

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Ecole Nationale Polytechnique d'Alger



**Département de génie civil**  
**Projet de Fin d'Etudes**  
En vue de l'obtention du diplôme  
**d'Ingénieur d'Etat**  
**Thème :**

**Etude d'un pont**  
**hyperstatique mixte type bow-string**

**Rédigé par :**

- BELKACHE Sofiane
- SAIDANI Amar

Soutenu le 15 Juin 2015 devant le jury :

Présidente	Mme MOHABEDDINE Hafida	Maitre assistante classe A ENP
Promotrice	Mme KETTAB Ratiba	Professeure ENP
Co-promoteur	Mr CHABNI Rachid	Ingénieur ANESRIF
Examineurs	Mme CHERRID Djamila	Maitre assistante classe A ENP
	Mr DJERRIR	Ingénieur SAPTA
	Mr LAKEHAL Saad	Enseignant ENP

Promotion : Juin 2015

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi 16200 El-Harrach, Alger.

## ملخص:

الغرض من هذا العمل هو دراسة جسر للسكك الحديدية من نوع قوس مقسم الى مقطعين، حاملا سطح مختلط بطول اجمالي يصل الى 105,5م.

هدف هذه الدراسة هو نقد او تبرير العمل الذي أنجزه مكتب الدراسات القائم على المشروع.

تمت الاستعانة بالبرنامج ميداس سيفيل في تحديد النموذج و تقدير الافعال و القوى المؤثرة، اما تبرير المقاطع العرضية فتم على حساب قواعد أورو كود 3 و 4.

**الكلمات المفتاحية:** جسر السكك الحديدية، جسر على شكل قوس، أورو كود، ميداس سيفيل.

## Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'un pont rail en arc type bow-string, composé de deux travées et portant un tablier mixte d'une longueur totale de 105m pour 11,6m de largeur.

Cette étude est destinée à justifier ou critiquer la solution qui a été retenue par le bureau d'étude chargé du projet.

La modélisation et le calcul des sollicitations ont été faits à l'aide du logiciel MIDAS Civil 2015, et la vérification des sections face aux contraintes et aux phénomènes d'instabilité s'est faite conformément au règlement Eurocode 3 pour la structure métallique et l'Eurocode 4 pour le tablier mixte.

**Mots clés :** Pont rail, métallique, bow-string, arc, Eurocode, MIDAS Civil.

## Summary:

The purpose of this work is the study of a bowstring rail-bridge, composed of two spans and carrying a mixed apron an overall length of 105m for 11.6m of width.

This study is intended to justify or criticize the solution which was adopted by the engineering and design department in charge of the project.

The modeling and calculation of stresses were made using the MIDAS Civil 2015 software and the verification of sections face the constraints and instability phenomena was done in accordance with Eurocode 3 for steel structure and Eurocode 4 for composite deck.

**Key words:** Bridge rail, metal, bowstring beam, arc, Eurocode, Civil MIDAS.

# Remerciements

*Tout d'abord, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la force et la santé pour accomplir nos études.*

*Nous remercions nos parents, pour leur patience et leur soutien financier et moral, et sans lesquels on ne serait jamais arrivés là aujourd'hui.*

*Nous voudrions témoigner notre grande reconnaissance envers Mme Pr. R. KETTAB, qui nous a donné l'opportunité d'effectuer ce travail et avoir mis en notre disposition tout ce dont on avait besoin, en matière d'encadrement et d'orientation.*

*Nos vifs remerciements vont à Mr R. CHABNI, le directeur technique des ouvrages d'art, pour son soutien et son aide très précieuse, ainsi qu'à l'ensemble des employés de l'ANESRIF pour leur très bon accueil.*

*Nous sommes très reconnaissants envers Mme MOHABEDDINE, Mme CHERRID et Mr DJERRIR pour avoir accepté d'examiner notre travail.*

*Enfin, nous remercions toute personne ayant porté un regard critique sur notre travail et contribué de près ou de loin à son accomplissement.*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à mon père tout particulièrement, à mère, mes frères Karim et Farid, à ma sœur Roza et notre petit bijoux Ikram, qui m'ont toujours accompagné et soutenu dans les moments où j'avais le plus besoin, vous êtes l'essence de ma vie.*

*Mes cousins et cousines, ces lignes sont pour vous témoigner toute ma reconnaissance et l'amour que je vous porte dans mon cœur, je pense particulièrement à Amel, Arezki et sa femme Thamilla, Nabila, Amar, Gaya, Said et mon frère Idir.*

*Je ne pourrai oublier de citer mes amis sans lesquels tout serait différent, oui je parle de toi Pedro, Amirouche, Ali, Ilies. Et toutes les merveilleuses personnes que j'ai eu la chance de connaître depuis Oran, Nassim, Nacer, Missi, Rabeh, Hakim, Namira, Fatima, Wissam, Saadia et Roza. Mon binôme et ami Sofiane, Rak mlihkh.*

*A tout ceux que j'aime et je respecte.*

*Amar*

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents, ma mère et mon père

Pour leur patience, leur amour, leur soutien et leur  
encouragement !

A mes frères Ali, Farid, Idir

A ma sœur Samia, et Radia

A tous les professeurs que ce soit du primaire  
du moyen, du secondaire ou de  
l'enseignement supérieur !

Sans oublier mes amis.....

amine, ferhat essaid, toyo, ahadhni, kalejon, messi,  
les jeunes du cartier, rafa, valvoula...

mes amis de polytech messi, nassim, wissam  
amel, rabeah , l'pach  
Nacer  
amar cousin  
Namira

**SOFIANE**

# TABLES DES MATIERES

Introduction générale.....	2
----------------------------	---

## Chapitre I: Conception métallique

I.1	Introduction .....	4
I.2	Le matériau acier .....	4
I.2.1	Comportement mécanique de l'acier .....	4
I.2.1.1	Comportement de l'acier en traction .....	4
I.2.1.2	Le comportement de l'acier en compression.....	5
I.2.2	Avantages et inconvénients de la construction métallique .....	6
I.2.2.1	Avantages .....	6
a.	La légèreté.....	6
b.	Préfabrication et rapidité d'exécution .....	6
c.	La solidité.....	6
d.	La résistance mécanique .....	6
e.	L'imperméabilité.....	6
f.	Une déconstruction propre .....	6
I.2.2.2	Inconvénients .....	7
a.	La corrosion .....	7
b.	Mauvaise tenue au feu.....	7
c.	Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique.....	7
I.2.3	Principales nuances des aciers de construction .....	7
I.2.4	Phénomènes d'instabilité .....	8
I.2.4.1	Classification des sections .....	8
I.2.4.2	Le flambement .....	8
I.2.4.3	Déversement .....	9
I.2.4.4	Voilement .....	9
I.3	Les assemblages .....	10
I.3.1	Les moyens d'assemblage .....	11
I.3.1.1	les boulons.....	11
I.3.1.2	les soudures .....	12
a.	Procédés de soudage .....	13
b.	Contrôle de qualité .....	13
I.4	La structure métallique dans les ponts .....	14
I.4.1	Description des ponts.....	14

I.4.2	Constituants des ponts .....	14
I.4.2.1	Superstructure.....	15
I.4.2.2	Infrastructure .....	15
I.4.2.3	Appareils d'appuis.....	16
I.4.2.4	Autres éléments .....	16
Conclusion.....		17

## **Chapitre II: Etude des variantes**

II.1	Introduction .....	19
II.2	Présentation du projet.....	19
II.2.1	Données naturelles .....	20
II.3	Analyse multicritère .....	21
II.4	Les variantes.....	21
II.4.1	Pont mixte bipoutre.....	21
II.4.1.1	Schéma statique.....	22
II.4.1.2	Pré-dimensionnement.....	22
II.4.2	Pont à poutres en treillis.....	24
II.4.2.1	Schémas statique .....	24
II.4.2.2	Pré-dimensionnement.....	25
II.4.2.3	Récapitulatif .....	26
II.4.3	Pont en poutres-caisson métallique.....	26
II.4.3.1	Schéma statique.....	26
II.4.3.2	Pré-dimensionnement.....	27
II.4.3.3	Récapitulatif .....	27
II.4.4	Pont en arc type Bow-String .....	27
II.4.4.1	Schéma statique.....	27
II.5	Résultat de l'analyse.....	28
Conclusion.....		29

## **Chapitre III: Conception du bow-string**

III.1	Introduction .....	31
III.2	Intérêt d'un pont type bow-string dans le domaine ferroviaire .....	31
III.3	Conception et éléments de construction .....	32
III.3.1	Cheminement des charges.....	32
III.3.2	Schéma statique (conditions d'appui) .....	32
III.3.3	Arc.....	33
III.3.3.1	Forme .....	33

III.3.3.2 Section transversale.....	33
III.3.4 Tablier .....	34
III.3.4.1 Ossature métallique.....	34
III.3.4.2 Dalle de couverture .....	34
III.3.5 Suspentes (tirants).....	35
Conclusion.....	36

### **Chapitre IV: Matériaux et pré dimensionnement**

IV.1 Introduction .....	38
IV.2 Matériaux .....	38
IV.2.1 Béton .....	38
IV.2.1.1 Résistance à la compression .....	38
IV.2.1.2 Résistance à la traction .....	38
IV.2.1.3 Module de déformation longitudinal « E ».....	39
IV.2.1.4 Coefficient de poisson « $\nu$ » .....	39
IV.2.2 Aciers pour le béton .....	39
IV.2.3 Acier pour la charpente .....	39
IV.3 Pré-dimensionnement.....	40
IV.3.1 Arc.....	40
IV.3.2 Poutres principales .....	41
IV.3.3 Poutres transversale .....	42
IV.3.4 Poutres de contreventement .....	42
IV.3.5 Suspentes.....	43
Conclusion.....	43

### **Chapitre V : Charges et surcharges**

V.1 Introduction .....	45
V.2 Charges permanentes.....	45
V.3 Charges variables .....	46
V.3.1 Charges ferroviaires .....	46
V.3.1.1 Effet statique .....	46
V.3.1.2 Effet dynamique .....	48
a. Domaine d'application.....	48
b. Coefficient dynamique $\phi$ .....	49
c. Longueurs déterminantes $L\phi$ .....	50
V.3.1.3 Démarrage et freinage.....	50
V.3.1.4 Effort de lacet.....	50



V.3.2	Actions climatiques.....	51
V.3.2.1	Température .....	51
V.3.2.2	Gradient thermique.....	51
V.3.2.3	Vent.....	51
V.3.4	Charges accidentelles .....	52
V.3.4.1	Action sismique.....	52
a.	Coefficient d'accélération de zone.....	52
b.	Détermination des paramètres du site .....	53
c.	Spectre de réponse : .....	53
V.4	Combinaisons de charges .....	56
V.4.1	Etat Limite Ultime .....	56
V.4.2	Etat Limite de Service.....	56
Conclusion.....		58

## **Chapitre VI : Etude statique**

VI.1	Introduction .....	60
VI.2	Vérification des éléments de la charpente.....	60
VI.2.1	Arc.....	60
VI.2.1.1	Vérification à l'état limite ultime.....	60
VI.2.1.2	Vérification à l'état limite de service.....	61
VI.2.1.3	Flambement de l'arc .....	61
a.	Analyse du flambement de la structure.....	62
b.	Analyse de l'influence des éléments de contreventement .....	64
VI.2.2	Poutres longitudinales .....	66
VI.2.2.1	Vérification à l'état limite ultime.....	66
VI.2.2.2	Vérification à l'état limite de service.....	67
VI.2.2.3	Vérification au déversement .....	67
VI.2.2.4	Vérification au voilement de l'âme .....	69
VI.2.3	Poutres transversales .....	71
VI.2.3.1	Vérification à l'état limite ultime.....	71
VI.2.3.2	Vérification à l'état limite de service.....	72
VI.2.3.3	Vérification au déversement .....	72
VI.2.3.4	Vérification du voilement de l'âme : .....	72
VI.2.4	Poutres transversales de contreventement.....	74
VI.2.4.1	Vérification à l'état limite ultime.....	74
VI.2.4.2	Vérification à l'état limite de service.....	75

VI.2.4.3 Vérification au déversement .....	75
VI.2.4.4 Vérification du voilement des plaques du caisson.....	76
VI.2.5 Vérification des suspentes.....	77
VI.3 Dimensionnement de la dalle .....	79
VI.3.1 Dimensionnement transversal .....	80
VI.3.2 Dimensionnement longitudinal .....	81
VI.3.3 Plans de ferrailage.....	83
VI.4 Vérification de la section mixte .....	84
VI.4.1 Caractéristiques de la section mixte.....	84
VI.4.2 Calcul élastique .....	85
VI.4.3 Calcul plastique.....	87
V.4.4 Calcul de la connexion acier-béton.....	88
Conclusion :.....	90

### **Chapitre VII : Etude dynamique**

VII.1 Introduction .....	94
VII.2 Méthode d'analyse .....	94
VII.2.1 Les modes propres .....	94
VII.3 Vérification de la résistance des sections .....	96
VII.4 Sécurité aux déplacements différentiels .....	97
Conclusion.....	98

<b>Conclusion générale</b> .....	99
----------------------------------	----

Références .....	102
------------------	-----

Annexe A : ORGANIGRAMMES DES VERIFICATIONS

Annexe B : NOTE DE CALCUL : POUTRE LONGITUDINALE

Annexe C : DIAGRAMMES DES EFFORTS

# LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Comportement de l'acier .....	5
Figure I.2 : Comportement des assemblages.....	10
Figure I.3 : Procédés de soudage.....	13
Figure I.4 : Constituants des ponts .....	14
Figure II.1 : Situation de l'ouvrage .....	19
Figure II.2 : Vue en plan et les données géotechnique.....	20
Figure II.3 : Coupe transversale .....	22
Figure II.4 : Schéma statique.....	22
Figure II.5 : Pont à poutre en treillis .....	24
Figure II.6 : Schémas statique .....	25
Figure II.7 : Pont en poutre caisson.....	26
Figure II.8 : Schémas statique pont à poutres caisson métalliques .....	26
Figure II.9 : Pont en arc.....	27
Figure II.10 : Schéma statique.....	28
Figure III.1 : Transmission des charges .....	32
Figure III.3 : Forme des goujons à tête ronde. ....	35
Figure III.4 : Disposition verticale des suspentes. ....	36
Figure IV.1 : Dimensions de la section transversale de l'arc. ....	40
Figure IV.2 : Dimensions de la section transversale de la poutre longitudinale.....	41
Figure IV.3 : Dimensions de la section transversale de la poutre transversale.....	42
Figure IV.4 : Dimensions de la section transversale de la poutre de contreventement.....	42
Figure IV.5 : Dimensions de la section transversale des suspentes .....	43
Figure V.1 : Modèle de charge UIC-71 .....	46
Figure V.2 : Modèle de charge SW/0.....	46
Figure V.3 : Modèle de charge SW/2.....	47
Figure V.4 : Train à vide. ....	47

Figure V.5 : Carte de zonage sismique en Algérie (RPOA) .....	52
Figure V.6 : Spectre de réponse élastique horizontal .....	54
Figure V.7 : Spectre de réponse élastique vertical .....	55
Figure VI.1 : Coefficient de flambement $\beta$ .....	63
Figure VI.2 : Ferrailage de la dalle. ....	83
Figure VI.3 : Largeur efficace selon l'Eurocode 4.....	84
Figure VI.4 : Section mixte.....	85
Figure VI.5 : Force de cisaillement dans les goujons. ....	88
Figure VI.6 : Distribution transversale (a) et longitudinale (b) des goujons sur la poutre.....	90
Figure VI.7 : Renforcement des zones de faiblesse. ....	92

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Principales nuances des aciers de construction.....	7
Tableau I.2 : Caractéristique mécaniques des boulons .....	11
Tableau I.3 : caractéristiques géométriques des boulons .....	12
Tableau II.1 : Epaisseur de l'âme.....	23
Tableau II.2 : Epaisseur et largeur des semelles supérieures.....	24
Tableau II.3 : Epaisseur et largeur des semelles inférieures .....	24
Tableau II.4 : Récapitulatif des résultats .....	26
Tableau II.5 : Récapitulatif des résultats .....	27
Tableau II.6 : Analyse multicritère .....	28
Tableau IV.1 : Caractéristiques sectionnelles de l'arc. ....	40
Tableau IV.2 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre longitudinale. ....	41
Tableau IV.3 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre transversale. ....	42
Tableau IV.4 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre de contreventement.....	43
Tableau IV.5 : Caractéristiques sectionnelles des suspentes.....	43
Tableau V.1 : Valeurs des charges permanentes .....	45
Tableau V.2 : Chargement des voies.....	48
Tableau V.3 : Longueurs déterminantes. ....	50
Tableau V.4 : les différences de température uniforme .....	51
Tableau V.5 : valeur du coefficient de zone (A) .....	52
Tableau V.6 : les paramètres du site.....	53
Tableau V.7 : valeurs des paramètres du spectre de réponse horizontal.....	54
Tableau V.8 : les paramètres du site.....	54
Tableau V.9 : valeurs des paramètres du spectre de réponse vertical .....	55
Tableau V.10 : valeurs des coefficients de pondération des combinaisons de charges .....	57
Tableau VI.1 : Caractéristiques sectionnelles de l'arc. ....	60
Tableau VI.2 : Valeurs de $\beta_1$ .....	63

Tableau VI.3 : Valeurs de $\beta_2$ .....	63
Tableau VI.4 : Valeurs de k et $\beta$ pour chaque type de contreventement. ....	65
Tableau VI.5 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre longitudinale .....	66
Tableau VI.6 : Valeurs de $C_1, C_2, C_3$ selon le mode de chargement.....	67
Tableau VI.7 : Courbes de déversement recommandées pour une section transversale.....	68
Tableau VI.8 : Valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection.....	68
Tableau VI.9 : Valeur de k selon les conditions limites.....	70
Tableau VI.10 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre transversale .....	71
Tableau VI.11 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre transversale de contreventement.....	74
Tableau VI.12 : Caractéristique du panneau dalle. ....	80
Tableau VII.1 : Fréquences et périodes propres.....	94
Tableau VII.2 : Vérifications de la résistance des éléments.....	97
Tableau VII.3 : Valeurs des déplacements absolus.....	97
Tableau VII.4 : Valeurs de $\eta$ .....	98

# Introduction générale

Le développement économique, l'expansion des villes et l'affluence des voyageurs l'obligent, l'Algérie a besoin d'élargir son réseau de transport routier et ferroviaire. Le premier étant amplement desservi avec la nouvelle autoroute Est-Ouest, le second se trouve en plein chantier de rénovation dont s'occupe l'agence nationale d'étude, suivi et réalisation des investissements ferroviaires (ANESRIF).

Le projet de modernisation de la ligne ferroviaire Thenia-Tizi Ouzou, est l'un des projets de l'ANESRIF et son tracé a rencontré une multitude d'oueds, raison pour laquelle on note la présence de plusieurs ouvrages d'art.

Ce modeste travail, composé de sept chapitres, consiste en la conception et l'étude d'un pont bow-string au PK 09+137, en choisissant une variante autre que celle retenue par le bureau d'étude chargé du projet dans le but de critiquer ou de justifier ce choix. Une étude (statique et dynamique) a été performée à l'aide du logiciel MIDAS Civil, qui offre une bonne maîtrise du modèle et un module de calcul des sollicitations dues aux charges mobiles performant.

Le premier chapitre traite la conception métallique dans ses généralités et son rôle dans la construction des ponts. Nous présentons ensuite les différentes variantes associées à leurs pré-dimensionnements suite auxquels nous allons choisir le pont arc type bow-string. Une brève description des fonctionnalités du pont est exposée dans le troisième chapitre. Le quatrième chapitre définit les différentes sections des éléments constituant l'ouvrage, le cinquième chapitre, pour sa part, traite les charges et surcharges, ainsi que leurs différentes combinaisons, que la structure aura à supporter.

Le sixième chapitre concerne la vérification des éléments de la structure sous l'effet d'une sollicitation statique. L'étude dynamique est exposée dans le septième chapitre.

Une conclusion générale vient évaluer et achever ce travail.



# Chapitre I :

# Conception métallique

## **I.1 Introduction**

Concevoir et construire sont les phases essentielles et complémentaires de l'acte de bâtir assurées par les maîtres d'œuvre, architectes et ingénieurs, et les entreprises. Leurs savoir-faire, leurs compétences, leurs cultures doivent s'accorder pour produire une architecture de qualité, qui répond au mieux aux pratiques et exigences des usagers et s'insère durablement dans un environnement donné. Concevoir et construire se font avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel. L'acier peut être partout présent dans un édifice et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées.

## **I.2 Le matériau acier**

L'acier est un matériau issu de la réduction du minerai de fer ou du recyclage de ferrailles. Les aciers de construction sont composés de fer et présentent une teneur en carbone inférieure à 2% (0.1 à 1%) et des additions variables (manganèse, silicium, molybdène, chrome, nickel, titane... etc.). le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés des aciers, tel si on ajoute 0.5% d'élément d'alliage, on parle d'acier allié, et si cette proportion est inférieure à 0.5% on parle d'acier non-allié.

Parmi les aciers non-alliés les plus répandus, les aciers destinés à la déformation à froid, les aciers de construction métallique, et les aciers revêtus métalliques.

### **I.2.1 Comportement mécanique de l'acier**

L'acier a un comportement très bénéfique vis-à-vis de la traction et de la compression.

#### **I.2.1.1 Comportement de l'acier en traction**

Le composant tendu est l'élément le plus simple de la structure métallique et le plus efficace car il ne pose aucun problème d'instabilité de forme. Il est présent dans toutes les ossatures métalliques, sous différentes dénominations : suspentes, aiguilles, poinçons, tirants, haubans.

Le comportement en traction passe par 03 phases :

- **Phase élastique** (1 dans la figure I.1)

C'est la première phase où les déformations sont réversibles et proportionnelles à la sollicitation, si la charge est supprimée, l'acier reprend ses dimensions initiales (loi de HOOKE).

