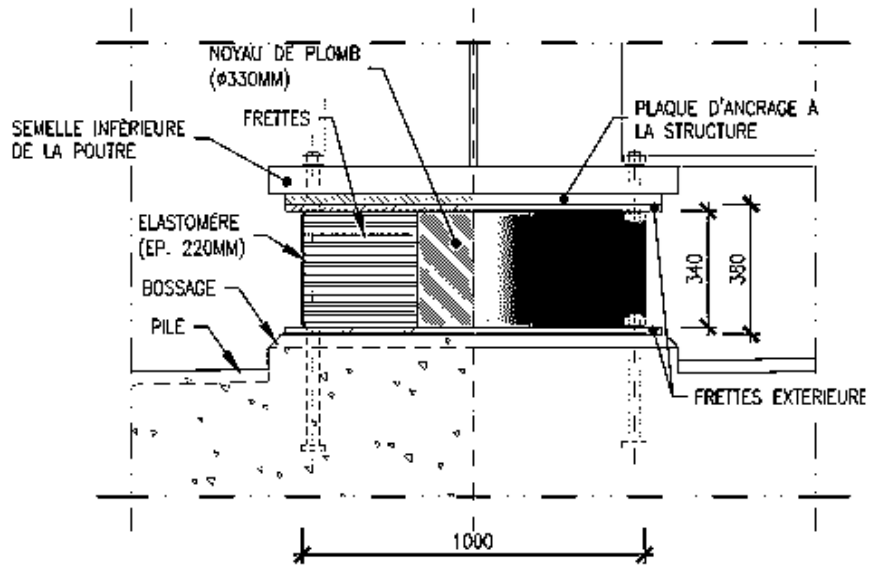
A0=1:20 / A2=1:40



## APPAREILS D'APPUIS SUR PILE

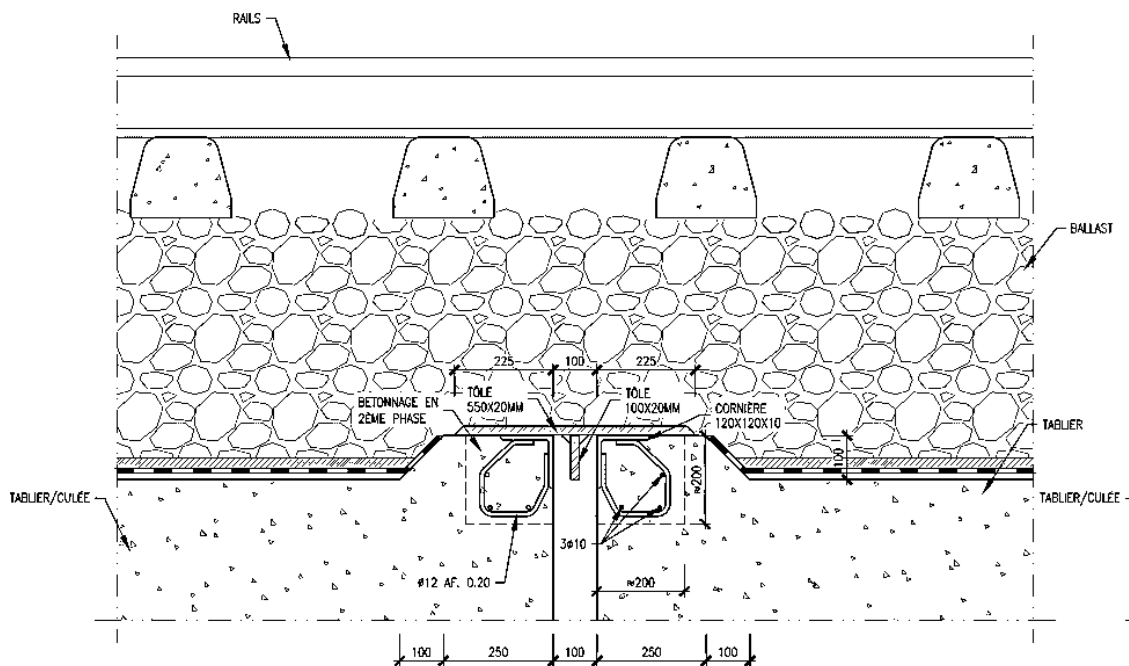
### APPUI À NOYAU DE PLOMB – LRB TYPE 1

A0=1:20 / A2=1:40

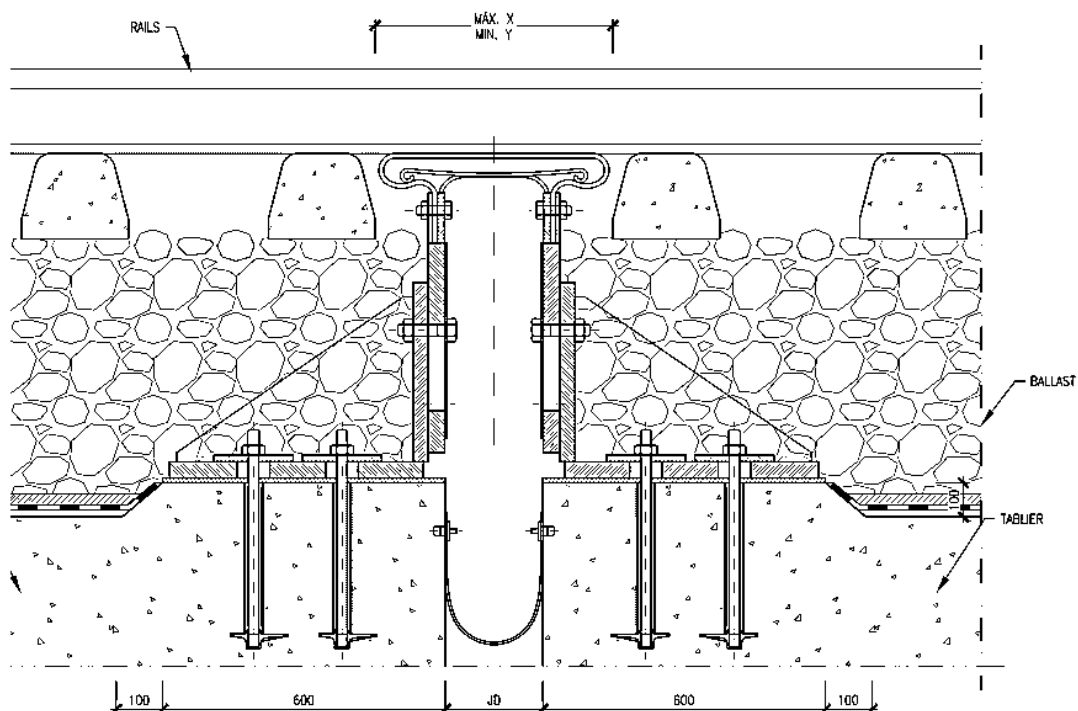


# LES JOINTS DE DILATATION

## SOUS BALLAST

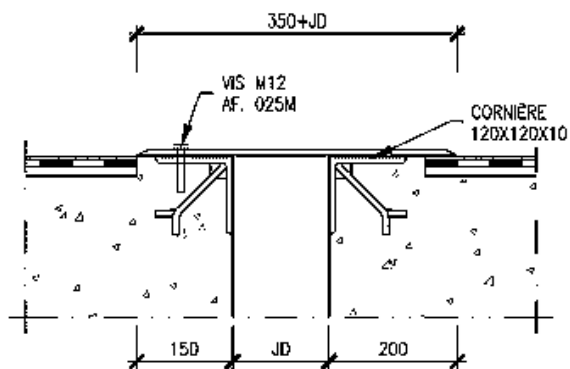