- **Phase plastique** (2,3 dans la figure I.1)

C'est une phase où des déformations irréversibles apparaissent. Ces déformations sont très importantes.

Si on procède à une décharge puis que l'on sollicite à nouveau le matériau, celui-ci se comporte comme si sa limite élastique était égale au niveau maximal de contrainte atteint avant décharge. Ce phénomène est appelé écrouissage. Il peut être utilisé pour augmenter la limite élastique des aciers.

- **Phase de restriction** (4 dans la figure I.1)

Elle précède la rupture et qui apparait lorsque l'écrouissage ne compense plus l'augmentation de contrainte causée par la diminution de la section.

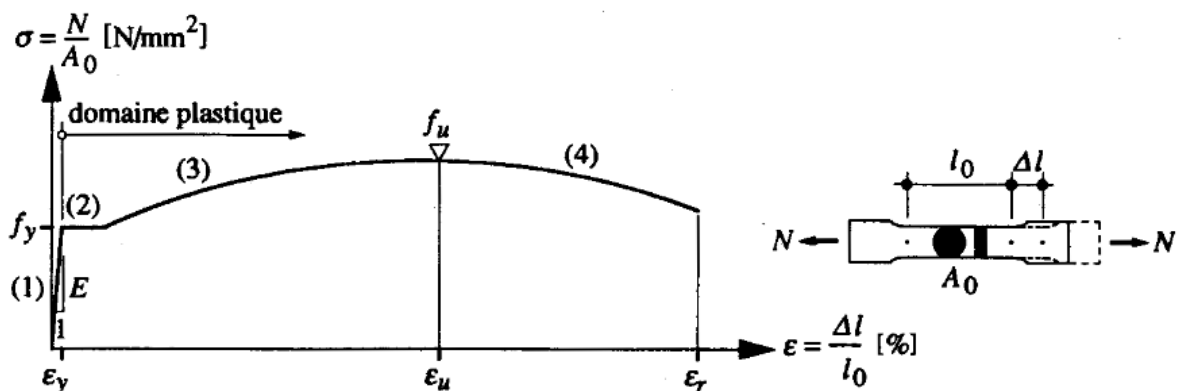


Figure I.1 : comportement de l'acier

**Nota**

Pour les aciers ne présentant pas le palier d'écoulement, on définit une limite d'élasticité conventionnelle correspondant à un allongement permanent de 0.2%.

**I.2.1.2 Le comportement de l'acier en compression**

Le comportement de l'acier en compression est symétrique du comportement en traction.

## I.2.2 Avantages et inconvénients de la construction métallique

### I.2.2.1 Avantages

#### a. La légèreté

La légèreté peut être caractérisée par le rapport entre la résistance et le poids volumique (rendement). Ce rapport élevé autorise la création de structures porteuses très légères qui permettent un gain d'espace et des portées plus importantes comparés à d'autres solutions.

*Pendant la construction de l'ouvrage :*

#### b. Préfabrication et rapidité d'exécution

La préparation et la mise en forme des éléments de structures en acier se font en atelier. Ces éléments arrivent sur chantier prêts à être montés et assemblés. Ce qui permet une organisation de chantier très efficace, une maîtrise des délais de mise en place, ainsi qu'une rapidité d'exécution des projets.

*Pendant la phase de l'ouvrage :*

#### c. La solidité

Grace à l'homogénéité des matériaux utilisés en construction métallique.

#### d. La résistance mécanique

Grande résistance à la traction  $\longrightarrow$  franchissement des grandes portées.

Bonne tenue aux séismes (ductilité + même résistance à la traction et à la compression).

#### e. L'imperméabilité

L'acier se caractérise par son imperméabilité (fluides : liquide + gaz).

*En fin de vie :*

#### f. Une déconstruction propre

Une construction en acier peut se démonter en toute sécurité et proprement. Les constituants sont plus facilement séparés et aisément récupérés grâce aux techniques de découpage des éléments et l'utilisation des assemblages par boulons.

**I.2.2.2 Inconvénients**

**a. La corrosion**

L'acier tend à s'oxyder et à se corroder lorsqu'il est soumis à des atmosphères humides, à des agressions chimiques, à la condensation, qu'il soit en contact avec l'eau ou le sol.

**b. Mauvaise tenue au feu**

Le module d'élasticité de l'acier commence à diminuer à partir de la température  $T= 200^{\circ}\text{C}$ . L'acier perd sa capacité portante et passe à l'état plastique à partir de la température  $T= 600^{\circ}\text{C}$ .

**c. Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique**

En raison de la minceur des profils.

**I.2.3 Principales nuances des aciers de construction**

Tableau I.1 : Principales nuances des aciers de construction

Caractéristiques mécaniques des aciers en fonction de leurs épaisseurs t		Nuances d'aciers		
		S235	S275	S355
Limite d'élasticité $f_y$ (MPa)	$t \leq 16 \text{ mm}$	235	275	355
	$16 \leq t \leq 40 \text{ mm}$	225	265	345
	$40 \leq t \leq 63 \text{ mm}$	215	255	335
Contrainte de rupture en traction $f_u$ (Mpa)	$t \leq 3 \text{ mm}$	360 / 510	430 / 580	510 / 680
	$3 \leq t \leq 100 \text{ mm}$	340 / 470	410 / 560	490 / 630
Allongement minimal moyen $\epsilon$	$t \leq 3 \text{ mm}$	18 %	15 %	15 %
	$3 \leq t \leq 150 \text{ mm}$	23 %	19 %	19 %
		Utilisation courante	Utilisation plus rare (ouvrages d'arts)	

## I.2.4 Phénomènes d'instabilité

### I.2.4.1 Classification des sections

Les sections transversales sont classées en quatre (04) classes selon leur comportement vis-à-vis de l'apparition du phénomène de voilement local :

**Classe 1** : les sections de cette classe peuvent développer leur moment plastique sans risque d'apparition du voilement local, c'est-à-dire que la contrainte critique du voilement est nettement supérieure à la limite élastique du matériau.

**Classe 2** : les sections de cette classe peuvent développer leur moment plastique avec risque de voilement.

**Classe 3** : les sections de cette classe ne peuvent développer que leur moment élastique maximum.

**Classe 4** : les sections de cette classe ne peuvent développer que leur moment élastique avec risque de voilement, c'est-à-dire le voilement local peut se produire pour des contraintes inférieures à la limite élastique.

### I.2.4.2 Le flambement

La résistance ultime des éléments comprimés est très souvent définie non pas par un critère de résistance en section, mais par un critère de stabilité de forme.

#### Principe de vérification

Une barre comprimée doit être vérifiée vis-à-vis du flambement de la façon suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

Avec :  $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$  pour les sections de classe 1, 2 et 3.

Où  $N_{b,Rd}$  est la valeur de calcul de la résistance de la barre comprimée au flambement.

Avec :

$\chi$  : le coefficient de réduction pour le mode de flambement ;

$\gamma_{M1}$  : Le coefficient partiel de sécurité de résistance ;

$f_y$  : limite élastique de l'acier ;

$A$  : section transversale.

Pour le calcul des coefficients voir annexe A.5

### I.2.4.3 Déversement

Les poutres fléchies sont en général constituées de profilés en double té. Comme leur inertie par rapport à l'axe z est beaucoup plus inférieure à celle relative à l'axe y, cela peut être la cause d'un phénomène d'instabilité appelé « déversement ». Le déversement se manifeste lorsqu'un élément fléchi selon son axe fort n'est pas tenu latéralement, la partie comprimée de sa section peut alors éventuellement se dérober.

#### Principe de vérification

- Calcul de  $M_{cr}$
- Calcul du paramètre d'élanement réduit
  - Si  $\bar{\lambda} < 0.4$  pas de vérification au déversement
  - Si  $\bar{\lambda} > 0.4$   $\longrightarrow$  calcul de  $\phi_{LT}$
- Calcul de  $\chi_{LT}$
- Vérifier que  $M_f$  est  $<$  au moment ultime de déversement

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le déversement

$\bar{\lambda}$  : Élanement réduit pour le déversement

Pour le calcul des coefficients voir annexe A.6

### I.2.4.4 Voilement

Le voilement est le phénomène d'instabilité des plaques minces sollicitées dans leur plan.

#### Principe de vérification

- Détermination de  $\alpha$
- Détermination de  $k_\sigma, k_\tau$
- Détermination de  $\sigma_{cr}, \tau_{cr}$
- Vérification de la condition  $\left(\frac{\sigma}{1.1\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{1.1\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1,00$

$k_\sigma, k_\tau$  : Coefficient tenant compte des conditions de bord et des contraintes normales des plaques.

### I.3 Les assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, les pièces assemblées pourront être soit en prolongement l'une de l'autre, il s'agira d'un assemblage appelé « bout à bout », soit concourante, et l'on parlera d'une « attache ou nœud ». En construction métallique, la conception des assemblages est très importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte trois fonctions :

- Transmettre les efforts entre les éléments structuraux ;
- Correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, ...etc.) ;
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.

Pour les principes de dimensionnement des assemblages, il est nécessaire de relever l'importance et l'interdépendance de certaines caractéristiques, à savoir :

- Leur rigidité ;
- Leur résistance ;
- Leur capacité de rotation.

Ces caractéristiques influencent directement le comportement des assemblages, ce qui permet de les classer en trois catégories :

- Assemblage rigide ;
- Assemblage semi-rigide ;
- Assemblage articulé.

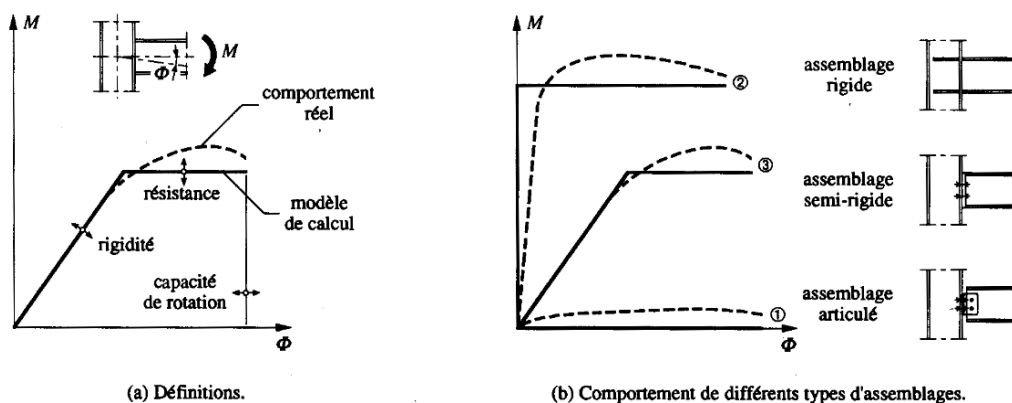


Figure I.2 : comportement des assemblages



**a. Assemblage rigide**

Un assemblage est considéré comme rigide si sa déformation n'a pas d'influence significative sur la répartition des efforts et des moments dans la structure, ni sur la déformation de l'ensemble de celle-ci. Les déformations des assemblages rigides ne doivent pas conduire à une diminution de la résistance de la structure supérieure à 5%.

Ils doivent être capables de transmettre les efforts et moments calculés lors de leur dimensionnement.

**b. Assemblage semi-rigide**

Les assemblages semi-rigides doivent permettre une prévention du niveau d'interaction entre les éléments structuraux, en se basant sur les caractéristique moment-rotation des nœuds.

**c. Assemblage articulé**

Les assemblages articulés transmettent uniquement des efforts normaux et tranchants.

**I.3.1 Les moyens d'assemblage**

On trouve différents moyens pour la réalisation des assemblages, à savoir :

- Les boulons ;
- Les soudures.

**I.3.1.1 Les boulons**

Les boulons sont caractérisés par les valeurs de leurs limites d'élasticité  $f_{yB}$  et leurs résistances en traction  $f_{uB}$ , on distingue deux classes de boulons (boulons de charpente et boulon à haute résistance).

Ces valeurs sont résumées dans le tableau I.2 :

Tableau I.2 Caractéristique mécaniques des boulons

Boulons	Classe de qualité	$f_{yB}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{uB}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
de charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
à haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

Les principales caractéristiques et symboles des boulons normalisés les plus utilisés sont résumées dans le tableau I.3 :

Tableau I.3 : caractéristiques géométriques des boulons

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre de la tige $d$ [mm]	12	16	20	24	27
Diamètre du trou $d_o$ [mm]	14	18	22	26	30
Section de la tige $A$ [mm <sup>2</sup> ]	113	201	314	452	573
Section résistante $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	84	157	245	353	459
Symbole boulon de charpente					
Symbole HR non précontraint					
Symbole HR précontraint					

### Les assemblages précontraints

Ces assemblages sont obtenus en utilisant des boulons précontraints en les serrant très fortement, ce serrage provoque une forte pression sur les pièces assemblées, autour des boulons. Cette pression empêche le glissement relatif des pièces assemblées.

#### I.3.1.2 les soudures

Les soudures sont le moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication en atelier. Sur le chantier, son emploi est moins généralisé à cause des difficultés de mise en œuvre liées souvent à des conditions climatiques pas toujours favorables. Pour les charpentes courantes, on préfère l'emploi des boulons ; néanmoins, pour des structure fortement sollicitées tels que les ponts ou des constructions particulières telles que les réservoirs, l'utilisation des soudures est fortement recommandée.

Le soudage est un moyen d'assemblage qui permet d'assembler les pièces élémentaires d'une construction métallique par fusion ou plastification de leur zone de contact et mélange intime de leur matériau.

Le soudage implique :

- L'existence d'une source de chaleur qui peut être d'origine électrique, chimique ou mécanique ;
- La soudabilité des matériaux, qui consiste à l'aptitude du matériau à être soudé.

Le soudage, en tant que procédé d'assemblage présente de nombreux avantages par rapport au boulonnage :

- La réalisation d'assemblages rigides ;
- Il assure la continuité de la matière, et de ce fait garantit une bonne transmission des efforts ;

- Il limite l'utilisation des pièces secondaires (les goussets, les attaches....) ;
- Il est moins encombrant et plus esthétique.

Par contre, il impose :

- Un métal de base soudable ;
- Un contrôle des soudures (onéreux) ;
- Une main-d'œuvre qualifiée difficile à contrôler ;
- Un matériel spécifique.

**a. Procédés de soudage**

La figure I.4 résume les différents procédés de soudage :

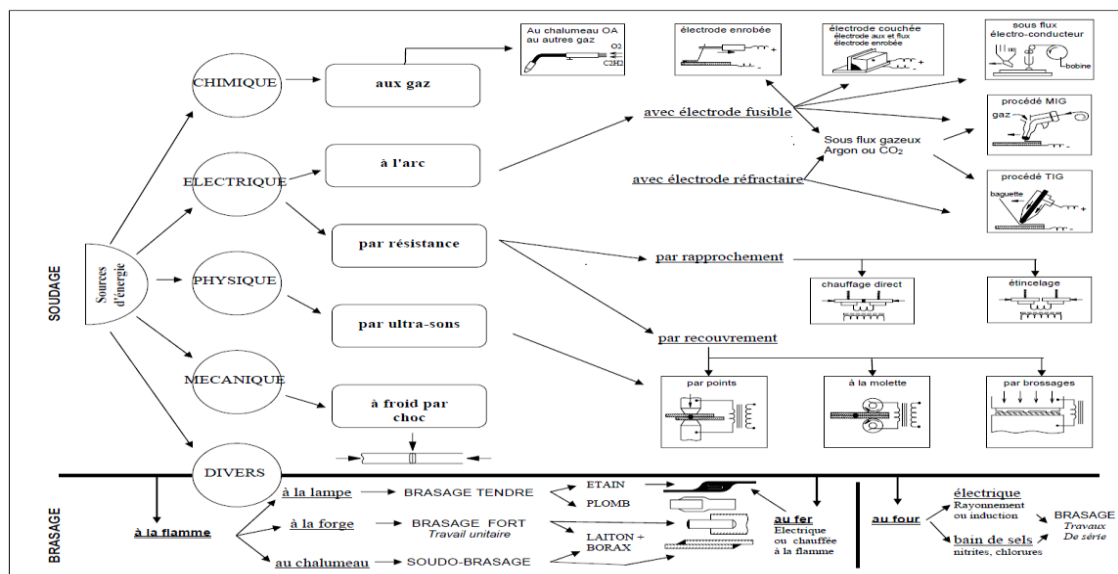


Figure I.3 : procédés de soudage

**b. Contrôle de qualité**

Le contrôle de qualité des soudures sert à garantir que les valeurs mesurées des anomalies ne dépassent pas les valeurs limites de la classe correspondante. On distingue deux catégories de contrôle : les contrôles destructifs qui comportent essentiellement :

- La macrographie ;
- La micrographie ;
- Les essais de dureté ;
- Les essais de pliage ;
- Les essais de résilience ;

Et les contrôles non-destructifs :

- Examen visuel ;

- Examen par ressuage ;
- Examen par magnétoscopie ;
- Examen par radiographie ;
- Examen par ultrason.

## I.4 La structure métallique dans les ponts

### I.4.1 Description des ponts

Un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel constitué d'une rivière ou une gorge profonde ou une autre voie de circulation.

La conception d'un pont consiste en des études visant à concilier certaines contraintes dont l'importance varie selon les projets :

- Données naturelles du franchissement ;
- Données fonctionnelles ;
- Procédés de construction ;
- Insertion dans l'environnement ;
- Coûts, délais ...etc.

Cette partie nous permettra d'expliquer des concepts fondamentaux dans la réalisation des ouvrages d'art métalliques.

Les éléments structurels d'un pont doivent répondre aux données du projet, de formes variées et multiples. Ils se réduisent finalement à un tablier et un système porteur composé d'appuis et de suspensions éventuellement.

### I.4.2 Constituants des ponts

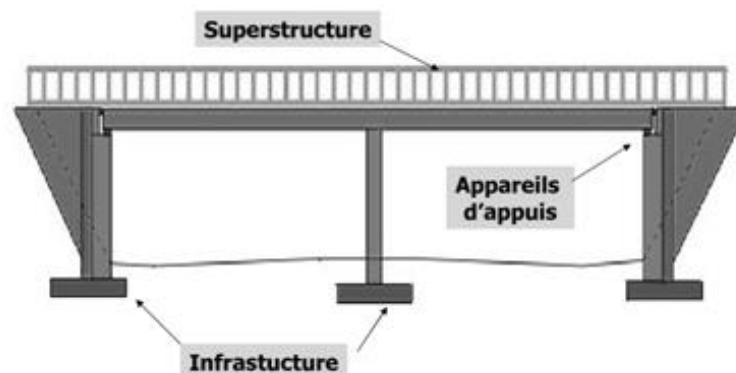


Figure I.4 : constituants des ponts

### I.4.2.1 Superstructure

Le tablier est l'élément résistant qui porte directement la voie (route ou rail) et en assure la continuité parfaite.

Il comporte :

- a. **Poutraison** : qui recouvre tous les éléments structuraux autres que le platelage. Elle se compose des poutres principales, complétées parfois par des poutres secondaires, et une structure d'entretoisement assurant le contreventement de l'ensemble.
- b. **Le platelage** : il supporte en premier les surcharges d'exploitation. il doit être conçu afin de :
  - Résister aux efforts locaux apportés par les surcharges roulantes ;
  - Transmettre les efforts locaux aux poutres principales ;
  - Assurer le contreventement horizontal du tablier ;
  - ..etc.

### I.4.2.2 Infrastructure

L'infrastructure des ponts est l'ensemble des éléments constitutifs d'un ouvrage visant d'une part, à supporter les réactions d'appuis des tabliers constituant la superstructure et d'autre part, à assurer la transition entre le pont et le terrain adjacent. Elle regroupe les appuis (piles + culées), et les fondations.

- Les appuis

Sont les éléments assurant la transmission des efforts vers les fondations, on distingue :

- a) Les piles : On désigne par pile, un appui intermédiaire d'un pont composé de plusieurs travées. Une pile courante est composée d'un corps ou fût et d'une fondation. Le fût est en béton armé, en béton précontraint ou autres matériaux. Un sommier ou chevêtre généralement en béton armé est réalisé sur la partie supérieure du fût.
- b) Les culées : On appelle Culée un appui d'extrémité d'un ouvrage. La culée joue un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part

- Les fondations

Une fondation se définit comme un élément architectural assurant la transmission et la répartition des efforts au sol. Les fondations d'une structure représentent un enjeu

essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose aux tassements et aux infiltrations. Selon la capacité portante du sol, on aura recours au type de fondations le mieux approprié.

On distingue :

- a) Les fondations superficielles : elles sont utilisées si le sol est assez homogène et s'il comporte des couches porteuses assez proches de la surface. On a :
- 1/ les semelles isolées ;
  - 2/ les semelles filantes ;
  - 3/ les radiers ou dallage ;
  - 4/ le cuvelage.
- b) Les fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le sol n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises. On a recours à ce type pour atteindre le substratum ou le sol résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches traversées.

On distingue :

- 1/ Pieux façonnés à l'avance ;
- 2/ Pieux à tube battu exécutés en place ;
- 3/ Pieux forés ;
- 4/ Pieux foncés ;
- 5/Puits ;
- 6/ Micro-pieux.

### **I.4.2.3 Appareils d'appuis**

Ils sont placés entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes, et aux surcharges d'exploitation, ainsi permettre des mouvements de rotation et de translation.

### **I.4.2.4 Autres éléments**

- Les dispositifs de retenue ;
- La protection anticorrosion ;
- L'évacuation des eaux pluviales ;
- Les corniches ;
- Les installations de visite.

## **Conclusion**

Dans ce chapitre, on a présenté les avantages et les inconvénients de construire en acier, la théorie d'instabilité, ainsi que l'intervention de la structure métallique dans la réalisation des ponts.

Le chapitre suivant aura pour but la définition, l'étude des variantes, ainsi qu'une analyse comparative pour la sélection du type d'ouvrage à retenir pour notre projet.

# Chapitre II :

## Etude des variantes



## II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les conditions générales du site et les différentes variantes sélectionnées pour la réalisation de notre ouvrage, ainsi qu'une étude comparative de ces dernières.

## II.2 Présentation du projet

Dans le cadre de la rectification, l'électrification de la ligne ferroviaire reliant les deux wilayas (Alger et Tizi Ouzou), et l'amélioration des conditions d'exploitation, nous allons essayer de concevoir un pont rail métallique franchissant un oued au PK 09 + 137, qui sera réalisé par l'entreprise portugaise TEIXEIRA DUARTE grupo.

Cet ouvrage franchit un oued (oued isser), avec une portée de 105 m. Les contraintes naturelles (portée et la hauteur des plus hautes eaux) nous poussent à envisager un pont à deux travées.



Figure II.1 : situation de l'ouvrage

### II.2.1 Données naturelles

Les données naturelles représentent l'ensemble des informations environnementales ayant une influence sur sa conception, on distingue :

#### a. Hydrologie du site

Il est nécessaire de connaître les niveaux d'eau (la plus haute hauteur d'eau et la plus basse hauteur d'eau), selon la pluviométrie de la région.

#### b. Géologie du site

La zone d'étude se situe au nord de l'Algérie, dans le domaine morphologique de l'ATLAS TELLIEEN (ou TELL), et dans l'unité tectonique majeure ALPINE, séparée de la plateforme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée par la faille sud ATLASIQUE, où l'on distingue plusieurs formations géologiques (charriages, chevauchement...).

La reconnaissance géologique du site a montré que le site s'étend sur des formations sédimentaires et volcaniques discordantes sur les nappes.

#### c. Les données géotechniques

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol devant recevoir les fondations de notre ouvrage, des échantillons doivent être prélevés à la fin de déterminer les caractéristiques mécanique du sol.

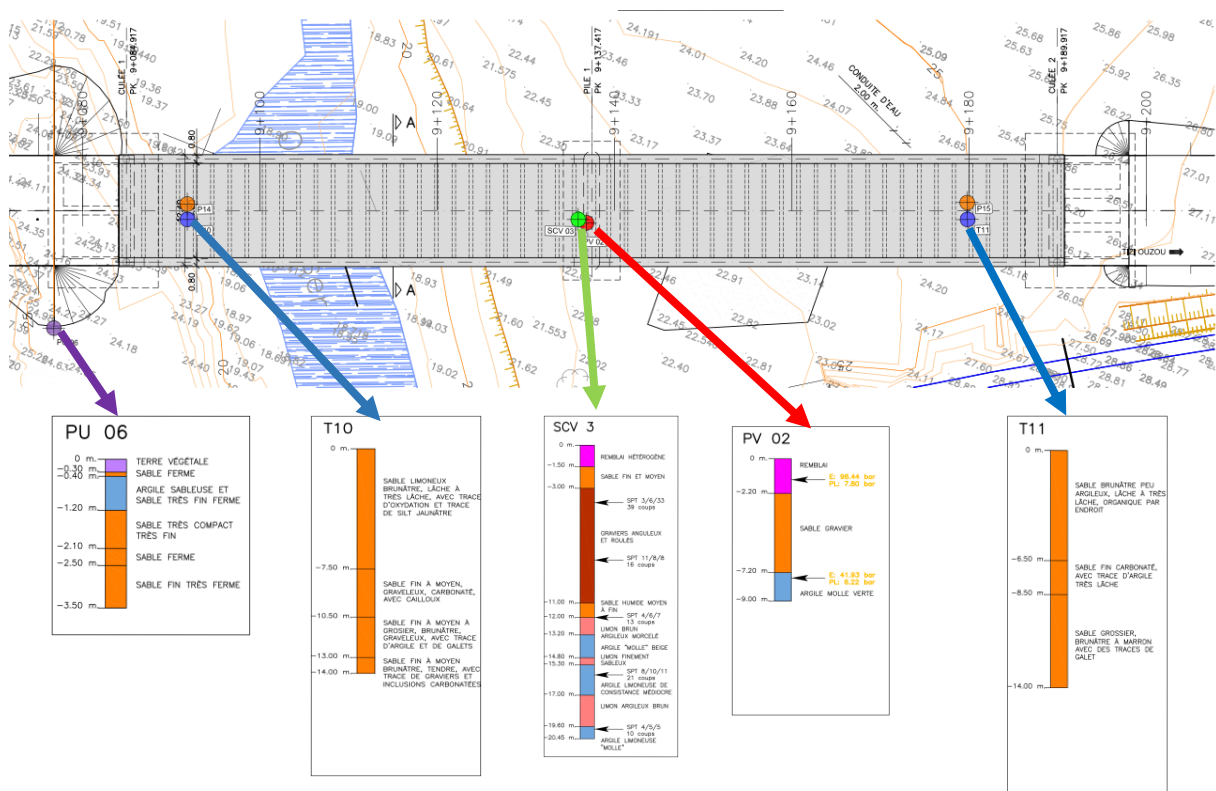


Figure II.2 : vue en plan et les données géotechnique

#### **d. Données sismiques**

D'après la carte de zonage sismique du territoire national Algérien, présentée dans les DTR (Document Technique Réglementaire), RPOA-2008 (Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art) publié par le ministère des travaux publics, on constate que le site du présent projet se situe dans la zone II.b, c'est-à-dire dans une **zone de forte sismicité**.

### **II.3 Analyse multicritère**

L'analyse multicritère consiste en une étude comparative des variantes proposées, selon des critères bien déterminés, afin de sélectionner une ou plusieurs qui feront objet d'une étude plus approfondie. Pour cela, nous avons défini certains critères encadrant cette étude. Ces critères sont :

- a.** Exécution
- b.** Poids
- c.** Entretien ;
- d.** Esthétique ;
- e.** Economie.

### **II.4 Les variantes**

Pour notre ouvrage nous proposons le choix entre les variantes suivantes :

- Pont mixte bipoutre ;
- Pont à poutres en treillis ;
- Pont en caisson métallique ;
- Pont en arcs type Bow-String.

#### **II.4.1 Pont mixte bipoutre**

Le pont bipoutre est constitué de deux (02) poutres en acier supportant une dalle en béton. Ce type d'ouvrage utilise de façon optimale chacun de ses matériaux (acier et béton). La dalle en béton résiste bien en compression (idéal pour la partie supérieure du tablier), tandis que les poutres en acier résistent à la fois en compression et en traction (idéal pour une bonne flexion longitudinale en partie inférieure du tablier), les deux parties sont solidarisées avec des connecteurs métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé métallique afin d'empêcher le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature métallique.

Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement.

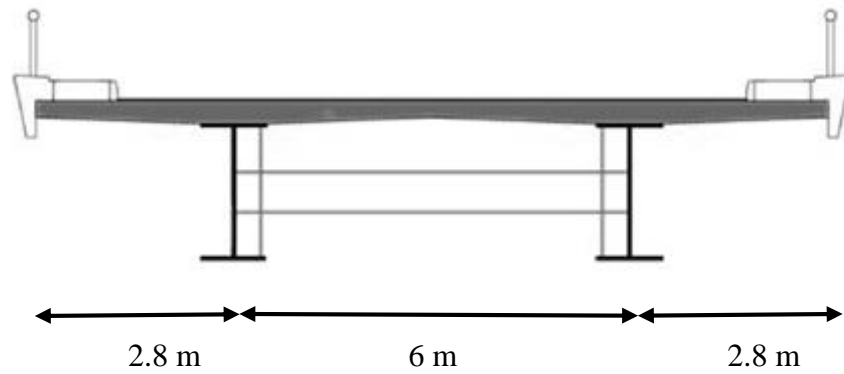


Figure II.3 : coupe transversale

#### II.4.1.1 Schéma statique

Le schéma statique de la variante pont mixte bipoutre est représenté sur la figure II.2 suivante :

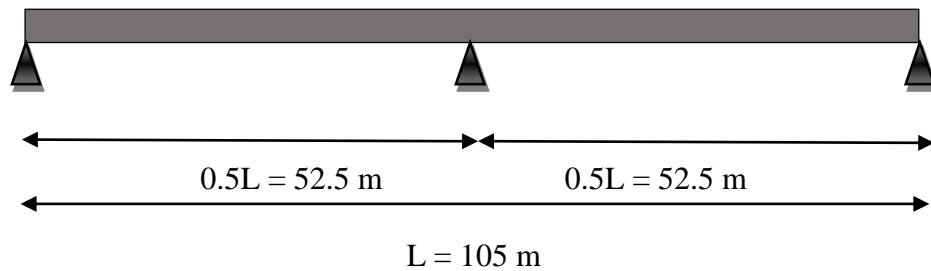


Figure II.4 : Schéma statique

#### II.4.1.2 Pré-dimensionnement

- **Le nombre de poutres N**

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

$$N = L_a / d$$

Avec  $L_a$  : la largeur du tablier

$d$  : l'espacement entre les poutres

$$L_a = 11.6 \text{ m} ; \text{ on se fixe un espacement de } d = 6 \text{ m}$$

$$N = L_a / d = 11.6 / 6 = 1.93$$

Alors on opte pour deux (02) poutres espacées de 6 m.

- **Elancement des poutres**

Pour la détermination de l'élancement des poutres, on a recours à la formule empirique suivante :

$$20 < L/h < 28$$

On prend

$$L/h = 28 \quad \text{avec} \quad L = 52,5 \text{ m}$$

$$h = L/28 = 1,875 \text{ m}$$

- **Epaisseur de l'âme des poutres :**

L'épaisseur de l'âme doit respecter les critères suivants :

- Résistance à la corrosion ;
- Résistance au cisaillement ;
- Flambage de la semelle dans l'âme ;
- La fatigue.

En considérant ces critères, nous allons dimensionner l'âme des poutres en travée et sur appuis.

Tableau II.1 : Epaisseur de l'âme

	Notation	Travée	Appui
L'âme	$t_w$	10 à 28	12 à 22

On prend :

- En travée  $t_w = 18 \text{ mm}$
- Sur appui  $t_w = 22 \text{ mm}$

- **Les semelles** : sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions de résistance et d'instabilité.

- **Semelle supérieure :**

Tableau II.2 : Epaisseur et largeur des semelles supérieures

	Notation	Travée	Appui
Epaisseur	$t_{f, sup}$	15 à 40	20 à 70
Largeur	$b_{f, sup}$	300 à 700	300 à 1200

On prend : En travée :  $t_{f, sup} = 30 \text{ mm}$  ;  $b_{f, sup} = 700 \text{ mm}$

Sur appui :  $t_{f, sup} = 60 \text{ mm}$  ;  $b_{f, sup} = 1000 \text{ mm}$

- **Semelle inférieure :**

Tableau II.3 : Epaisseur et largeur des semelles inférieures

	Notation	Travée	Appui
Epaisseur	$t_{f, inf}$	20 à 70	40 à 90
Largeur	$b_{f, inf}$	400 à 1200	500 à 1400

On prend

En travée  $t_{f, inf} = 50 \text{ mm}$  ;  $b_{f, inf} = 1000 \text{ mm}$

Sur appui  $t_{f, inf} = 90 \text{ mm}$  ;  $b_{f, inf} = 1200 \text{ mm}$

## II.4.2 Pont à poutres en treillis

Un pont en treillis est un pont dont les poutres latérales sont composées de barres métalliques triangulées, assemblées en treillis. Les assemblages peuvent être réalisés par boulonnage, rivetage ou soudage.

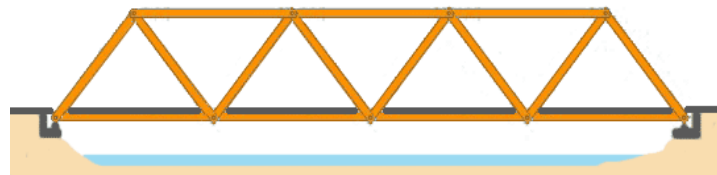


Figure II.5 : pont à poutre en treillis

### II.4.2.1 Schémas statique

Le schéma statique de la variante pont à poutres en treillis est représenté sur la figure II.4 comme suit :

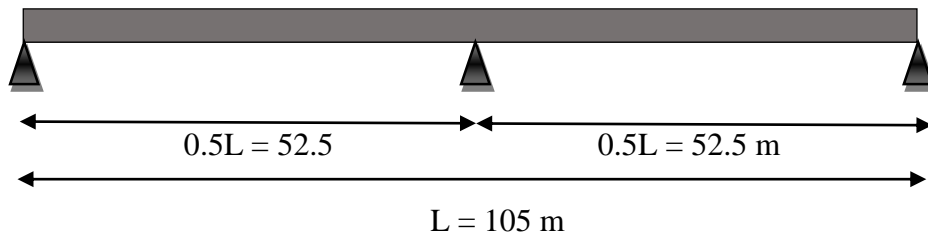


Figure II.6 : Schémas statique

#### II.4.2.2 Pré-dimensionnement

Le choix de la triangulation, le nombre de panneaux, l'élancement ainsi que la hauteur des poutres sont déterminés par la relation suivante :

$$n = \frac{1}{2\lambda \tan \theta} \quad \text{avec} \quad h = \lambda L ; \quad L = n \cdot a$$

$n$  : le nombre de panneaux ;

$\lambda$  : l'élancement des poutres ;

$\theta$  : l'angle de diagonales avec la verticale ;

$h$  : la hauteur de la poutre ;

$L$  : la portée de la poutre ;

$a$  : portée du panneau.

- **Nombre de panneaux**

On a :  $L = 52.5 \text{ m}$  en prenant :  $a = 7 \text{ m}$

On aura donc :  $n = L/a = 52.5/7 = 7.5$  alors on opte pour  $n = 8$  panneaux.

- **Hauteur des poutres**

Le gabarit opérationnel de l'ouvrage étant défini par une hauteur  $G = 7 \text{ m}$ .

On a donc :  $h = 7 + 0.375 + 0.75 = 8.125 \text{ m}$

- **Elancement des poutres**

$$\lambda = h/L = 8.125/52.5 = 0.15476$$

- **Inclinaison des diagonales**

$$n = \frac{1}{2\lambda \tan\theta} \longrightarrow \tan\theta = \frac{1}{2\lambda * n} = \frac{1}{2 * 0.15476 * 8} = 0.40 \longrightarrow \theta = 21.8^\circ$$

### II.4.2.3 Récapitulatif

Tableau II.4 : Récapitulatif des résultats

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Nombre de panneaux	n	/	8
Hauteur des poutres	h	m	8.125
Elancement des poutres	$\lambda$	/	0.15476
Inclinaison des diagonales	$\theta$	Degré (°)	21.8

### II.4.3 Pont en poutres-caisson métallique

Un pont en caisson est un ouvrage où plusieurs caissons sont assemblés pour former une poutre caisson, on a recours à ce type de solutions lorsqu'il est nécessaire de disposer une section fermée pour résister à la torsion.



Figure II.7 : pont en poutre caisson

#### II.4.3.1 Schéma statique

Le schéma statique de la variante pont à poutres caisson métalliques est représenté sur la figure II.6 suivante :

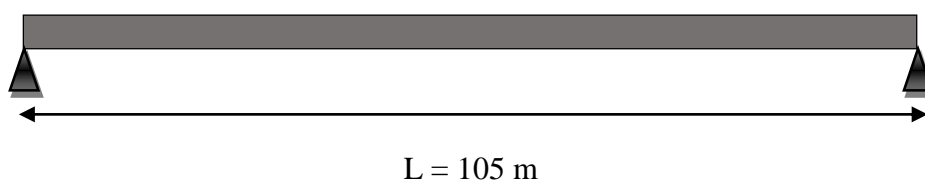


Figure II.8 : Schémas statique pont à poutres caisson métalliques



### II.4.3.2 Pré-dimensionnement

On a :  $L = 105 \text{ m}$  ;  $B = 11.6 \text{ m}$

- **L'élancement des poutres**

L'élancement des poutres caissons est déterminé par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{h}{L} = \frac{1}{36} \left( \frac{B}{12} \right)^{0.7} \quad \text{avec : } B \text{ est la largeur du tablier en mètre (m)}$$

$$\lambda = \frac{1}{36} \left( \frac{11.6}{12} \right)^{0.7} = 0.0271$$

- **Hauteur des caissons**

$$h = \lambda L = 0.0271 * 105 = 2.85 \text{ m}$$

### II.4.3.3 Récapitulatif

Tableau II.5 : Récapitulatif des résultats

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Elancement	$\lambda$	/	0.0271
Hauteur des poutres	h	m	2.85
Longueur totales	L	m	105

### II.4.4 Pont en arc type Bow-String

Les ponts type bow-string, sont définis par une structure en arc à tablier inférieur porté par deux poutres principales liées aux arcs à l'aide de suspentes.

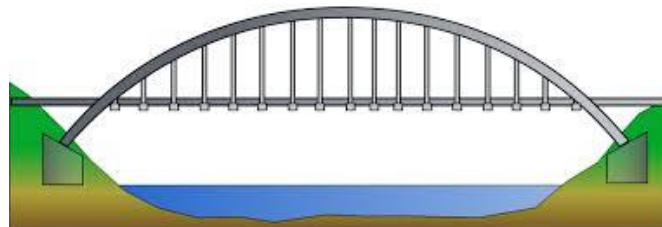


Figure II.9 : Pont en arc

#### II.4.4.1 Schéma statique

Le schéma statique de la variante pont en arc type bow-string est représenté sur la figure II.8 suivante :

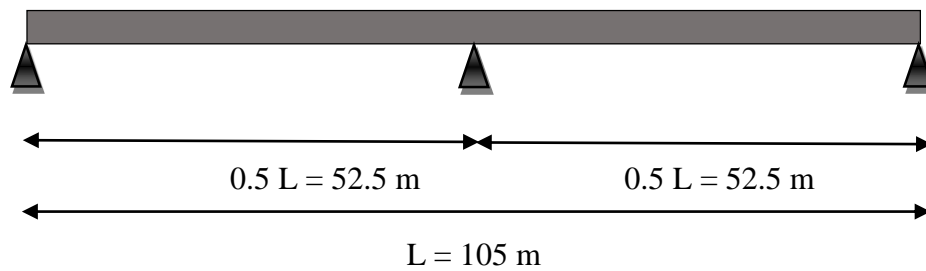


Figure II.10 : schéma statique

- **Avantages**

- Une grande capacité de franchissement ;
- Une bonne aptitude au service ;
- Il constitue un bon système porteur qui répond mieux aux exigences liées à l'exploitation ferroviaire.

- **Inconvénients**

- Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée surtout pour l'exécution des assemblages par soudure ;
- Entretien difficile des éléments constituant le pont.

## II.5 Résultat de l'analyse

Les résultats de l'analyse multicritère sont exposés dans le tableau II.6 :

Tableau II.6 : Analyse multicritère

	Pont mixte bipoutre	Pont en treillis	Pont en caisson	Pont bow-string
Exécution	Difficile	Difficile	Très difficile	Difficile
pois	Très lourd	Lourd	Lourd	Lourd
Entretien	Difficile	Difficile	Difficile	Difficile
Esthétique	Bonne	Bonne	Bonne	Très bonne
Economie	Couteuse	Très couteuse	couteuse	Très couteuse

D'après les résultats de l'analyse multicritère, nous pouvons dire que le pont en arc type bow-string ne représente pas la meilleure option pour notre ouvrage, cependant et d'après les

dispositions constructives et le souhait du maître de l'ouvrage, ce dernier a été retenu. Une solution que nous allons développer au cours des chapitres suivants.

## **Conclusion**

Ce chapitre a fait objet d'une étude multicritère pour la sélection du type de pont à retenir pour le projet, Et nous avons opté pour le pont en arc type bow-string.

Comme la variante sélectionnée pour le projet représente une nouveauté dans le domaine de la construction des ouvrages d'art, le chapitre suivant sera consacré pour la définition et la présentation des éléments constituant cette dernière.

# Chapitre III :

## Conception du bow-string

### III.1 Introduction

Les techniques de construction en arc ont été développées et améliorées au cours des siècles précédents, il faut d'ailleurs remonter au temps des romains pour retrouver les premiers ponts en arc.

La pierre fût le principal matériau de construction dans le temps. Travaillant essentiellement en compression, la pierre a obligé les ingénieurs à opter pour les structures en arc qui permettait d'acheminer les charges par compression jusqu'au sol, et limitait donc les distances franchies. Cette époque a duré jusqu'à 1779, l'année de la construction du premier pont métallique. Construit en fonte, le pont de *Coalbrookdale (Angleterre)* est, aujourd'hui, limité aux piétons. Jusqu'au 19<sup>ème</sup> siècle la pierre est donc restée compétitive face à l'acier, c'est alors que le béton armé fait apparition et devient le principal concurrent de l'acier dans la construction des ponts en arc à petite portée.

Dans le domaine des grandes portées, l'acier est le matériau utilisé par excellence, il permet de franchir tout type d'obstacles et offre d'importantes facilités quant à ses méthodes de construction variées et adaptées à chaque situation.

Les ponts type bow-string, sont définis par une structure en arc à tablier inférieur porté par deux poutres principales liées aux arcs à l'aide de suspentes. Sa capacité d'atteindre de grandes portées place le bow-string au rang de viaducs, et présente un grand intérêt économique pour des portées avoisinant les 150 m.

Outre l'intérêt économique, le bow-string a un aspect architectural remarquable et s'insère merveilleusement dans le paysage.

### III.2 Intérêt d'un pont type bow-string dans le domaine ferroviaire

Pratiquement tous les systèmes porteurs longitudinaux peuvent être prévus pour les ponts-rails. Cependant, le respect des exigences concernant la déformation de courte durée, exige plus sévère que celles pour les ponts-routes, implique que ce critère est souvent déterminant pour le dimensionnement. Par conséquent, il est judicieux de chercher à concevoir des structures porteuses naturellement rigides à la flexion.

La limitation des déformations est un paramètre déterminant dans le choix du type d'ouvrage, ce critère prend une importance accrue avec la mise en service de lignes à grande vitesse sur lesquelles les convois circulent à plus de 200 km/h.