## GARDE BALLAST

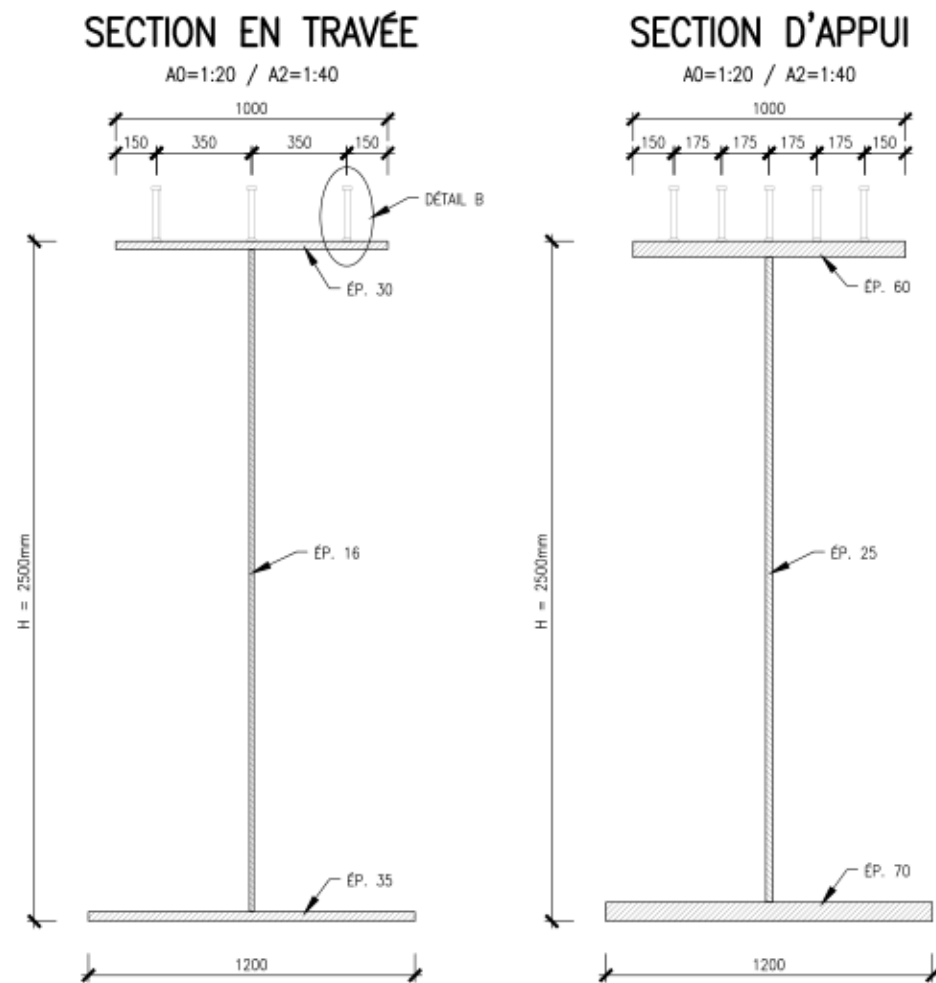


## TROTTOIR

A0=1:10 / A2=1:20

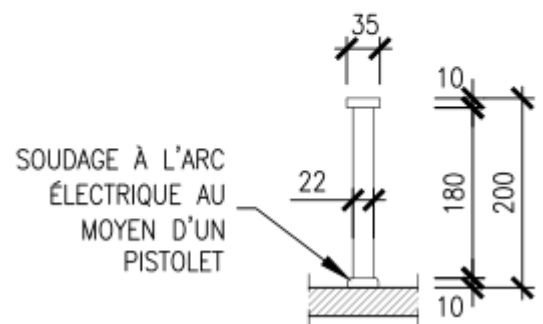


# Les goujons



# DETAIL B

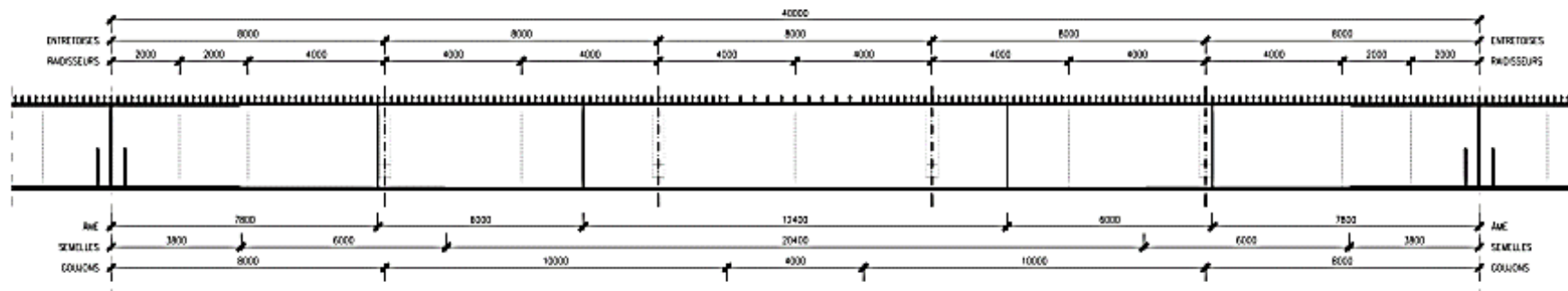
A0=1:10 / A2=1:20



## Répartition des goujons

### ELEVATION

A0=1:100 / A2=1:200

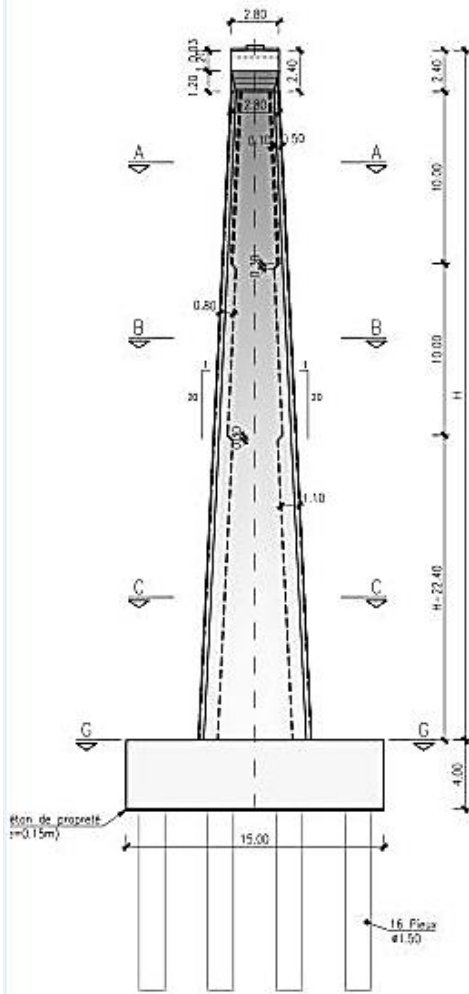


GOUJONS (D=22mm)	5 // 200		3 // 200		3 // 400	3 // 200		5 // 200		GOUJONS (D=22mm)
SEMELLE SUPÉRIEURE	1000x60	1000x40			1000x30			1000x40	1000x60	SEMELLE SUPÉRIEURE
ÂME (ep.)	25		22			16	22		25	ÂME (ep.)
SEMELLE INFÉRIEURE	1200x70	1200x50			1200x35			1200x50	1200x70	SEMELLE INFÉRIEURE
CONTREFÈCHE	+20		+40		+40		+20		CONTREFÈCHE	

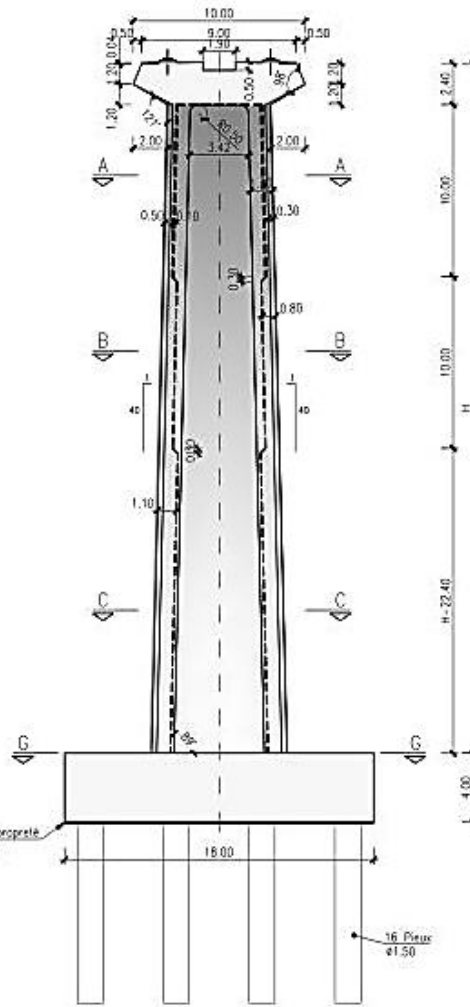


# LA PILE

TRAVÉE CONTINUES  
ELEVATION LATÉRALE  
A0=1:200 / A2=1:400

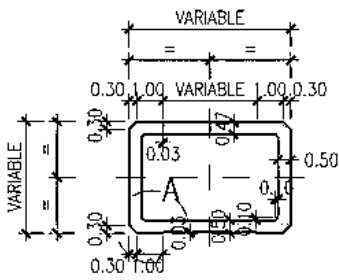


TRAVÉES SIMPLES/CONTINUES  
ELEVATION FRONTALE  
A0=1:200 / A2=1:400



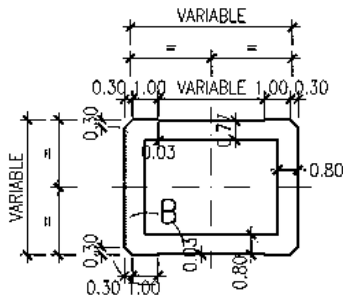
COUPE A-A

A0=1:200 / A2=1:400



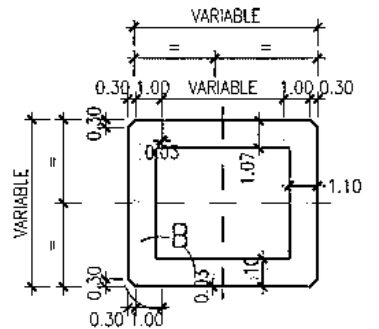
COUPE B-B