Ainsi, l'importance accordée de nos jours à l'aptitude au service des ouvrages, et en particulier à leur durabilité, rend les exigences correspondantes plus sévères que celles relatives à la sécurité structurale.

Les ponts arcs avec tirant constituent alors un système porteur qui répond très bien aux contraintes liées à l'exploitation ferroviaire.

### III.3 Conception et éléments de construction

#### III.3.1 Cheminement des charges

- Longitudinalement : l'élément porteur principal est défini par le tirant et l'arc, constituant la poutre maitresse qui devra supporter les charges du tablier.
- Transversalement : les poutres transmettent les charges vers la poutre principale. Avec la participation du tablier, les éléments porteurs transversaux jouent le rôle de contreventement de la structure.

La transmission des charges verticales dans un pont bow-string est illustrée dans la figure III.1. Les charges agissant sur le tablier sont conduites par flexion longitudinale et transversale de celui-ci jusqu'aux points d'attaches inférieures des suspentes par l'intermédiaire d'entretoises et éventuellement de poutres latérales. Les efforts sont ensuite introduits dans l'arc par les suspentes. L'arc, par compression (accompagné souvent de flexion), conduit les charges jusqu'à la poutre principale qui agit comme tirant en reprenant la poussée horizontale de l'arc sur les fondations.

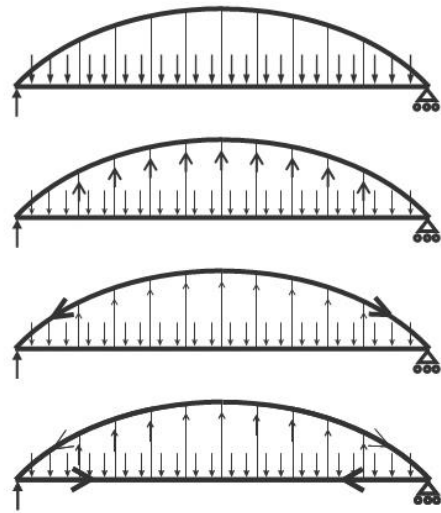


Figure III.1 : Transmission des charges

#### III.3.2 Schéma statique (conditions d'appui)

Simplement appuyé d'une extrémité et sur la pile, le tablier est libre de se déformer sous l'effet de la température, quant à l'autre extrémité, elle est doublement appuyée dans le but de transmettre les charges horizontales dues à l'accélération, au freinage et au vent.

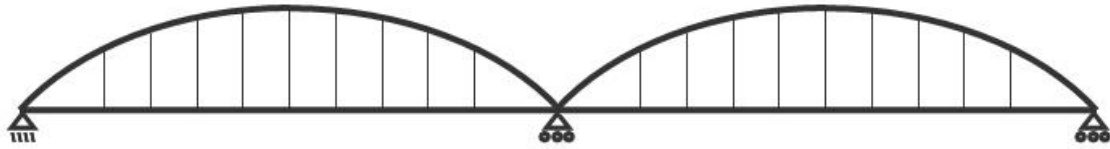


Figure III.2 : Schéma statique du viaduc

### III.3.3 Arc

Les arcs doivent être conçus pour pouvoir supporter d'abord l'effort de compression mais également les efforts de flexion. Les résistances au flambement et à la flexion dépendent fortement de l'inertie de la section transversale de l'arc. Donc, une section avec une grande inertie autour de ses deux axes est favorable, une propriété assurée par une section tubulaire ou en caisson composé-soudé. Il est possible que l'axe de plus forte inertie doive être situé dans un plan vertical pour résister au flambement hors du plan de l'arc (dans le cas d'absence de contreventement entre les deux arcs).

#### III.3.3.1 Forme

Outre l'aspect esthétique du pont, qui dépend fortement de la forme de l'arc, les efforts qui sollicitent l'arc et la poussée horizontale qui en découle sont fortement liés à celle-ci. Le choix de la forme de l'arc a pour but, d'éliminer les effets parasites du moment de flexion qui peuvent le solliciter. La forme caténaire est la plus optimale qui permet à l'arc de supporter son poids propre. Quand on y rajoute les charges, cette forme penche de plus en plus vers une parabole, la forme la plus répandue.

Conventionnellement, le rapport de la hauteur de l'arc à la portée du pont est compris entre les deux valeurs limites  $1/5$  et  $1/6$ , et ce pour des raisons esthétiques d'abord mais aussi fonctionnelles. Par ailleurs, la hauteur de l'arc a une influence directe sur le risque de flambement de celui-ci, il est donc très soigneusement choisi, et plusieurs variantes sont étudiées avant le choix définitif.

Dans notre ouvrage, le rapport de la hauteur de l'arc à la portée est de  $1,06/6$ .

#### III.3.3.2 Section transversale

Les dimensions de la section de l'arc sont d'autant plus importantes que la distance franchie augmente. Dès lors, un choix s'impose pour les tôles utilisées dans la constitution de l'arc.

Un caisson avec des tôles minces avec raidisseurs offre un gain de matière important et une diminution du poids propre non-négligeable. Cependant, la procédure de soudure des

raidisseurs, le cintrage et la maintenance sont des tâches difficiles qui nécessitent donc un grand savoir-faire.

Le choix d'utiliser des tôles épaisses non raidies, est alors plus facile à mettre en œuvre, mais devient économiquement non rentable dans les grandes portées.

### **III.3.4 Tablier**

#### **III.3.4.1 Ossature métallique**

L'ossature d'un tablier est composée des pièces de pont, qui sont des poutres transversales en I destinées à transmettre aux poutres principales les efforts transmis par la couverture. Les pièces de pont servent aussi d'entretoises car elles répartissent les charges entre les poutres principales et assurent en partie leur contreventement.

Dans notre ouvrage, on a choisi une disposition étroite des pièces de ponts pour de multiples raisons :

- Améliorer la stabilité des poutres longitudinale face au voilement de son âme ;
- Supprimer les longerons et diminuer ainsi le nombre d'assemblages et des soudures à réaliser ;
- Améliorer le contreventement de l'ouvrage.

#### **III.3.4.2 Dalle de couverture**

##### **Conception générale**

La dalle d'un pont mixte est similaire, dans sa conception générale et dans beaucoup de ses détails de construction, à celle d'un pont en béton armé ou précontraint. Elles possèdent une fonction identique, celle de reprendre et de transmettre les actions du trafic qui les sollicitent. Pour les ponts mixtes, du fait des deux matériaux différents qui constituent le tablier, les effets différés du béton sont traités de manière différente.

La dalle ne repose pas directement sur les poutres maîtresses à cause de sa grande portée, mais elle s'appuie sur des entretoises. Dans ce cas, elle ne participe pas nécessairement à la résistance à la flexion longitudinale du pont. La dalle est en revanche liée aux entretoises de manière à ce qu'une section mixte résiste à la flexion dans le sens transversal. La dalle en béton remplace également le contreventement au niveau de la voie.

L'inconvénient que présente ce genre de structures à dalle inférieure, est qu'il est difficile d'inspecter l'assemblage entretoises-poutre principale car cette partie se trouve dans le béton. Cette solution de pont ne doit donc être retenue que dans des cas exceptionnels. Lorsque le gabarit d'espace libre l'exige (comme c'est le cas dans notre projet).



## Fonctions de la dalle

La fonction principale de la dalle d'un pont est d'offrir une surface supportant les charges d'utilisation (trafic) de l'ouvrage. La dalle, qui est en général recouverte par une couche d'étanchéité et par le revêtement de la chaussée, doit également supporter les équipements du pont tel que les mâts d'éclairage, de signalisations et des lignes électriques. Elle doit donc être conçue pour exercer les fonctions suivantes :

- Résister aux actions verticales et horizontales du trafic, et à celles agissant sur les barrières ou les garde-corps ;
- Transmettre les effets de ces actions aux éléments porteurs longitudinaux tels que les poutres maîtresses ;
- Participer à la flexion longitudinale du pont ;
- Jouer le rôle de contreventement pour transmettre les forces transversales aux piles et aux culées ;

## Liaison de la dalle aux poutres métalliques

L'adhérence naturelle entre le béton et la surface métallique (traitée) est trop faible. Dans le souci d'avoir une section mixte qui participe à la flexion de la poutre métallique, la dalle en béton doit être liée à la structure métallique par des éléments de liaison, appelés connecteurs.

Parmi les connecteurs les plus répandus, les goujons sont les plus utilisés. Composés d'une tige avec une tête ronde créant une connexion adéquate entre le béton et l'acier, ils ont une longueur minimum de 150 mm pour un diamètre de 22 mm en général.

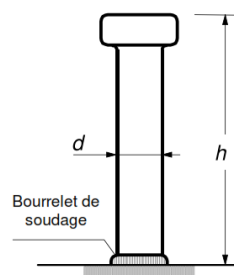


Figure III.3 : Forme des goujons à tête ronde.

### III.3.5 Suspentes (tirants)

Les suspentes relient le tablier à l'arc pour transmettre les charges de roulement à l'élément porteur (arc + poutre longitudinale), elles peuvent être constituées de torons (ensemble de câbles précontraints), de barres ou de profilés laminés.

Les barres, filetées à leur extrémité, sont souvent utilisées car elles présentent plusieurs avantages dont les suivants :

- Assemblage simple ;
- Mise en prétention aisée sans appareillage encombrant ;
- Module d'élasticité supérieur d'environ 15% à celui des câbles.

### Disposition des suspentes

On opte pour une disposition verticale des suspentes. 8 suspentes espacées de 5.25 m relieront le tablier à l'arc comme le montre la figure suivante.

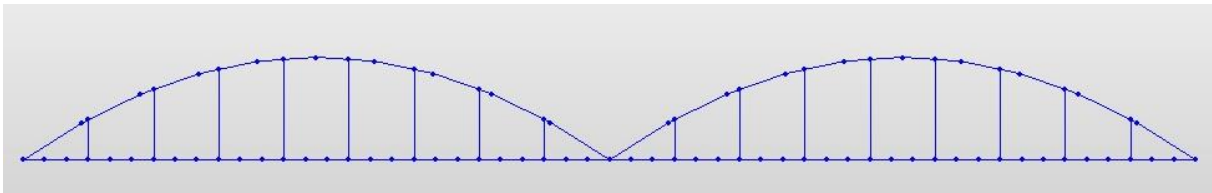


Figure III.4 : Disposition verticale des suspentes.

### Conclusion

Marqué par sa conception particulière, le pont bow-string constitue un défi à la fois pour les ingénieurs que pour les architectes. Après cette brève présentation de ce type de ponts en arc, on sait désormais que plusieurs paramètres influencent l'aspect et la résistance du pont.

Dans le chapitre suivant, on va aborder le pré-dimensionnement de notre ouvrage. On va définir les sections transversales des différents éléments et on aura à les vérifier et les justifier.

Chapitre IV :  
Matériaux et  
pré-dimensionnement

## IV.1 Introduction

Lors de l'élaboration de tout projet, la phase du pré-dimensionnement constitue la base du calcul de l'ouvrage. Régi par des formules de règlements et fonction des matériaux utilisés, le pré-dimensionnement dépend de l'expérience du concepteur.

Le pré-dimensionnement conduit à définir les caractéristiques, mécaniques et géométriques, des éléments constituant la structure.

## IV.2 Matériaux

Le choix des matériaux utilisés dans l'ouvrage est défini conjointement par le maître de l'ouvrage et le maître d'œuvre, en respect aux règles en vigueur.

### IV.2.1 Béton

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée  $f_{c28}$  et sa masse volumique qui est de l'ordre de  $2.5 \text{ kN/m}^3$ .

Le béton utilisé est d'une résistance caractéristique à 28 jours de 35 MPa (C35/45).

#### IV.2.1.1 Résistance à la compression

Elle se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution et d'une hauteur double de leur diamètre. Le cylindre le plus couramment employé est le cylindre de ( $\Phi = 15,96 \text{ cm}$ ) dont la section est de  $200 \text{ cm}^2$ . La normalisation européenne indique comme dimensions des cylindres  $\Phi = 15 \text{ cm}$  de  $H = 30 \text{ cm}$ .

Le béton étant défini par sa résistance à 28 jours, une relation empirique du BAEL permet de calculer sa résistance au jeune âge :

$$f_{ci} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{ci} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

#### IV.2.1.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par le BAEL :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{pour } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

### IV.2.1.3 Module de déformation longitudinal « E »

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

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

- Le Module de déformation différée : (le retrait et le fluage).

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

### IV.2.1.4 Coefficient de poisson « v »

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de la dimension transversale par rapport à longitudinale.

Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Lorsque le béton est fissuré  $\nu$  devient nul.

On retiendra pour le calcul :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{Zone non fissurée (ELS)} \\ 0 & \text{Zone fissurée} \end{cases}$$

### IV.2.2 Aciers pour le béton

L'acier utilisé pour les armatures est de classe **FeE400** ( $f_y = 400$  MPa).

### IV.2.3 Acier pour la charpente

L'acier utilisé dans la charpente est de type : **S355** dont les caractéristiques sont définies dans la norme (EN 10025-2-2004).

- Module d'élasticité :  $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$
- Coefficient thermique :  $\alpha = 6,6667 \times 10^{-6} \text{ F}^{-1}$
- Densité :  $\rho = 76,98 \text{ KN/m}^3$

### IV.3 Pré-dimensionnement

#### IV.3.1 Arc

Se référant au chapitre précédent, la section qui assurerait le meilleur rendement à l'arc est en forme de caisson dont les caractéristiques sont les suivantes :

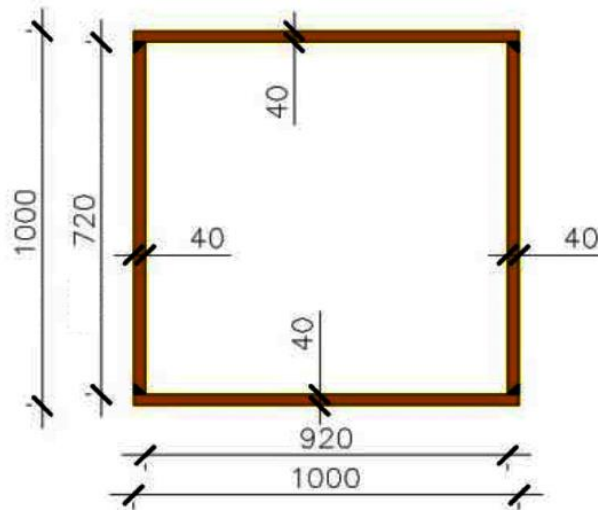


Figure IV.1 : Dimensions de la section transversale de l'arc.

Tableau IV.1 : Caractéristiques sectionnelles de l'arc.

$A \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{sz} \text{ (m}^2\text{)}$	$z(+)\text{ (m)}$	$z(-)\text{ (m)}$
0.154	0.080	0.080	0.500	0.500
$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y(+)\text{ (m)}$	$y(-)\text{ (m)}$
0.035	0.024	0.024	0.500	0.500

$A_{sy}$  : Section transversale dans le sens y ;

$A_{sz}$  : Section transversale dans le sens z ;

$z(+,-)$  : position de l'axe neutre dans le sens z ;

$y(+,-)$  : position de l'axe neutre dans le sens y ;

### IV.3.2 Poutres principales

Les poutres reconstituées soudées (PRS) sont fabriquées sur mesure, par soudage de plaques, et sont utilisées dans les grands ouvrages où les sections prédéfinies n'assurent pas un bon rendement.

Les poutres principales de profil en I sont constituées d'un plat vertical appelé âme pleine et de deux (02) plats horizontaux appelés semelles, disposées à la partie supérieure et inférieure de l'âme et fixés à celle-ci par des cordons de soudure d'angle.

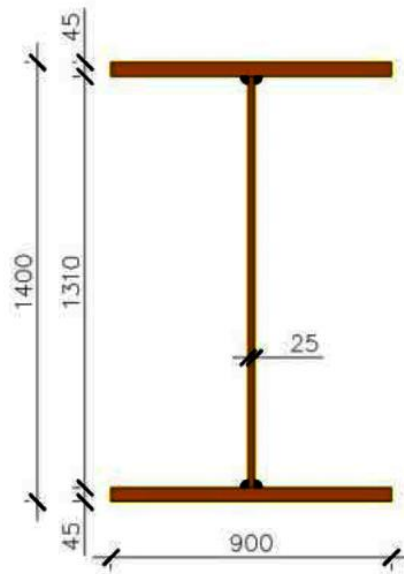


Figure IV.2 : Dimensions de la section transversale de la poutre longitudinale.

Tableau IV.2 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre longitudinale.

<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Asy (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Asz (m<sup>2</sup>)</b>	<b>z(+) (m)</b>	<b>z(-) (m)</b>
0.114	0.067	0.035	0.700	0.700
<b>Ixx (m<sup>4</sup>)</b>	<b>Iyy (m<sup>4</sup>)</b>	<b>Izz (m<sup>4</sup>)</b>	<b>y(+) (m)</b>	<b>y(-) (m)</b>
0.000	0.042	0.005	0.450	0.450

### IV.3.3 Poutres transversale

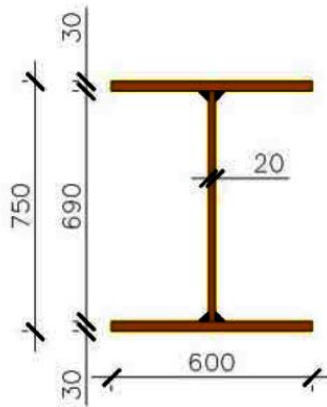


Figure IV.3 : Dimensions de la section transversale de la poutre transversale.

Tableau IV.3 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre transversale.

$A$ (m <sup>2</sup> )	$A_{sy}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{sz}$ (m <sup>2</sup> )	$z(+)$ (m)	$z(-)$ (m)
0.050	0.030	0.015	0.375	0.375
$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$y(+)$ (m)	$y(-)$ (m)
0.000	0.005	0.001	0.300	0.300

### IV.3.4 Poutres de contreventement

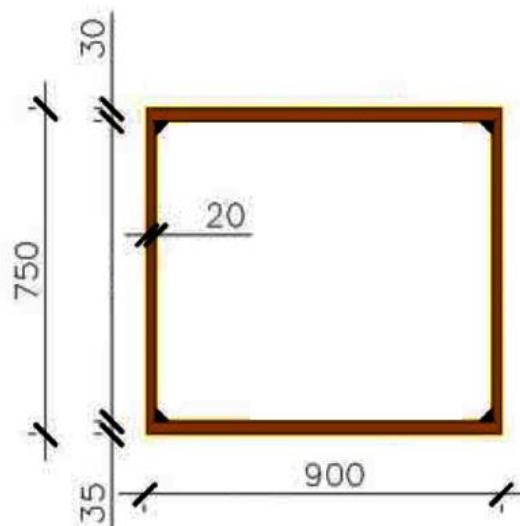


Figure IV.4 : Dimensions de la section transversale de la poutre de contreventement



Tableau IV.4 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre de contreventement

$A$ (m <sup>2</sup> )	$A_{sy}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{sz}$ (m <sup>2</sup> )	$z(+)$ (m)	$z(-)$ (m)
0.086	0.059	0.030	0.392	0.358
$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$y(+)$ (m)	$y(-)$ (m)
0.013	0.009	0.009	0.450	0.450

### IV.3.5 Suspentes

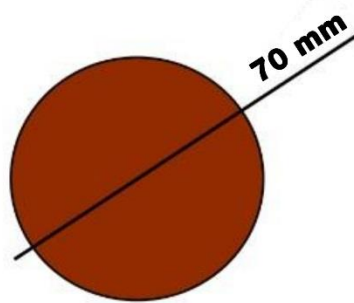


Figure IV.5 : Dimensions de la section transversale des suspentes

Tableau IV.5 : Caractéristiques sectionnelles des suspentes

$A$ (m <sup>2</sup> )	$A_{sy}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{sz}$ (m <sup>2</sup> )	$z(+)$ (m)	$z(-)$ (m)
0.004	0.003	0.003	0.035	0.035
$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{zz}$ (m <sup>4</sup> )	$y(+)$ (m)	$y(-)$ (m)
0.000	0.000	0.000	0.035	0.035

### Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la définition des matériaux utilisés dans la réalisation de l'ouvrage et leurs caractéristiques mécaniques, ainsi qu'au pré-dimensionnement des éléments porteurs de la structure.

Le pré-dimensionnement étant fait, dans le chapitre suivant, on abordera les différents charges et surcharges sollicitant le pont.

# Chapitre V :

## Charges et surcharges

## V.1 Introduction

Dans ce chapitre, on va exposer les différentes charges et surcharges que va supporter l'ouvrage, ainsi que les différentes combinaisons conformément au règlement en vigueur.

Les actions appliquées à un pont à usage ferroviaire sont :

- a) **Les charges permanentes** : Poids propre de la structure métallique, de la dalle ainsi que de tous les équipements du pont comptés comme des charges mortes.
- b) **Les charges variables** : Les charges verticales et horizontales dues au trafic ferroviaire, les charges climatiques et les charges accidentelles (séisme ou déraillement d'un train).

## V.2 Charges permanentes

Les charges permanentes (tableau IV.1) comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non-porteurs et le poids des installations.

Tableau V.1 : Valeurs des charges permanentes

Elément	Poids spécifique	Quantité	Poids
Dalle	2.5 T/m <sup>3</sup>	0.3 x 11.6 x 105 m <sup>3</sup>	913.5 T
Poutres longitudinales	7.85 T/m <sup>3</sup>	2 x 0.114 x 105 m <sup>3</sup>	187.93 T
Poutres transversales	7.85 T/m <sup>3</sup>	54 x 0.05 x 11.6 m <sup>3</sup>	245.86 T
Poutres caisson	7.85 T/m <sup>3</sup>	3 x 0.081 x 11.6 m <sup>3</sup>	22.13 T
Suspentes	7.85 T/m <sup>3</sup>	214.68 x 3.85 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup>	6.52 T
Arc	7.85 T/m <sup>3</sup>	225.92 x 0.154 m <sup>3</sup>	273.12 T
Ballast	1.85 T/m <sup>3</sup>	0.6 x 8 x 105 m <sup>3</sup>	934.5 T
Muret	2.5 T/m <sup>3</sup>	2 x 0.6 x 0.3 x 105 m <sup>3</sup>	94.5 T
Garde-corps	0.15 T/ml	2 x 105 m	31.5 T
Rails et traverses	0.67 T/ml	2 x 105 m	140.7 T
Passage et caniveaux	0.45 T/ml	2 x 105 m	94.5 T

Poids total de l'ouvrage : **2944.76 T**

## V.3 Charges variables

### V.3.1 Charges ferroviaires

#### V.3.1.1 Effet statique

Les actions dues aux circulations ferroviaires sont données pour :

- les charges verticales : modèle de charge 71, modèles de charge SW, train à vide
- les effets dynamiques
- les forces dues à l'effet de lacet
- les forces d'accélération et de freinage

On considère quatre types de trains, selon l'EC-1 : Modèle de charge UIC-71, SW/0, et le SW/2, qui présentent la configuration suivante :

- **Modèle de charge UIC-71**

Le modèle de charges UIC-71 représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale. Il représente les charges verticales sur la voie.

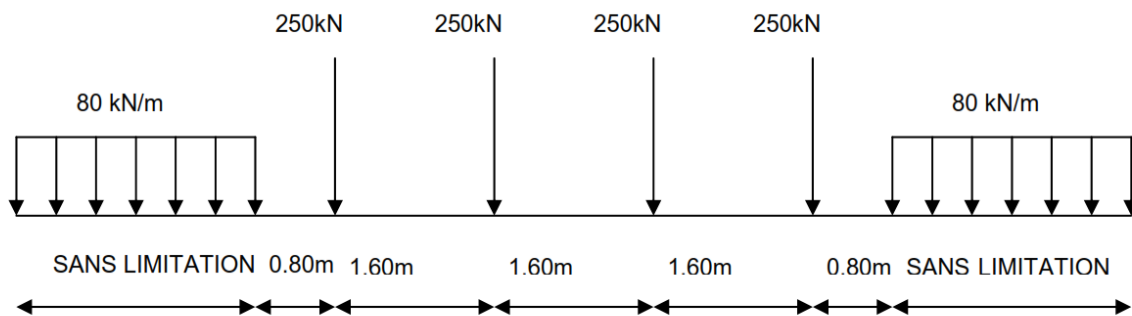


Figure V.1 : Modèle de charge UIC-71

- **Modèle de charge SW**

Les schémas de charges SW représentent l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes. On distingue deux types de charges lourdes : SW/0 et SW/2.

#### 1- Modèle de charge SW/0

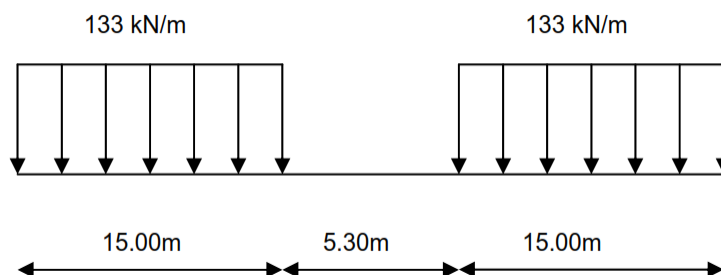


Figure V.2 : Modèle de charge SW/0.

## 2- Modèle de charge SW/2

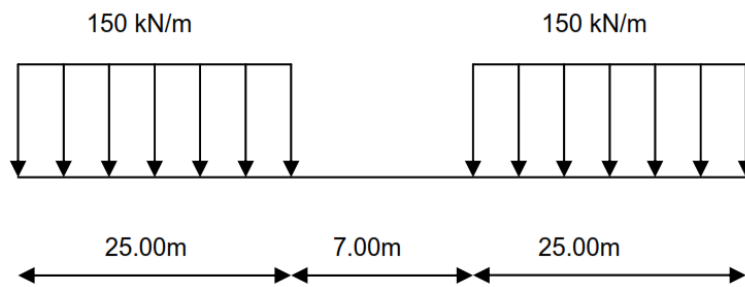


Figure V.3 : Modèle de charge SW/2.

- **Train à vide**

Pour certaines vérifications un schéma de charges particulier est utilisé, dénommé "Train à vide".

Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme de valeur 12.5 kN/ml, appliquée sur toute la longueur de l'ouvrage.

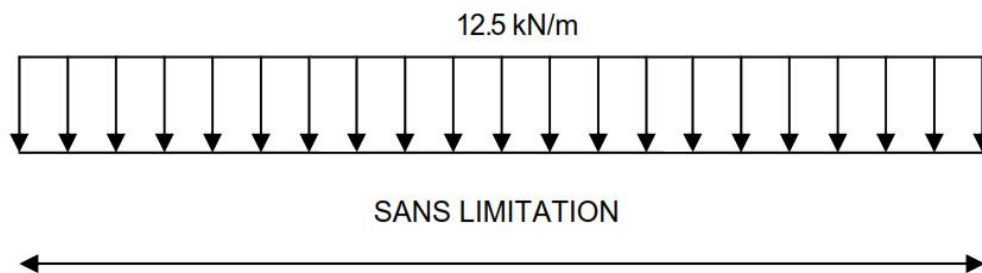


Figure V.4 : Train à vide.

Les valeurs des trains Type UIC-71 et SW/0 sont multipliées par un coefficient de classification  $\alpha$  dont la valeur sera prise égale à  $\alpha = 1.00$ .

L'ouvrage, supportant deux voies, doit être chargé en tenant compte des dispositions contenues dans le tableau 6.5 de l'EC-1 partie 3.

On effectuera alors deux types de vérifications :

- Une ou 2 voies chargées avec le pire des trains UIC-71 ou SW/0 ;
- Une voie chargée avec le train SW/2 et l'autre avec le pire des trains UIC-71 ou SW/0.

Tableau V.2 : Chargement des voies

UIC-71	SW/0	SW/2
VD + VG		
VD		
	VD + VG	
	VD	
VG	VD	
	VG	VD
VG		VD

Où : VD : Voie de Droite chargée / VG : Voie de Gauche chargée

Les efforts produits par effet de ces charges ferroviaires seront multipliées par les coefficients d'impact qui prennent en considération les actions dynamiques sur le tablier et qui seront définies ultérieurement.

### V.3.1.2 Effet dynamique

Les effets des actions et les déformations statiques d'un pont dus aux circulations sont augmentés par les effets suivants :

- la rapidité de mise en charge due à la vitesse du trafic sur l'ouvrage et les effets d'inertie de l'ouvrage qui ne sont pas pris en compte dans les calculs statiques,
- les variations des charges de roue résultant des irrégularités des voies ou des roues,
- le passage de charges successives espacées de façon quasi régulière qui peut faire vibrer la structure et, dans certains cas, créer une résonance (lorsque la fréquence d'excitation correspond à la fréquence propre de la structure, il peut se faire que les vibrations induites par les essieux successifs parcourant l'ouvrage deviennent excessives).

Pour les calculs de structure (contraintes, flèches, etc.), ces effets doivent être pris en compte.

#### a. Domaine d'application

Le coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et de l'effet des vibrations de la structure mais pas des effets de résonance ni des vibrations excessives du tablier.

Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen du coefficient  $\emptyset$ , si les deux conditions sur la vitesse et la flèche sous poids permanent sont toutes les deux vérifiées : le coefficient dynamique n'est valable que pour les vitesses  $V < 220$  km/h et lorsque la flèche maximale du tablier sous les actions permanentes.

- Limite supérieure de la flèche  $\delta_s$  :
 

$4\text{m} < L < 20\text{m}$	$\delta_s = 0.049L^2$ mm
$20\text{m} < L < 100\text{m}$	$\delta_s = 0.564L^{1.184}$ mm
- Limite inférieure de la flèche  $\delta_i$  :
 

$4\text{m} < L < 25\text{m}$	$\delta_i = 0.035L^{1.5}$ mm
$L > 100\text{m}$	Pas de limitation inférieure

On a

$$\left[ \begin{array}{l} L = 52.5 \quad \rightarrow \quad \delta_s = 0.564L^{1.184} = 0.564 \times 52.5^{1.184} = \mathbf{61.37 \text{ mm}} \\ \text{Flèche sous le poids propre : } \mathbf{f = 48.96 \text{ mm}} \\ \mathbf{V = 160 \text{ km/h}} \end{array} \right.$$

**Pas de limitation inférieure**

**Conclusion** : Les conditions sont réunies, l'effet dynamique des charges statiques doit être pris en compte.

### b. Coefficient dynamique $\emptyset$

En optant pour un entretien normal de la voie, le coefficient à retenir est  $\emptyset_3$  dont la formule est :

$$1.00 < \emptyset_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\emptyset - 0.2}} + 0.73 < 2.00$$

Avec :

$L_\emptyset$  (Longueur associée à  $\emptyset$ ) est la longueur "déterminante" (en m) définie au tableau 6.2 de l'EC-3 partie 2.

**Note** : les coefficients dynamiques ont été établis pour des poutres sur appuis simples. La longueur  $L_\emptyset$  permet à ces coefficients d'être utilisés pour d'autres éléments structuraux avec d'autres conditions d'appui.

### c. Longueurs déterminantes $L_{\emptyset}$

En ayant défini les longueurs déterminantes de chaque élément, on peut déterminer le coefficient dynamique de chacun :

Tableau V.3 : Longueurs déterminantes.

Elément	$L_{\emptyset}$	$\emptyset_3$
Arc	26.25	1.169
Poutre longitudinale	63.0	1.009
Poutre transversale	2.86	1.40
Suspente	19.08	1.248

#### V.3.1.3 Démarrage et freinage

En accord avec le chapitre 6.5.3 de l'EC-1-2, les forces de démarrage et de freinage sur les voies seront les suivantes :

- **Force de démarrage par voie :**

$$F_a = \alpha \times 33 \text{ [kN/m]} \times L \text{ [m]} = 1.00 \times 33 \times 105 = 3465 \text{ kN} > 100 \text{ T} \quad \text{UIC-71 et SW}$$

$$F_a = 100 \text{ T}$$

- **Force de freinage par voie :**

$$F_f = \alpha \times 20 \text{ [kN/M]} \times L \text{ [m]} = 1.00 \times 20 \times 105 = 2100 \text{ kN} < 600 \text{ T} \quad \text{UIC-71 et SW/0}$$

$$F_f = 210 \text{ T}$$

$$F_f = 35 \text{ [kN/M]} \times L \text{ [m]} = 35 \times 105 = 3675 \text{ kN} < 600 \text{ T} \quad \text{SW/2}$$

$$F_f = 367.5 \text{ T}$$

#### V.3.1.4 Effort de lacet

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien sur les voies en alignement que sur les voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à 100 kN. Elle ne doit pas être multipliée par le coefficient  $\alpha$  ni par le coefficient  $f$ .

$$F_L = 100 \text{ kN}$$



### V.3.2 Actions climatiques

#### V.3.2.1 Température

On a considéré une variation totale de température égale à  $\Delta T = \pm 25.5^{\circ}\text{C}$  appliquée sur toute la structure.

#### V.3.2.2 Gradient thermique

Gradients thermiques de la section transversale, associés aux variations quotidiennes de température et de radiation solaire, dans le lieu d'implantation. Dans le cas des sections mixtes (béton et acier), on utilisera une action thermique spécifique beaucoup plus pertinente : différence de températures entre les sections partielles du béton et de l'acier. En raison de la différence thermique de chaque matériel (sections partielles en béton et acier), on considère les effets thermiques de la radiation solaire sur le côté supérieur du tablier (béton avec ballast) et / ou sur la section partielle métallique. On considère les différences de température uniforme entre les deux sections, comme suit :

Tableau V.4 : les différences de température uniforme

Effet considéré	Section partielle	
	Béton	Acier
Section partielle de béton plus chaude que la section partielle en acier	+18°C	0.0
Section partielle en acier plus chaude que la section partielle en béton	0.0	+18°C

#### V.3.2.3 Vent

Vitesse de référence :  $V_{\text{ref}} = 28 \text{ m/s}$

La pression du vent :  $P_w = 120.3 \text{ kg/m}^2$

### V.3.4 Charges accidentelles

#### V.3.4.1 Action sismique

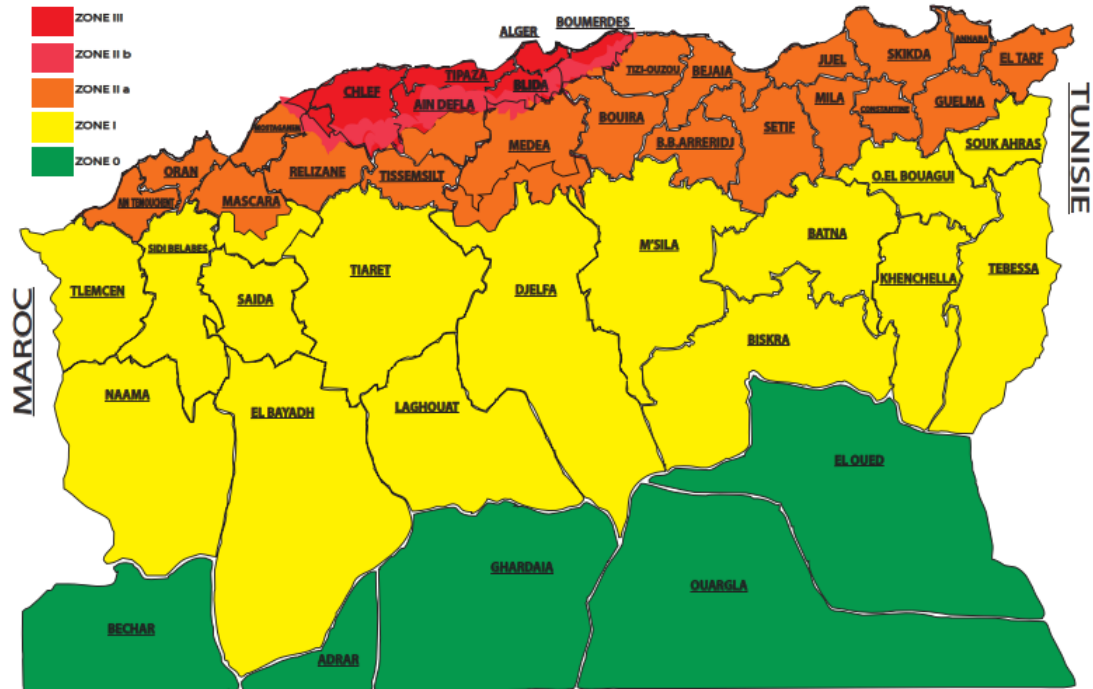


Figure V.5 : Carte de zonage sismique en Algérie (RPOA)

#### a. Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone (**A**) est défini en fonction de la zone sismique et l'importance de l'ouvrage comme suite :

Tableau V.5 : valeur du coefficient de zone (**A**)

Groupe du pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Le viaduc du PK 9+137 est un viaduc classé de groupe 1 (pont stratégique) situé dans la zone sismique IIb. Et par conséquent, le coefficient : **A = 0.3**

L'accélération du terrain est de :  $a_g = 0.30 g$

### b. Détermination des paramètres du site

Les paramètres du site sont déterminés à partir du RPOA 2008 (tableau 3.3), comme le montre le tableau suivant Tableau IV.6 :

Tableau V.6 : les paramètres du site

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (s)	0.15	0.15	0.20	0.20
T <sub>2</sub> (s)	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1.0	1.1	1.2	1.3

D'après le rapport du sol, notre site est de type **S<sub>3</sub> meuble**, et par conséquent les paramètres **S**, **T<sub>1</sub>**, **T<sub>2</sub>**, sont pris égaux à :

$$S = 1.2 ; \quad T_1 = 0.2 s ; \quad T_2 = 0.5 s.$$

### c. Spectre de réponse :

- **spectre de réponse pour les mouvements horizontaux**

Le spectre de réponse pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T), et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par la formule suivante :

$$S_{ae}(T, \xi)_{m/s^2} = \left. \begin{array}{l} AgS \left(1 + \frac{T_1}{T} (2.5\eta - 1)\right) \quad \text{si} \quad 0 < T < T_1 \\ 2.5 \eta AgS \quad \text{si} \quad T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) \quad \text{si} \quad T_2 < T < 3.0s \\ 2.5 \eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) \quad \text{si} \quad T > 3.0 s \end{array} \right\}$$

Avec

$g$  : l'accélération de la pesanteur (= 9.81 m/s<sup>2</sup>) ;

**A** : coefficient d'accélération de zone ;

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ;

**S** : coefficient de site ;

**η** : facteur de correction de l'amortissement ( $\eta = \sqrt{7/2 + \xi}$ ) ;

**ξ** : taux d'amortissement.

**ξ = 5%** (amortissement pour pile en béton armé).

### Elaboration du spectre de réponse élastique horizontal

Tableau V.7 : valeurs des paramètres du spectre de réponse horizontal

	<b>g</b>	<b>A</b>	<b>T<sub>1</sub></b>	<b>T<sub>2</sub></b>	<b>S</b>	<b>ξ</b>	<b>η</b>
<b>Unité</b>	<b>m/s<sup>2</sup></b>	<b>/</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>/</b>	<b>%</b>	<b>/</b>
<b>Valeur</b>	<b>9.81</b>	<b>0.3</b>	<b>0.2</b>	<b>0.5</b>	<b>1.2</b>	<b>5</b>	<b>1</b>

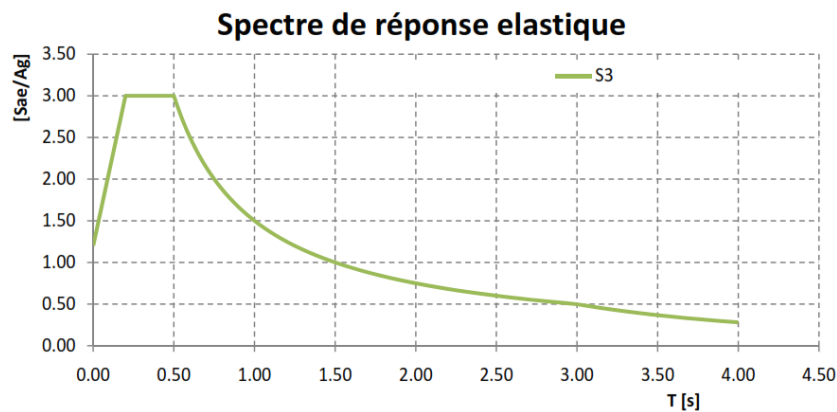


Figure V.6 : spectre de réponse élastique horizontal

- **Spectre de réponse élastique pour les mouvements verticaux**

Tableau V.8 : les paramètres du site

Site	<b>S<sub>1</sub></b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>S<sub>3</sub></b>	<b>S<sub>4</sub></b>
<b>T<sub>1</sub> (s)</b>	0.15	0.15	0.20	0.20
<b>T<sub>2</sub> (s)</b>	0.30	0.40	0.40	0.40

$$S_{ae}^v(T)_{m/s^2} = \left\{ \begin{array}{lll} \alpha A g S \left(1 + \frac{T_1}{T} (2.5\eta - 1)\right) & \text{si} & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \alpha \eta A g S & \text{si} & T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \alpha \eta A g S \left(\frac{T_2}{T}\right) & \text{si} & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5 \alpha \eta A g S \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & \text{si} & T > 3.0s \end{array} \right.$$

Avec :

$\alpha$ : coefficient qui tient compte de la composante verticale en zone de forte sismicité.

$\alpha = 0.7$  pour les zones I, II.a, II.b, et 1.0 pour la zone III.

### Elaboration du spectre de réponse élastique vertical

Tableau V.9 : valeurs des paramètres du spectre de réponse vertical

	<b>g</b>	<b>A</b>	<b>T<sub>1</sub></b>	<b>T<sub>2</sub></b>	<b>S</b>	<b>ξ</b>	<b>η</b>	<b>α</b>
<b>Unité</b>	<b>m/s<sup>2</sup></b>	<b>/</b>	<b>S</b>	<b>S</b>	<b>/</b>	<b>%</b>	<b>/</b>	<b>/</b>
<b>Valeur</b>	<b>9.81</b>	<b>0.3</b>	<b>0.2</b>	<b>0.4</b>	<b>1.2</b>	<b>5</b>	<b>1</b>	<b>0.7</b>

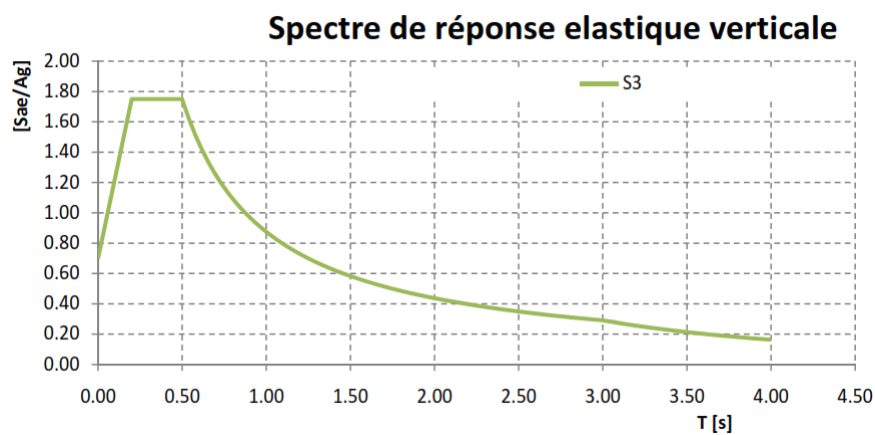


Figure V.7 : spectre de réponse élastique vertical

On distingue trois (03) directions du séisme selon le RPOA 2008 :

- Le séisme longitudinal appliqué au sens longitudinal du pont, qui génère les efforts  $E_x$  ;
- Le séisme transversal appliqué au sens transversal à l'axe du pont, qui génère les efforts  $E_y$ ,
- Le séisme vertical appliqué dans la direction de la gravité.