A0=1:200 / A2=1:400



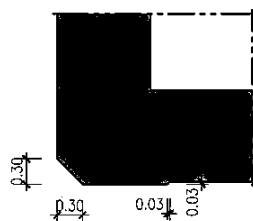
COUPE C-C

A0=1:200 / A2=1:400



DETAIL B

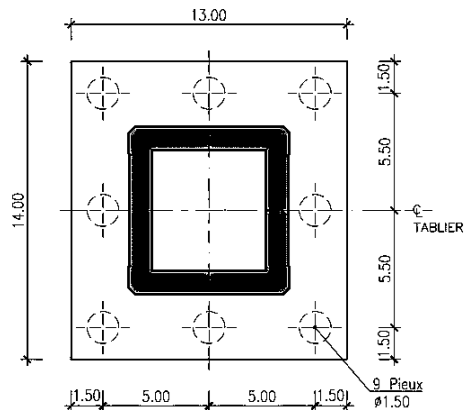
A0=1:50 / A2=1:100



SEMELLE DE FONDATION

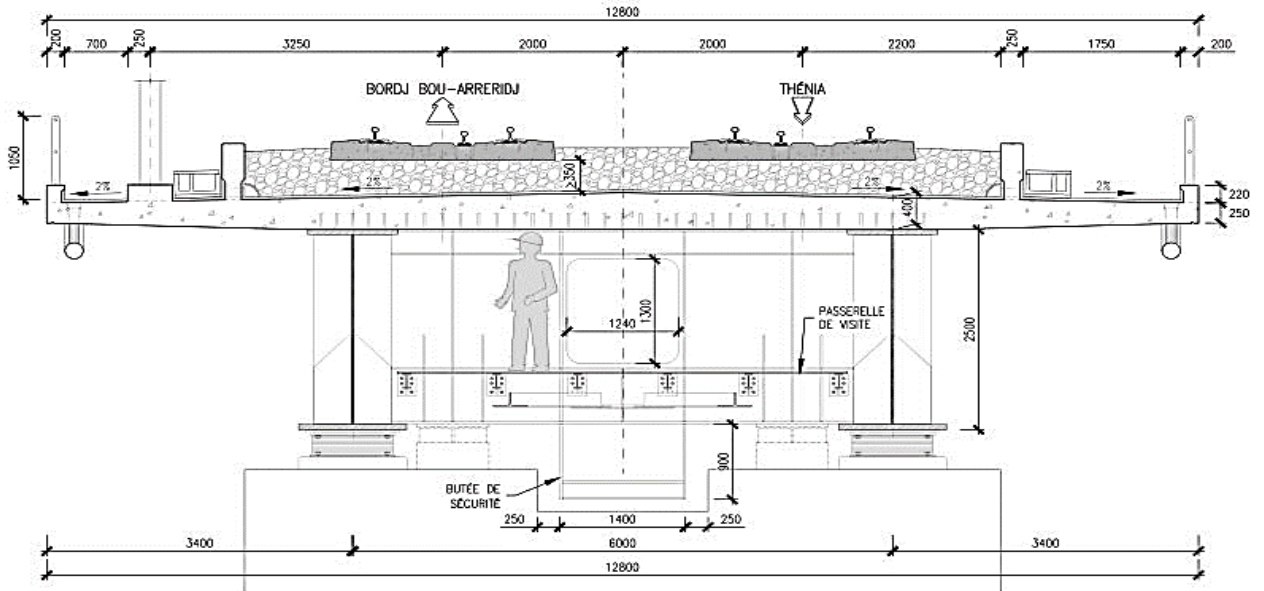
VUE EN PLAN PAR D-D

A0=1:200 / A2=1:400





**TABLIER**  
SECTION D'APPUI - PILES



**TABLIER**  
SECTION D'APPUI - CULÉES