Les combinaisons des forces sismiques à effectuer sont déterminées à partir du paragraphe 4.3.2.5 dans le RPOA 2008, comme suite :

$$E = E_x \pm 0.30E_y \pm 0.30E_z$$

$$E = E_y \pm 0.30E_x \pm 0.30E_z$$

$$E = E_z \pm 0.30E_x \pm 0.30E_y$$

#### V.4 Combinaisons de charges

On a considéré les combinaisons d'actions ainsi que les coefficients de sécurité selon l'EC-2.

##### V.4.1 Etat Limite Ultime

Les hypothèses de calcul considérées sont les suivantes :

- a. Situations persistantes ou transitoires :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- b. Situations accidentelles :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- c. Situations accidentelles de séisme :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

##### V.4.2 Etat Limite de Service

Les hypothèses de calcul considérées, sont les suivantes :

- a. Combinaison peu fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_1 Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} Q_{k,i}$$

b. Combinaison fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

c. Combinaison presque permanente :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Où

G	Valeur caractéristique des charges permanentes
G*	Valeur caractéristique des charges permanentes de valeur non constante
P <sub>k</sub>	Valeur caractéristique de l'action de la précontrainte
Q <sub>k1</sub>	Valeur caractéristique de la charge variable dominante
A <sub>k</sub>	Valeur caractéristique de l'action accidentelle
A <sub>E,k</sub>	Valeur caractéristique de l'action sismique
ψ <sub>0</sub> , ψ <sub>1</sub> , ψ <sub>2</sub>	Valeur de combinaison de charges

Tableau V.10 : valeurs des coefficients de pondération des combinaisons de charges

		ELS	ELU/PT	ELU/ACC				
		γ	γ	γ	Ψ <sub>0</sub>	Ψ <sub>1</sub>	Ψ <sub>1</sub>	Ψ <sub>2</sub>
Charges permanentes		1.00	1.35	1.00				
Surcharges ferroviaires	UIC 71	1.00	1.45	1.00	0.80	1.00	0.80	0.30
	SW0	1.00	1.45	1.00	0.80	1.00	0.80	0.30
	SW2	1.00	1.20	1.00	0.00	1.00	0.80	0.30
Surcharges non ferroviaire		1.00	1.50	1.00	0.80	0.80	0.50	0.00
Surcharges climatiques	Vent	1.00	1.50	1.00	0.60	0.60	0.50	0.00
	Température	1.00	1.50	1.00	0.60	0.80	0.60	0.50

## Conclusion

Dans ce chapitre, on a défini les charges permanentes dues aux poids propres des éléments porteurs, les charges mortes, et les différents systèmes de charge liés au trafic ferroviaire, ainsi que les actions climatiques et accidentelles.

Le chapitre suivant fera objet d'une étude statique et élaboration d'une note de calcul détaillée sur l'analyse de la structure.



# Chapitre VI :

## Etude statique

## VI.1 Introduction

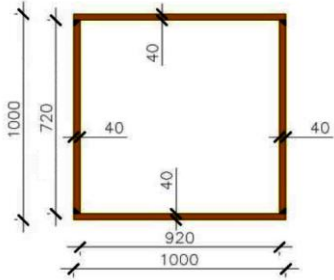
Dans le présent chapitre, nous allons procéder à la vérification des sections des éléments face aux contraintes développées par les charges statiques.

## VI.2 Vérification des éléments de la charpente

### VI.2.1 Arc

Les caractéristiques sectionnelles de l'arc sont exposées dans le tableau VI.1.

Tableau VI.1 : Caractéristiques sectionnelles de l'arc.

Classe: 1 $A = 0.154 \text{ m}^2$ $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ $f_y = 355 \text{ MPa}$						
Sens		$I \text{ (m}^4\text{)}$	$W_{pl} \text{ (m}^3\text{)}$	$M_{pl} \text{ (MNm)}$	$N_{pl} \text{ (MN)}$	$V_{pl} \text{ (MN)}$
	Z	0.024	0.048	15.5		28.69
	Y	0.024	0.048	15.5		28.69
	X				49.5	

### VI.2.1.1 Vérification à l'état limite ultime

- **Interaction Tranchant-Moment fléchissant**

$V_{Ed} = 1,04 \text{ MN} < V_{pl,Rd} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de diminuer la capacité à la flexion de la poutre.

La vérification vis-à-vis de l'interaction d'efforts Tranchant-Moments fléchissant s'est portée sur la vérification des éléments constituant l'arc suivant la formule ci-dessous :

$$\frac{V_{Ed}}{A f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M0}} < 1$$

- **Interaction effort axial-Moment fléchissant**

La vérification vis-à-vis de l'interaction d'efforts Normal-Moments fléchissant suit le même principe que la vérification à l'interaction d'effort Tranchant- Moment fléchissant suivant la formule ci-dessous :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Il faut aussi vérifier la condition suivante :

$$M_{n,Rd} > M_{Ed}$$

Avec :  $M_{n,Rd}$  le moment ultime de résistance réduit en présence d'un effort axial.

$$M_{n,Rd} = 1,26 \times M_{pl,Rd} \times (1 - n) \quad \text{avec} \quad n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

### VI.2.1.2 Vérification à l'état limite de service

La vérification à l'état limite de service s'effectue en vérifiant les contraintes dans les éléments constituant l'arc, comme suite :

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M_y \cdot y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser}} \\ \tau &= \frac{T}{A} < \tau_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser} \sqrt{3}} \end{aligned} \right\}$$

### VI.2.1.3 Flambement de l'arc

Le viaduc modélisé est défini par une paire d'arcs qui ne présentent pas de contreventement tout au long de la travée (à exception des trois poutres de contreventement disposées au tablier au niveau de chaque culée et au niveau de la pile centrale). Cette particularité fait que chaque arc soit sensible au flambement dans la direction perpendiculaire à sa directrice, soit au flambement hors du plan causé par les actions transversales : vent et séisme.

Pour analyser la sensibilité de l'arc face au flambement dû aux actions transversales, on a procédé à deux (02) types d'analyse :

- Analyse du flambement de la structure ;
- Analyse de l'influence des éléments de contreventement.

### a. Analyse du flambement de la structure

Dans cette analyse, on a considéré un modèle de structure idéale, c'est-à-dire, une structure qui ne présente pas de déformations initiales, et par conséquent, une structure qui se définit par un comportement linéaire en tant qu'efforts et déformations.

Pour la détermination de ces paramètres de flambement propres à l'arc, dans et hors du plan, on a effectué une comparaison entre les paramètres définis dans l'annexe D de l'EC3-2 et les paramètres issus de l'analyse réalisée avec le logiciel **MIDAS Civil**. Dans ce dernier cas, les paramètres s'obtiennent à partir des valeurs de  $N_e$  de l'arc (charge critique d'Euler) que donne le logiciel.

L'effort de flambement critique exercé dans l'arc pour le flambement dans le plan s'exprime par :

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{\beta s} \right)^2 EI_y$$

Où

$\beta$  : Coefficient de longueur de flambement ;

s : demi-longueur de l'arc.

L'effort de flambement critique exercé dans l'arc pour le flambement hors du plan s'exprime par :

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{\beta l} \right)^2 EI_z$$

Où

l : longueur projetée de l'arc.

Pour la détermination de  $\beta$  dans le plan de l'arc, on utilise la figure V.1 donnée par l'Eurocode, pour le cas des ponts arc avec cordon inférieur en traction :

Dans notre cas :

$$\begin{array}{l} \left. \begin{array}{l} l = 52.5 \text{ m} \\ f = 9.25 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow f/L = 0.176 \\ \left. \begin{array}{l} l = 52.5 \text{ m} \\ p = 5.25 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow m = 9 \end{array} \longrightarrow \beta = 0.41$$

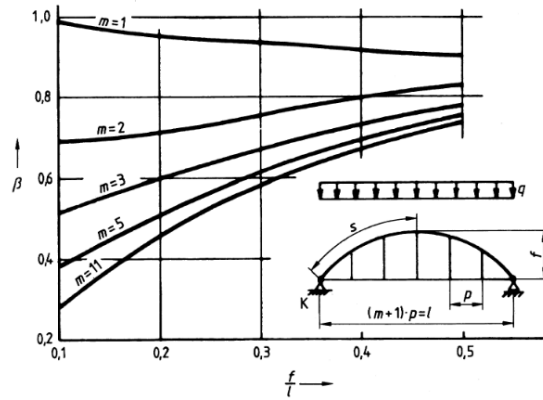


Figure VI.1 : Coefficient de flambement  $\beta$

Pour la détermination de  $\beta$  hors du plan de l'arc, on utilise les tableaux V.2 et V.3 donnés par l'Eurocode 3 Annexe H, pour le cas des ponts arc avec cordon inférieur en traction :

$$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2$$

Tableau VI.2 : Valeurs de  $\beta_1$

$f/l$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	
$I_z$ constant	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07	
$I_z$ variable						
$I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86	

$$\beta_1 = 0.6315$$

Tableau VI.3 : Valeurs de  $\beta_2$

Chargement	$\beta_2$	Commentaires
hypothèse sûre (Le tablier est fixé au sommet de l'arc)	1	<p><math>q</math> charge totale  <math>q_H</math> partie de charge transmise par des suspentes  <math>q_{St}</math> partie de charge transmise par des montants</p>
par des suspentes	$1 - 0,35 \frac{q_H}{q}$	
par des montants	$1 + 0,45 \frac{q_{St}}{q}$	

De même, comme la totalité des charges sont transmises par les montants,  $q_{St}/q = 1$ , cela

détermine une valeur de

$$\beta_2 = 1.45$$

$$\beta = 0.6315 \times 1.45 = 0.916$$

L'effort critique de flambement donné par l'Eurocode :

$$\text{Dans le plan : } N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta_s}\right)^2 EI_y = 92.76 \text{ MN}$$

$$\text{Hors du plan : } N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta_l}\right)^2 EI_z = 21,34 \text{ MN}$$

D'autre part à l'aide du **MIDAS Civil**, on peut déterminer la charge axiale ultime des différents éléments et vérifier ainsi la validité des expressions fournies par l'Eurocode.

Le logiciel, à partir des hypothèses de charge et d'appui, calcule un coefficient de multiplication  $k$ . à partir de cette valeur et de l'expression de  $N_E$ , on peut déduire la valeur de  $\beta$  :

$$\left. \begin{array}{l} N_E = k \cdot N_d \\ N_E = \frac{\pi^2 EI}{(\beta L)^2} \end{array} \right\} \longrightarrow \beta = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EI}{k N_d}}$$

D'après les résultats fournis par le Logiciel, l'effort maximal au niveau des extrémités de chaque arc est de l'ordre de 9 MN, une valeur nettement inférieure à la valeur critique du flambement. La sécurité de l'arc face au flambement est assurée. Une performance pouvant être améliorée par la disposition d'éléments de contreventement, l'analyse suivante va déterminer cette influence.

### b. Analyse de l'influence des éléments de contreventement

On a analysé l'influence de la rigidité des poutres de contreventement disposées au tablier (au niveau des culées et de la pile) dans le comportement de l'arc face au flambement.

Pour cela, nous allons comparer les valeurs de  $k = \frac{N_{cr}}{N_d}$  dans 4 situations :

1. On dispose de trois poutres de contreventement, une sur chaque culée et une troisième sur la pile. Ces poutres de contreventement ont un moment d'inertie  $I = 9,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$  ;
2. Même situation que le cas 1, mais on multiplie l'inertie des poutres par 100 tel que  $I' = 100 \times I = 0,925 \text{ m}^4$  ;
3. Aux trois poutres de contreventement du cas 1, on ajoute une poutre de contreventement au sommet de chaque paire d'arc avec la même rigidité ;
4. On ne dispose pas de poutres de contreventement ; et celles-ci sont remplacées par des poutres transversales.

Les résultats de l'analyse sont exposés dans le tableau VI.4 suivant :

Tableau VI.4 : Valeurs de  $k$  et  $\beta$  pour chaque type de contreventement.

Cas	$k$	$\beta$
1	7.331	0.656
2	7.334	0.655
3	7.528	0.647
4	7.149	0.664

**Constatations :**

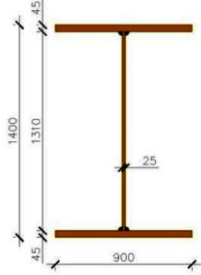
- A partir des cas (1 et 2), On peut observer que les longueurs de flambement varient très faiblement avec la rigidité des poutres de contreventement, car un moment d'inertie de la poutre de contreventement 100 fois supérieure ne cause qu'une réduction de 0.15% de la longueur de flambement de l'arc.
- En comparant les valeurs des cas (1 et 4), on peut justifier la nécessité de disposer au moins ces trois poutres de contreventement, car celles-ci réduisent la longueur de flambement de l'arc, et améliorent le comportement de celui-ci face à l'instabilité.
- En comparant les résultats des cas (1 et 3), on peut justifier la non-disposition des poutres de contreventement au sommet des arcs, car celle-ci ne réduit que de 1,37% la longueur de flambement de l'arc.

Face à ces constatations, l'utilisation du contreventement par les poutres caissons au niveau des appuis est amplement justifiée.

## VI.2.2 Poutres longitudinales

Les caractéristiques sectionnelles de la poutre longitudinale sont exposées dans le tableau VI.5.

Tableau VI.5 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre longitudinale

Classe : 1 $A = 0.114 \text{ m}^2$ $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ $f_y = 355 \text{ MPa}$						
Sens		$I \text{ (m}^4\text{)}$	$W_{pl} \text{ (m}^3\text{)}$	$M_{pl} \text{ (MNm)}$	$N_{pl} \text{ (MN)}$	$V_{pl} \text{ (MN)}$
	Z	0.005	0.00714	2.3		21.24
	Y	0.042	0.09333	30.12		21.24
	X				36.79	

### VI.2.2.1 Vérification à l'état limite ultime

- Interaction Tranchant-Moment fléchissant**

$V_{Ed} = 1.417 \text{ MN} < V_{pl,Rd} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de diminuer la capacité à la flexion de la poutre.

La vérification vis-à-vis de l'interaction d'efforts Tranchant-Moments fléchissant s'est portée sur la vérification des éléments constituant les poutres longitudinales suivant la formule ci-dessous :

$$\frac{V_{Ed}}{A f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M0}} < 1$$

- Interaction effort axial-Moment fléchissant**

La vérification vis-à-vis de l'interaction d'efforts Normal-Moments fléchissant s'est portée sur la vérification des éléments constituant les poutres suivant la formule ci-dessous :

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M0}} < 1$$



Il faut aussi vérifier la condition suivante :

$$M_{n,Rd} > M_{Ed}$$

**VI.2.2.2 Vérification à l'état limite de service**

La vérification à l'état limite de service s'effectue en vérifiant les contraintes dans les éléments constituant les poutres longitudinales, comme suite :

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M_y \cdot y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser}} \\ \tau &= \frac{T}{A} < \tau_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser} \sqrt{3}} \end{aligned} \right\}$$

**VI.2.2.3 Vérification au déversement**

Selon l'Eurocode 3 partie 1-1 (6.3.2.1) :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right]$$


Dans le cas d'une poutre bi symétrique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g) \right]$$

Selon les conditions d'appui : **k= 1.00** **k<sub>w</sub>= 1.00**

Selon le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Valeurs de C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub> selon le mode de chargement.

Mode de chargement	k <sub>y</sub> = 1.0		
	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>
	1.13	0.46	0.53

Soit I<sub>w</sub> l'inertie de gauchissement de la section.

$$I_w = I_z h^2/4 \quad \text{pour les profils en I}$$

Avec : h= distance entre les centres de gravité des semelles.

$$I_w = 0,05 \times \frac{1,355^2}{4} = 22,95 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$M_{cr} = 1.13 \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,005}{52,5^2} \left[ \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right) \frac{22,95 \cdot 10^{-3}}{0,005} + \frac{(1,52,5)^2 \cdot 8,08 \cdot 10^4 \cdot 0,042}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,005} + (0,45 \cdot 0,7)^2 - (0,45 \cdot 0,7)} \right]$$

$$M_{cr} = 126,65 \text{ MN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{plf_y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 0,093 \cdot 355}{126,65}} = 0,51 > 0,4 \rightarrow \text{Nécessité de vérification au déversement}$$

➤ **Détermination de la courbe de déversement :**

Tableau VI.7 : Courbes de déversement recommandées pour une section transversale.

Sections transversales	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	<b>a</b>
	$h/b > 2$	<b>b</b>
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$	<b>c</b>
	$h/b > 2$	<b>d</b>
Autres sections	—	<b>d</b>

Section en I soudée  $\rightarrow h/b = 1,56 < 2 \rightarrow$  **Courbe (c)**

**Détermination de  $\alpha_{LT}$  :**

Tableau VI.8 : Valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection.

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha_{LT} = 0,49$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,49(0,51 - 0,2) + 0,26] = 0,71$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,71 + \sqrt{0,71^2 + 0,51^2}} = 0,63 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,63 \cdot 0,093 \cdot 355}{1,1} = 18,91 \text{ MNm}$$

$$M_{b,Sd} = 7.513 \text{ MNm} < M_{b,Rd}$$

La sécurité face au déversement de la poutre est vérifiée.

### VI.2.2.4 Vérification au voilement de l'âme

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes.

- **Cisaillement de l'âme**

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, la contrainte admissible de cisaillement de l'âme est définie comme suit :

$$\tau_{adm} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement maximale dans l'âme est :

$$\tau_{ame} = \frac{T}{A} = \frac{1.33}{0.114} = 11.7 \text{ MPa} < \tau_{adm}$$

- **Voilement de l'âme**

Selon l'Eurocode 3 partie 2, on doit vérifier la condition suivante :

$$\left( \frac{\sigma}{1.1\sigma_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{1.1\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1,00$$

Avec :

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

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

Le panneau est délimité par les semelles et les poutres transversales.

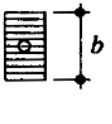
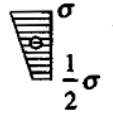
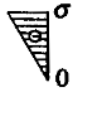
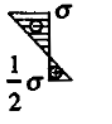

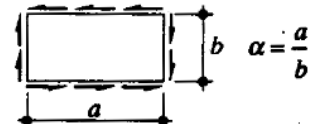
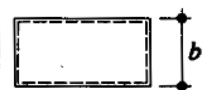
$$a = 1.945 \text{ m} \quad b = 1.310 \text{ m} \quad \alpha = \frac{1945}{1310} = 1,48 > 1$$

Ce qui implique, d'après le tableau suivant :

$$k_\sigma = 23,9$$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{1,48^2} = 7,17$$

Tableau VI.9 : Valeur de k selon les conditions limites.

Conditions de bord	Contraintes normales					Contraintes de cisaillement (formules approchées)
						
	4.00	5.32	7.81	13.40	23.9	$\alpha \geq 1 : k = 5.34 + (4.00/\alpha^2)$ $\alpha \leq 1 : k = 4.00 + (5.34/\alpha^2)$

$$\sigma_{cr} = 1.6 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = 0.5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

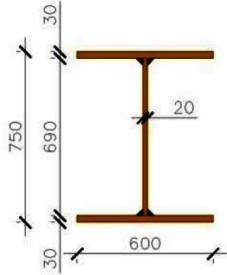
$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{10.567}{0.114} + \frac{7.513 \cdot 0.7}{0.042} = 217.9 \text{ MPa} \\ \tau_{ame} &= \frac{1.33}{0.114} = 11.7 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \left( \frac{217.9}{1.1 \cdot 1600} \right)^2 + \left( \frac{11.7}{1.1 \cdot 500} \right)^2 = 0.016 \leq 1.00$$

Il n'y a donc pas de risque de voilement de l'âme et il n'y a pas lieu de disposer des raidisseurs.

### VI.2.3 Poutres transversales (entretoises)

Les caractéristiques sectionnelles de la poutre transversale sont exposées dans le tableau VI.10.

Tableau VI.10 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre transversale (entretoise)

Classe : 1 $A = 0.050 \text{ m}^2$ $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ $f_y = 355 \text{ MPa}$						
						
Sens		$I \text{ (m}^4\text{)}$	$W_{pl} \text{ (m}^3\text{)}$	$M_{pl} \text{ (MNm)}$	$N_{pl} \text{ (MN)}$	$V_{pl} \text{ (MN)}$
	Z	0.001	0.00267	0.86		9.32
	Y	0.005	0.01667	5.38		9.32
	X				16.14	

#### VI.2.3.1 Vérification à l'état limite ultime

- **Interaction Tranchant-Moment fléchissant**

$V_{Ed} = 1.417 \text{ MN} < V_{pl,Rd} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de diminuer la capacité à la flexion de la poutre.

La vérification vis-à-vis de l'interaction d'efforts Tranchant-Moments fléchissant s'est portée sur la vérification des éléments constituant les poutres suivant la formule ci-dessous :

$$\frac{V_{Ed}}{A f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M0}} < 1$$

- **Interaction effort axial-Moment fléchissant**

La vérification vis-à-vis de l'interaction d'efforts Normal-Moments fléchissant s'est portée sur la vérification des éléments constituant les poutres suivant la formule ci-dessous :

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M0}} < 1$$

Il faut aussi vérifier la condition suivante :

$$M_{n,Rd} > M_{Ed}$$

### VI.2.3.2 Vérification à l'état limite de service

La vérification à l'état limite de service s'effectue en vérifiant les contraintes dans les éléments constituant les poutres transversales, comme suite :

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M_y \cdot y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser}} \\ \tau &= \frac{T}{A} < \tau_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser} \sqrt{3}} \end{aligned} \right\}$$

### VI.2.3.3 Vérification au déversement

Selon les conditions d'appui : **k= 1.00** **k<sub>w</sub>= 1.00**

Selon le tableau V.6 : **C<sub>1</sub>= 1.13** **C<sub>2</sub>= 0.46**

$$I_w = 0.05 \times 0.72^2 / 4 = 1.296 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$M_{cr} = 1.13 \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,005}{11,6^2} \left[ \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right) \frac{1.296 \cdot 10^{-4}}{0,001} + \frac{(1,11,6)^2 \cdot 8,08 \cdot 10^4 \cdot 0,005}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,001} + (0,45 \cdot 0,375)^2 - (0,45 \cdot 0,375)} \right]$$

$$M_{cr} = 461,74 \text{ MN.m}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 0,1667 \cdot 355}{461,74}} = 0,113 < 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{Pas de vérification au déversement}$$

### VI.2.3.4 Vérification du voilement de l'âme :

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes.

- **Cisaillement de l'âme :**

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, la contrainte admissible de cisaillement de l'âme est définie comme suit :

$$\tau_{adm} = 205 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement maximale dans l'âme est :

$$\tau_{ame} = \frac{T}{A} = \frac{0.53}{0.05} = 1.06 \text{ MPa}$$

- **Voilement de l'âme :**

Le panneau est délimité par les semelles et les poutres transversales.

$$a = 11.6 \text{ m} \quad b = 0.69 \text{ m} \quad \alpha = \frac{11.6}{0.72} = 16.11 > 1$$

Ce qui implique, d'après le tableau V.9 :

$$k_{\sigma} = 23.9$$

$$k_{\tau} = 5.34 + \frac{4}{16.11^2} = 5.36$$

$$\sigma_{cr} = 3.8 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = 0.85 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

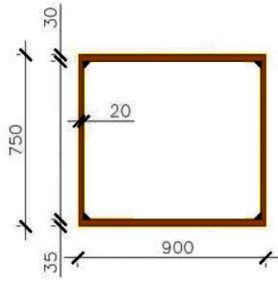
$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{1.257}{0.05} + \frac{1.63 \cdot 0.375}{0.005} = 146.64 \text{ MPa} \\ \tau_{ame} &= \frac{0.53}{0.05} = 10.6 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \left( \frac{146.64}{1.1 \cdot 3800} \right)^2 + \left( \frac{10.6}{1.1 \cdot 850} \right)^2 = 0.001 \leq 1.00$$

Il n'y a donc pas de risque de voilement de l'âme et il n'y a pas lieu de disposer des raidisseurs.

### VI.2.4 Poutres transversales de contreventement

Les caractéristiques sectionnelles de la poutre de contreventement sont exposées dans le tableau VI.11.

Tableau VI.11 : Caractéristiques sectionnelles de la poutre transversale de contreventement.

Classe: 1 $A = 0.086 \text{ m}^2$ $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ $f_y = 355 \text{ MPa}$						
Sens		$I \text{ (m}^4\text{)}$	$W_{pl} \text{ (m}^3\text{)}$	$M_{pl} \text{ (MNm)}$	$N_{pl} \text{ (MN)}$	$V_{pl} \text{ (MN)}$
	Z	0.009	0.023	7.42		16.02
	Y	0.0086	0.02	6.45		16.02
	X				27.75	

#### VI.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime

- **Interaction Tranchant-Moment fléchissant**

$V_{Ed} = 1.417 \text{ MN} < V_{pl,Rd} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de diminuer la capacité à la flexion de la poutre.

La vérification vis-à-vis de l'interaction d'efforts Tranchant-Moments fléchissant s'est portée sur la vérification des éléments constituant les poutres transversales suivant la formule ci-dessous :

$$\frac{V_{Ed}}{A f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M0}} < 1$$

- **Interaction effort axial-Moment fléchissant**

La vérification vis-à-vis de l'interaction d'efforts Normal-Moments fléchissant s'est portée sur la vérification des éléments constituant les poutres suivant la formule ci-dessous :



$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z f_y / \gamma_{M0}} < 1$$

Il faut aussi vérifier la condition suivante :

$$M_{n,Rd} > M_{Ed}$$

#### VI.2.4.2 Vérification à l'état limite de service

La vérification à l'état limite de service s'effectue en vérifiant les contraintes dans les éléments constituant les poutres de contreventement, comme suit :

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M_y \cdot y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser}} \\ \tau &= \frac{T}{A} < \tau_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser} \sqrt{3}} \end{aligned} \right\}$$

#### VI.2.4.3 Vérification au déversement

Selon l'Eurocode 3 partie 1-1 (6.3.2.1) :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[ \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right]$$

$$\beta = z_c + \frac{1}{2 I_y} \left[ b_2 \left( \frac{8 c_2^3 t_2}{12} + 2 c_2 t_2 b_2^2 + \frac{b_2^3 d}{4} \right) - b_1 \left( \frac{8 c_1^3 t_1}{12} + 2 c_1 t_1 b_1^2 + \frac{b_1^3 d}{4} \right) \right]$$

Selon les conditions d'appui : **k= 1.00** **k<sub>w</sub>= 1.00**

Selon le tableau V.6 : **C<sub>1</sub>= 1.13** **C<sub>2</sub>= 0.46** **C<sub>3</sub> = 0.53**

Soit **I<sub>w</sub>** l'inertie de gauchissement pour une section mono symétrique :

$$I_w = \frac{2 (b_1 + b_2)^2 c_1^3 t_1 c_2^3 t_2}{3 (c_1^3 t_1 + c_2^3 t_2)}$$

$$I_w = 1.14 \text{ m}^4$$

$$M_{cr} = 7263,09 \text{ MN.m}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_w W_p f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 0,023 \cdot 355}{7263,09}} = 0,001 < 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{Pas de vérification au déversement}$$

#### VI.2.4.4 Vérification du voilement des plaques du caisson

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour toutes les plaques du caisson.

- **Cisaillement des plaques verticales**

L'effort tranchant est entièrement repris par les plaques verticales, la contrainte admissible de cisaillement est définie comme suit :

$$\tau_{adm} = 205 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement maximale est :

$$\tau_{ame} = \frac{T}{A} = \frac{0.666}{0.086} = 7.74 \text{ MPa} < \tau_{adm}$$

- **Voilement des plaques verticales**

Les panneaux sont délimités par les semelles, supérieure et inférieure, et les poutres transversales.

$$a = 11.6 \text{ m} \quad b = 0.685 \text{ m} \quad \alpha = \frac{11.6}{0.685} = 16,93 > 1$$

Ce qui implique, d'après le tableau V.9 :

$$k_{\sigma} = 23,9$$

$$k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{13,37^2} = 5,35$$

$$\sigma_{cr} = 15.4 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = 3.45 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma = \frac{1.67 \cdot 0.3921}{0.008} = 81.85 \text{ MPa} \\ \tau_{ame} = \frac{0.666}{0.086} = 7.74 \text{ MPa} \end{array} \right\} \left( \frac{81.85}{1.1 \cdot 15400} \right)^2 + \left( \frac{7.74}{1.1 \cdot 3450} \right)^2 = 0.001 \leq 1,00$$

Il n'y a donc pas de risque de voilement des plaques verticales et il n'y a pas lieu de disposer des raidisseurs.

- **Voilement de la plaque supérieure**

Le panneau est délimité par les plaques verticales et les poutres longitudinales.

$$a = 11.6 \text{ m} \quad b = 0.86 \text{ m} \quad \alpha = \frac{11.6}{0.86} = 13,48 > 1$$

Ce qui implique, d'après le tableau V.9 :

$$k_{\sigma} = 23,9$$

$$k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{15,89^2} = 5,36$$

$$\sigma_{cr} = 5.5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = 1.23 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma = \frac{7.23 \cdot 0.45}{0.009} = 361.5 \text{ MPa} \\ \tau_{ame} = \frac{0.666}{0.086} = 7.74 \text{ MPa} \end{array} \right\} \left( \frac{361.5}{1.1 \cdot 5500} \right)^2 + \left( \frac{7.74}{1.1 \cdot 1230} \right)^2 = 0.004 \leq 1,00$$

Il n'y a donc pas de risque de voilement de la plaque supérieure et il n'y a pas lieu de disposer des raidisseurs.

### VI.2.5 Vérification des suspentes

La valeur de calcul de l'effort de traction  $N_{sd}$  dans les suspentes doit vérifier :

$$N_{sd} < N_{Rd} = \min[N_{pl} ; N_u ; N_{net}]$$

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{M2} = 0,98 \text{ MN} \\ N_{net} = N_{pl} = 1,24 \text{ MN} \end{array} \right\} N_{Rd} = 0,98 \text{ MN}$$

$$N_{sd} = 1,28 \text{ MN} > N_{Rd} \rightarrow \text{Non vérifié}$$

### Redimensionnement des suspentes

La section nécessaire pouvant résister à l'effort sollicitant est :

$$A = \frac{N_{sd}}{(0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2})} = 50.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } D = 2 \cdot \sqrt{\frac{50.08}{\pi}} = 7.99 \text{ cm}$$

On va prendre comme nouveau diamètre des suspentes :  $D' = 10 \text{ cm}$  pour une section :

$$A' = 78.54 \text{ cm}^2$$

### VI.3 Dimensionnement de la dalle

Les différents systèmes de charges pris en considération pour cette analyse sont :

- **Charges permanentes :**

On établira les efforts pour une tranche de dalle de 1 m dans le sens longitudinale et de 0,30 m d'épaisseur.

Les moments sont évalués principalement dans une section (S) autour du milieu de la dalle où les valeurs seront les plus élevées.

Le bilan des charges qui s'appliquent sur la dalle en béton armé (1m x 0,30m) est :

- 7,5 KN/ml due au poids propre de la dalle en béton ;
- 11,1 KN/ml due à la charge du Ballast ;
- 15 KN/ml due à la charge du muret ;
- 1,5 KN/ml due à la charge des garde-corps ;
- 6,7 KN/ml due à la charge des rails et traverses ;
- 4,5 KN/ml due à la charge des passages et caniveaux.

- **Surcharges d'exploitation :**

On a considéré les mêmes systèmes de charge que ceux qui ont été pris pour le calcul des éléments porteurs :

- UIC 71 ;
- SW/0 ;
- SW/2 ;
- Train à vide.

- **Combinaisons de charges :**

On a considéré les mêmes combinaisons que celles qui ont été prises pour le calcul de la structure porteuse.

- **Modélisation :**

Dans le modèle de calcul établi par le logiciel **MIDAS Civil**, on a défini une dalle de 52.5m de longueur et 11.6m de largeur, simplement appuyée sur les poutres transversales.

### VI.3.1 Dimensionnement transversal

#### a. Calcul à l'Etat Limite Ultime

Tableau VI.12 : Caractéristique du panneau dalle.

b(m)	h(m)	d'(m)	d(m)	M <sub>u</sub> (MNm)	μ	Pivot	f <sub>bu</sub> (MPa)	f <sub>su</sub> (MPa)
1	0.3	0.05	0.25	0.549	0.406	B	19.83	348

$$\mu = 0.443 > (\mu_{AB}, \mu_{limite}) \longrightarrow \text{Pivot B} \longrightarrow A_{sc} \neq 0$$

On fixe  $\mu = 0.4$  et  $\alpha = 0.69$

$$\varepsilon_{sc} = 1.57 \text{ ‰} \quad \text{et} \quad \varepsilon_s = 2.48 \text{ ‰}$$

$$A_{sc} = \frac{M_u - 0.8abd^2 \cdot f_{bu}(1 - 0.4\alpha)}{\sigma_{sc}(d - d')} = 8.14 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \emptyset 12$$

$$A_s = \frac{0.8abd \cdot f_{bu} + \sigma_{sc}A_{sc}}{f_{su}} = 86.34 \text{ cm}^2 = 2 \times 9 \text{ } \emptyset 25$$

#### b. Vérification à l'Etat Limite de Service

Pour la vérification à l'ELS, on a considéré une fissuration préjudiciable, la contrainte admissible des armatures s'exprime comme suit :

$$\sigma_{adm} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266,66 \text{ MPa} \\ \max \left( 0,5 f_e = 200 \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} = 228,63 \text{ MPa} \right) \end{array} \right\} = 228,63 \text{ MPa}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  et  $f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,7 \text{ MPa}$

La contrainte admissible du béton comprimé est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{by_1^2}{2} + 15Ay_1 - 15Ad = 0 \rightarrow 0,5y_1^2 + 4,5y_1 - 1,125 = 0 \rightarrow y_1 = 24,4 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section (Acier + béton) :

$$I_{Gz} = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Détermination des contraintes maximales :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I_{Gz}} = 25.6 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}(d - y_1)}{I_{Gz}} = 275.7 \text{ MPa} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{sc} = 252.3 \text{ MPa} > \sigma_{adm}$$

**c. Dimensionnement à l'ELS**

$$\bar{\alpha} = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = 0,579 \rightarrow M_{rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \overline{\sigma}_{bc} b d^2 = 0,3066 \text{ MNm}$$

$$M_{ser} = M_{rb} + M_2 \rightarrow M_2 = 0.1104 \text{ MNm}$$

$$A'_{ser} = \frac{M_2}{\sigma_{sc}(d - d')} = 21.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = \frac{M_{rb}}{d(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3})\overline{\sigma}_s} + A'_{ser} \frac{\sigma_{sc}}{\overline{\sigma}_s} = 90.61 \text{ cm}^2$$

**d. Ferrailage transversal**

$$A_s = \max(A_{ser}, A_{su}) = 90.61 \text{ cm}^2 = \mathbf{2 \times 10 \text{ } \varnothing 25}$$

$$A_{sc} = \max(A'_{ser}, A_{scu}) = 21.88 \text{ cm}^2 = \mathbf{2 \times 10 \text{ } \varnothing 12}$$

**VI.3.2 Dimensionnement longitudinal**

**a. Calcul à l'Etat Limite Ultime**

Tableau VI.13 : Caractéristiques du panneau dalle.

b(m)	h(m)	d'(m)	d(m)	M <sub>u</sub> <sup>+</sup> (MNm)	M <sub>u</sub> <sup>-</sup> (MNm)	μ	Pivot	f <sub>bu</sub> (MPa)	f <sub>su</sub> (MPa)
1	0.3	0.05	0.25	0.185	-0.129	0.165	A	19.83	348

$$\left. \begin{aligned} A_s &= 23.22 \text{ cm}^2 = 9 \text{ } \varnothing 20 \\ A_{sc} &= 0 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{En travées}$$

$$\left. \begin{aligned} A_s &= 0 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} &= 15.73 \text{ cm}^2 = 9 \text{ } \varnothing 16 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{Sur appuis}$$

**b. Vérification à l'Etat Limite de Service**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I_{Gz}} = 13,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s &= 15 \frac{M_{ser}(d - y_1)}{I_{Gz}} = 300,9 \text{ MPa} > \sigma_{adm} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{En travées}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I_{Gz}} = 9,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{sc} &= 15 \frac{M_{ser}(d - y_1)}{I_{Gz}} = 267,7 \text{ MPa} > \sigma_{adm} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{Sur appuis}$$

**c. Dimensionnement à l'ELS**

$$\left. \begin{aligned} \bar{\alpha} &= \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,579 \rightarrow M_{rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \bar{\sigma}_{bc} b d^2 = 0,3066 \text{ MNm} \\ M_{ser} &= 0,151 < M_{rb} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{ser} &= \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3})\bar{\sigma}_s} = 32,74 \text{ cm}^2 = 11 \text{ } \emptyset 20 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{En travées}$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\alpha} &= \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,579 \rightarrow M_{rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \bar{\sigma}_{bc} b d^2 = 0,3066 \text{ MNm} \\ M_{ser} &= 0,093 < M_{rb} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{ser} &= \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3})\bar{\sigma}_s} = 20,16 \text{ cm}^2 = 11 \text{ } \emptyset 16 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{Sur appuis}$$

**d. Ferrailage longitudinal**

$$\left. \begin{aligned} A_{sup} &= 0 \text{ cm}^2 \\ A_{inf} &= \max(A_{ser}, A_{su}) = 32,74 \text{ cm}^2 = 11 \text{ } \emptyset 20 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{En travées}$$

$$\left. \begin{aligned} A_{sup} &= \max(A_{ser}, A_{su}) = 20,16 \text{ cm}^2 = 11 \text{ } \emptyset 16 \\ A_{inf} &= 0 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{En travées}$$



Pour des mesures constructives, on va prolonger les barres et ainsi disposer d'un seul ferrailage qui sera le même sur appuis et en travées vue leur étroitesse.

$$A_{inf} = \max(A_{ser}, A_{su}) = 32,74 \text{ cm}^2 = \mathbf{11 \text{ } \varnothing 20}$$

$$A_{sup} = \max(A_{ser}, A_{su}) = 20,16 \text{ cm}^2 = \mathbf{11 \text{ } \varnothing 16}$$

### VI.3.3 Plans de ferrailage

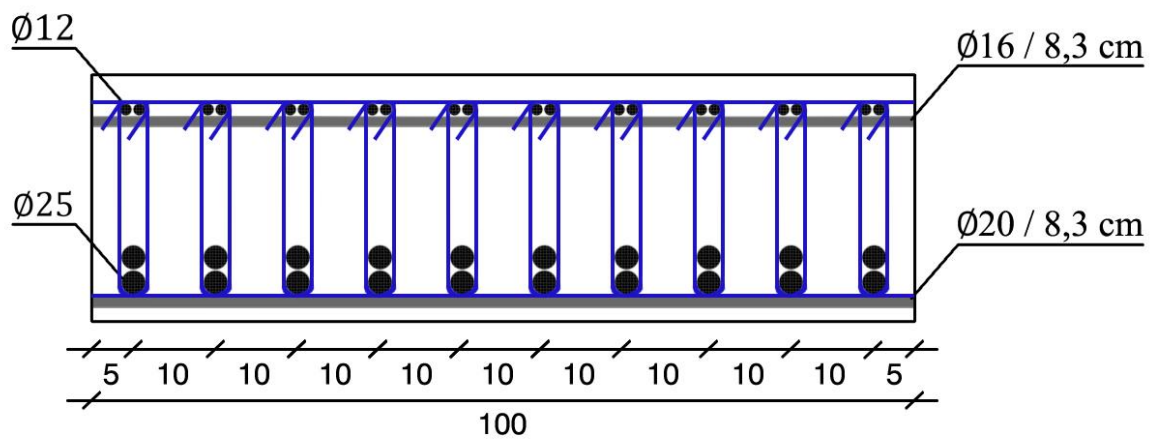


Figure VI.2 : Ferrailage de la dalle.

## VI.4 Vérification de la section mixte

### VI.4.1 Caractéristiques de la section mixte

#### a. Largeur efficace

Selon l'Eurocode 4 partie 2 point 4.2.2.2, il convient de considérer une largeur efficace participante de la dalle comme suit :

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

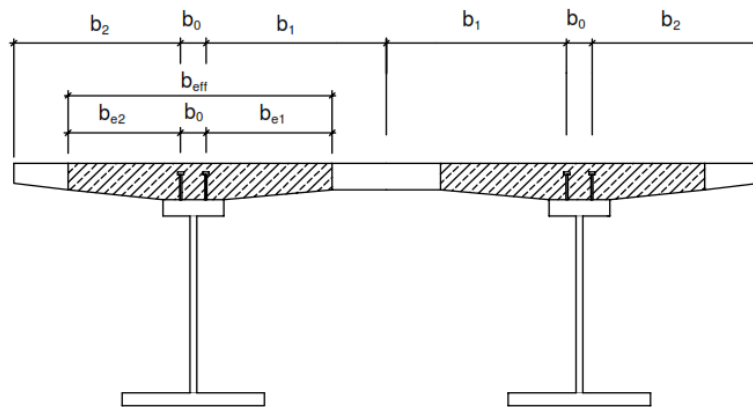


Figure VI.3 : Largeur efficace selon l'Eurocode 4.

$$b_0 = 2 \cdot a_w \quad \text{avec} \quad a_w = \max(2t_f; 200) = \max(2 \cdot 30; 200) = 200 \text{ mm}$$

$$b_0 = 2 \cdot 200 = 400 \text{ mm}$$

$$L_e = 0,25 \left( \frac{1945}{2} + \frac{1945}{2} \right) = 486,25 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{e1} = \frac{0,8L_1}{8} = 194,5 \text{ mm} \\ b_{e2} = \frac{0,8L_1}{8} = 194,5 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 789 \text{ mm}$$

Donc, la section mixte à prendre en considération dans le calcul est :

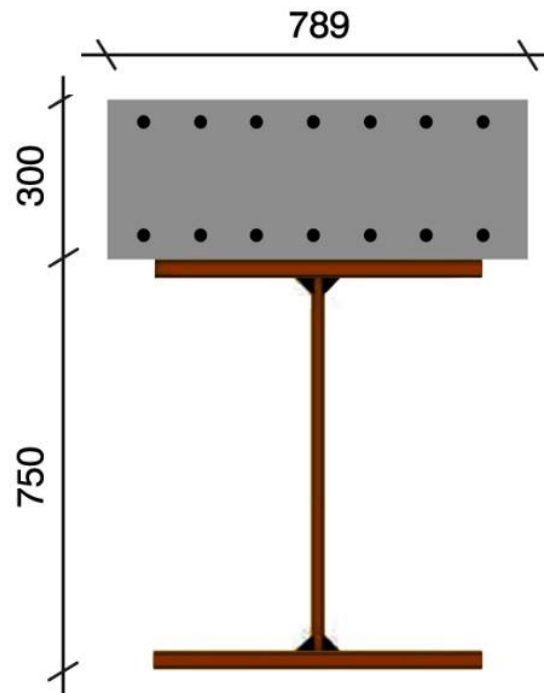


Figure VI.4 : Section mixte.

**b. Coefficient d'équivalence**

$$n = E_a/E_b = 6.16$$

**VI.4.2 Calcul élastique**

**a. Position de l'axe neutre élastique**

Soit le moment statique :

$$S_c = A_c \cdot Z_c = b_{eff} \cdot x(h - x/2)$$

$$S_a = A_a \cdot Z_a$$

$$S_m = A_m \cdot Z_m = \left( A + (b_{eff} x/n) \right) (h - x)$$

L'équilibre des moments statiques s'écrit :

$$S_m = S_a + S_c/n \quad \text{Soit :} \quad \left( A + (b_{eff} x/n) \right) (h - x) = A_a \cdot Z_a + b_{eff} \cdot \frac{x}{n} (h - x/2)$$

$$\left( \frac{b_{eff}}{2n} \right) x^2 + A_a x - A_a (Z_a - h) = 0$$

Après résolution, on obtient :

$$x = \frac{nA_a}{b_{eff}} \left[ -1 + \sqrt{1 - \frac{2b_{eff}}{nA_a} (Z_a - h)} \right] = \frac{9,88 \cdot 500}{78,9} \left[ -1 + \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 78,9}{9,88 \cdot 500} (37,5 - 105)} \right] = 48,62 \text{ cm}$$

Soit la position de l'axe neutre élastique par rapport à la fibre inférieure :

$$Z_m = h - x = 105 - 48,62 = 56,38 \text{ cm}$$

On remarque que  $Z_m < h_a$ , l'axe neutre élastique se trouve dans le profilé métallique, donc il y a lieu de se préoccuper des phénomènes d'instabilité.

### b. Inertie de la section mixte

On calcule l'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique :

$$I_m = I_a + A_a(Z_m - Z_a)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n} \left(\frac{x}{2}\right)^2$$

$$I_m = I_a + A_a(Z_m - Z_a)^2 + \frac{b_{eff} \cdot x^3}{12n} + \frac{b_{eff} \cdot x}{n} \left(\frac{x}{2}\right)^2$$

Soit :

$$I_m = I_a + A_a(Z_m - Z_a)^2 + \frac{b_{eff} \cdot x^3}{3n} = 0,005 + 0,05(0,57 - 0,375)^2 + \frac{0,789 \cdot 0,4862^3}{3 \cdot 9,88}$$

$$I_m = 9,96 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 = 9,96 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

### c. vérification de la section mixte fléchie

on vérifiera les contraintes de l'acier et du béton sous le moment :

$$M_{sd,ser} = 1.58 \text{ MNm}$$

Calcul de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{M_{sd,ser}}{I_m} Z_m = \frac{1.58}{9,96 \cdot 10^{-3}} 0,57 = 90,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a < \frac{f_y}{\gamma_a} = 322,73 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte dans le béton (fibre supérieure) :

$$\sigma_b = \frac{1}{n} \frac{M_{sd,ser}}{I_m} x = \frac{1}{9,86} \frac{1.58}{9,96 \cdot 10^{-3}} 0,49 = 16,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 25,87MPa$$

### VI.4.3 Calcul plastique

#### a. Position de l'axe neutre plastique

La position de l'axe neutre plastique par rapport à la fibre inférieure du profilé métallique est donné par l'équilibre de forces suivant :

$$F_a = F_c$$

avec

$$F_a = N_{pl,a,Rd} = A_a f_y / \gamma_a$$

$$F_c = N_{pl,c,Rd} = A_c \cdot 0,85f_{c28} / \gamma_c \quad \text{où} \quad A_c = b_{eff} \cdot x$$

La condition d'équilibre des forces donne :

$$F_a = F_c \longrightarrow N_{pl,a,Rd} = N_{pl,c,Rd}$$

$$\frac{A_a f_y}{\gamma_a} = A_c \cdot \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_c} \longrightarrow \frac{A_a f_y}{\gamma_a} = b_{eff} \cdot x \cdot \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_c}$$

Après résolution de l'équation, on obtient :

$$x = \frac{A_a f_y / \gamma_a}{b_{eff} \cdot 0,85f_{c28} / \gamma_c} = \frac{0,05 \cdot 355 / 1,1}{0,789 \cdot 0,85 \cdot 35 / 1,15} = 0,79 \text{ m}$$

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

$$z_m = h - x = 105 - 79 = 26 \text{ cm}$$

$z_m < h_a + e$ , donc l'axe neutre plastique de la section mixte se trouve dans le profilé métallique.

#### b. Vérification de la section mixte fléchie

La vérification de la résistance à la flexion sous un moment se fait comme suit :

$$M_{sd} \leq M_{pl,m,Rd}$$

$$M_{sd} = 1,58 \text{ MNm}$$

$$M_{pl,m,Rd} = F_A \left( Z_m - Z_a + \frac{x}{2} \right) = 16,14 \left( 0,26 - 0,375 + \frac{0,79}{2} \right) = 4,52 \text{ MPa}$$

$$M_{sd} < M_{pl,m,Rd}$$

#### V.4.4 Calcul de la connexion acier-béton

Le comportement exact des goujons cisailés échappe au calcul théorique. Leur résistance est établie expérimentalement par l'intermédiaire d'essais « push-out ».

On va utiliser des goujons de 200 mm de hauteur et de 22 mm de diamètre.

##### a. Résistance des goujons :

Basés sur de nombreux résultats d'essais, la valeur de calcul  $P_{Rd}$  de la résistance au cisaillement d'un goujon est définie par les équations suivantes :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \frac{(\pi d^2 / 4)}{\gamma_v} \\ 0,29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v \end{array} \right\}$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 450 \frac{(\pi \cdot 0,022^2 / 4)}{1,25} = 109,48 \text{ KN} \\ 0,29 \cdot 1 \cdot 0,022^2 \frac{\sqrt{(35 \cdot 33,5 \cdot 10^4)}}{1,25} = 384,5 \text{ KN} \end{array} \right\} = 109,48 \text{ KN}$$

$$P_{Rd} = 109,48 \text{ KN}$$

##### b. Effort de cisailement dans la jonction acier-béton :

La fibre neutre de la section se situe à une distance  $Z=26$  cm de la base du profilé métallique, comme le montre la figure suivante :

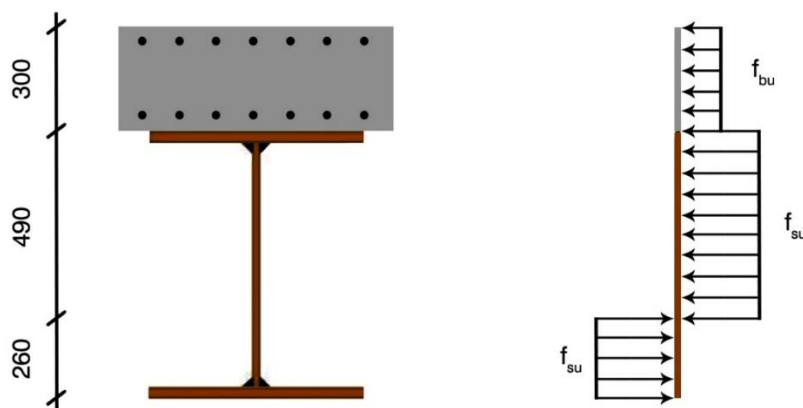


Figure VI.5 : Force de cisailement dans les goujons.

$$F_b = A_b \times \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} = 11572,75 \text{ KN}$$

$$F_a = A_a \times \frac{355}{1,1} = 8778,2 \text{ KN}$$

**c. Calcul du nombre de goujons :**

$$N_{min} = \frac{\min(F_a, F_b)}{P_{Rd}} = \frac{8778,2}{109,84} = 79,9 \approx 80 \sim 7 \text{ goujons/ml}$$

**d. Espacement des goujons :**

$$e_g = \frac{100}{7} = 14,3 \text{ cm}$$

- La distance libre entre le bord de la semelle comprimée et la file la plus proche de connecteurs :

$$\min \left\{ 9 \cdot 3 \cdot \sqrt{\frac{10 \text{ cm}}{235/355}} = 22 \text{ cm} \right\} = 10 \text{ cm} < 60/2 = 30 \text{ cm}$$

On doit donc revoir la disposition des goujons en optant pour 3 files de 4 goujons/ml répartis sur une largeur  $b_0 = 40 \text{ cm}$ , donc :

$$e_g = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

- Espacement entre les axes des connecteurs dans le sens de la compression ne doit pas être supérieur à :

$$25 \cdot 3 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 61 \text{ cm} > e_g$$

- Il convient que l'espacement entre les axes des connecteurs perpendiculairement au sens de la compression :

$$40 \cdot 3 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 97,63 \text{ cm} > \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Enfin la disposition des goujons est schématisée dans la figure VI.6.

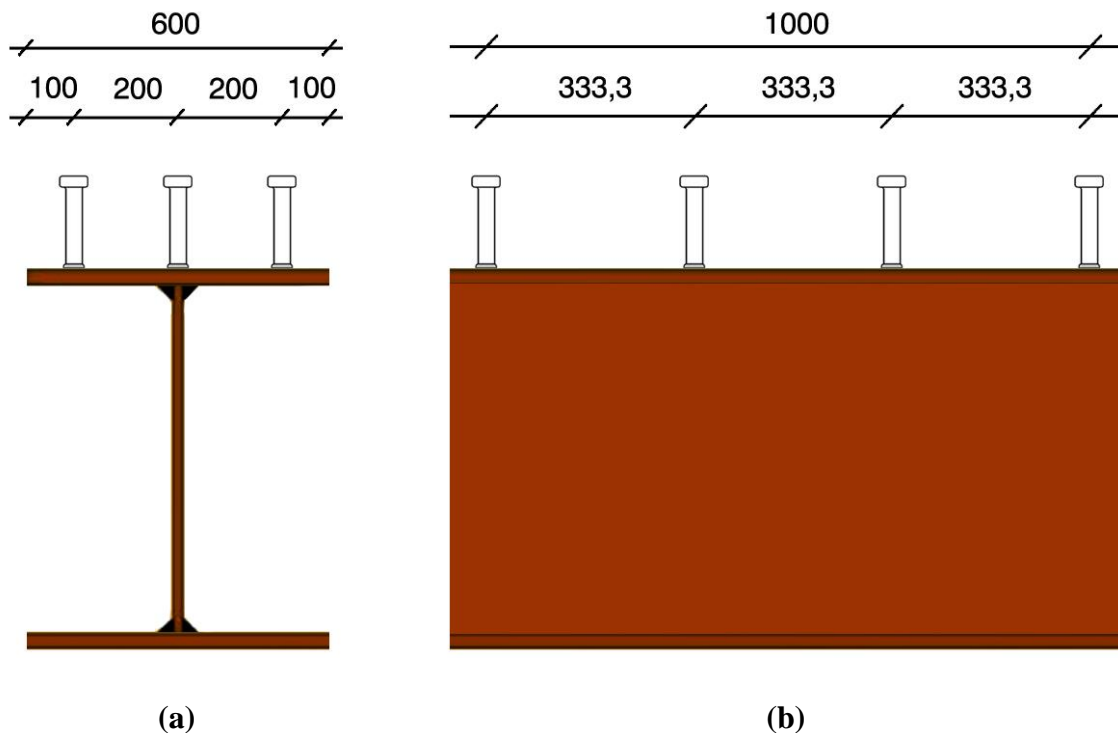


Figure VI.6 : Distribution transversale (a) et longitudinale (b) des goujons sur la poutre transversale.

### Conclusion :

Après avoir prédimensionné les éléments porteurs de l'ouvrage, ce chapitre s'est porté sur l'étude statique et la vérification de ces derniers, ainsi que le dimensionnement de la dalle.

Cette vérification a été effectuée suivant les étapes suivantes :

- Modélisation de la structure : les éléments porteurs de la structure (arc, poutres longitudinales, poutres transversales), ont été modélisés sous forme d'éléments (élément + noeuds).
- Vérification de l'arc : les éléments de l'arc ont été vérifiés aux états limites ultime et de service, ainsi qu'au flambement. L'analyse a montré que la stabilité des éléments de l'arc est assurée.
- Vérification des poutres longitudinales : les éléments constituant les poutres longitudinales ont été vérifiés aux états limites ultime, de service, et leurs sensibilités aux phénomènes d'instabilité. Les résultats obtenus à partir cette analyse ont montré que la stabilité est assurée sauf aux endroits des appuis, où, une solution doit être envisagée.
- Vérification des poutres transversales : les poutres transversales ont été vérifiées aux états limites ultime, de service, ainsi que leurs sensibilités aux phénomènes d'instabilité. Les résultats



fournis par cette analyse ont montré que la stabilité est assurée vis-à-vis des phénomènes d'instabilité et des contraintes développées à l'ELU et l'ELS.

- Vérification des poutres de contreventement : Cette vérification a montré que la stabilité de ces poutres est assurée vis-à-vis des phénomènes d'instabilité, et une sécurité vis-à-vis des vérifications sectionnelles.

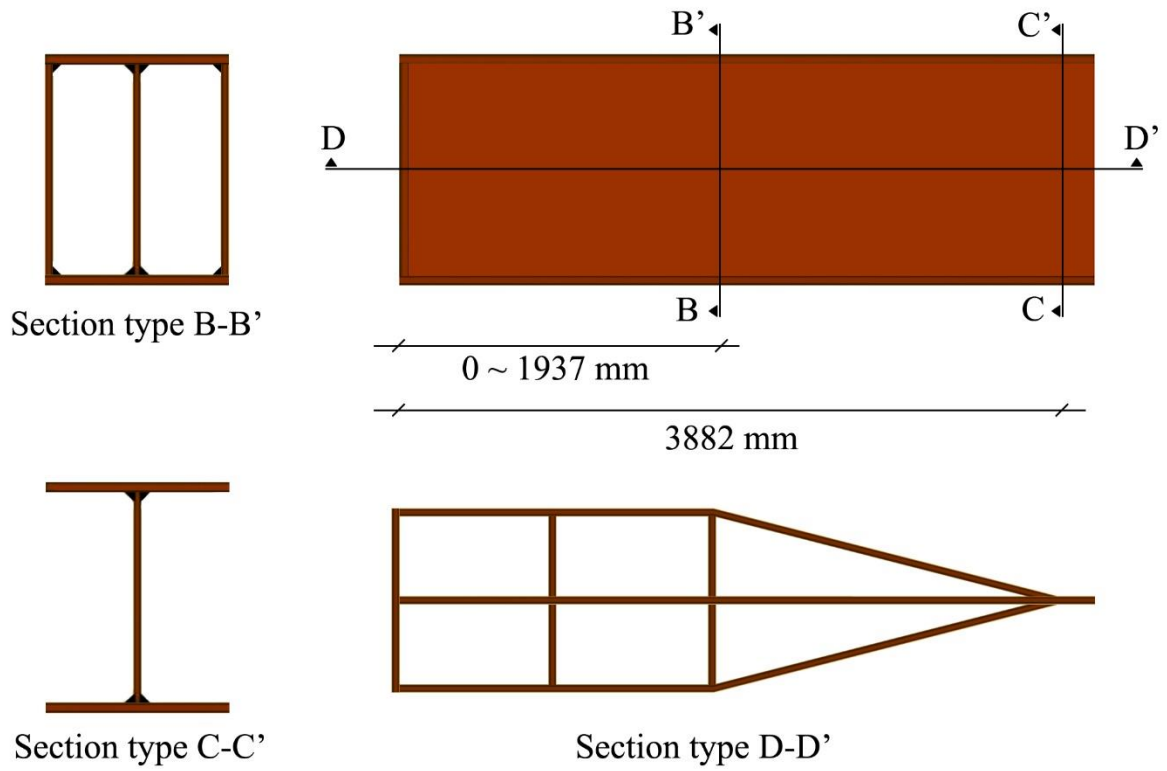
Ce chapitre a fait objet d'un dimensionnement de la dalle reposant sur les poutres transversales, conformément aux règlements du béton armé, aux états limites ultime et de service pour le ferrailage transversal et longitudinal. Et une vérification de la section mixte en procédant à un calcul élastique et un calcul plastique où il a été constaté qu'une sécurité est assurée vis-à-vis des contraintes dans le béton et dans l'acier, et vis-à-vis du moment fléchissant.

La connexion acier béton est assurée à l'aide des goujons, ayant pour fonction la reprise des efforts de glissement, et la transmission des efforts entre la dalle en béton armé et le profilé métallique. Cette connexion a été calculée en se référant à l'Eurocode 4.

### **Solution proposée**

Afin de ne pas redimensionner les poutres longitudinales et refaire l'étude, et vu, de la non importance des zones de faiblesse, nous avons proposé une solution qui consiste à augmenter la section transversale de la poutre dans ces zones progressivement pour former un caisson, comme le montre la figure VI.7.

Cette solution permet une réduction des quantités d'acier à utiliser par rapport à la solution de redimensionnement, car les zones à renforcer représentent 15% de la longueur totale, donc une réduction du poids propre de la structure et par conséquent une baisse du coût de l'ouvrage.



FigureVI.7 : Renforcement des zones de faiblesse.

# Chapitre VII :

## Etude dynamique

## VII.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons soumettre la structure à un effort de séisme selon les règles du RPOA, déterminer les modes propres et vérifier la résistance face aux différentes sollicitations.

## VII.2 Méthode d'analyse

Dans la présente étude, on va utiliser la méthode du spectre de réponse qui 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.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statiques des contributions modales maximales.

Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale.

### VII.2.1 Les modes propres

L'étude est effectuée par le logiciel MIDAS Civil et les résultats sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Fréquences et périodes propres.

Mode No	Fréquence		Période
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	4,72	0,75	1,33
2	4,92	0,78	1,28
3	9,09	1,45	0,69
4	10,17	1,62	0,62
5	10,28	1,64	0,61
6	10,86	1,73	0,58
7	11,62	1,85	0,54
8	11,84	1,88	0,53
9	13,61	2,17	0,46
10	14,74	2,35	0,43

11	17,00	2,70	0,37
12	17,37	2,76	0,36
13	17,55	2,79	0,36
14	17,75	2,82	0,35
15	21,99	3,50	0,29

Nous présentons ci-dessous quelques exemples de modes de vibration de la structure.

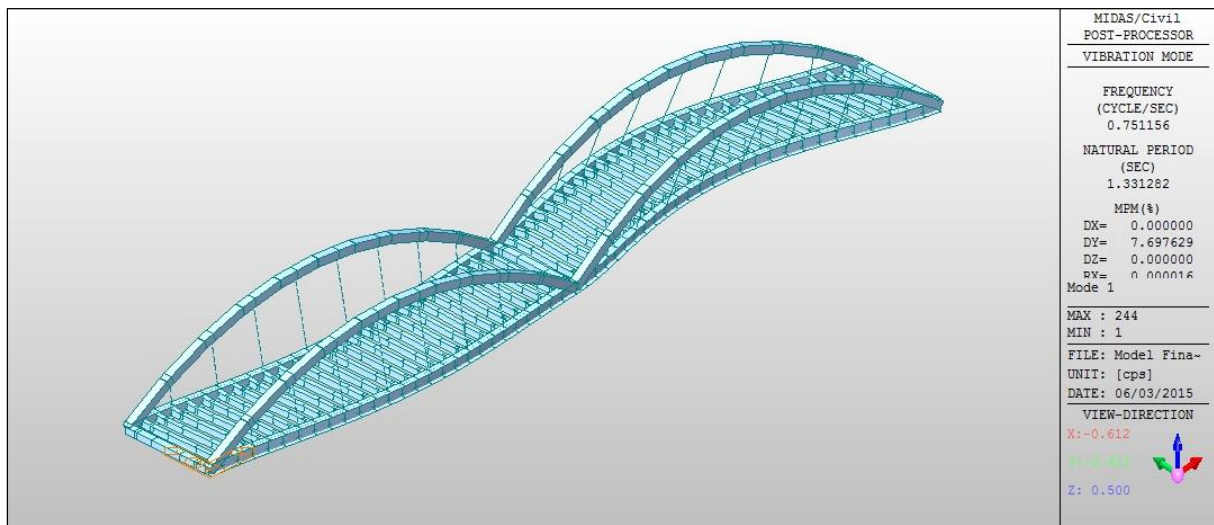


Figure VII.1 : Mode 1.

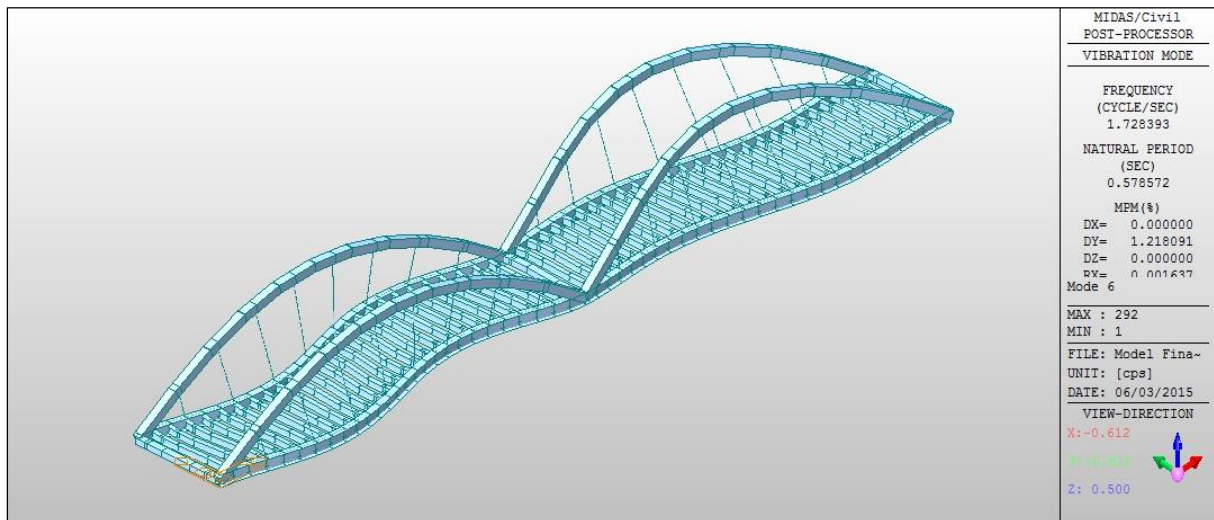


Figure VII.2 : Mode 6

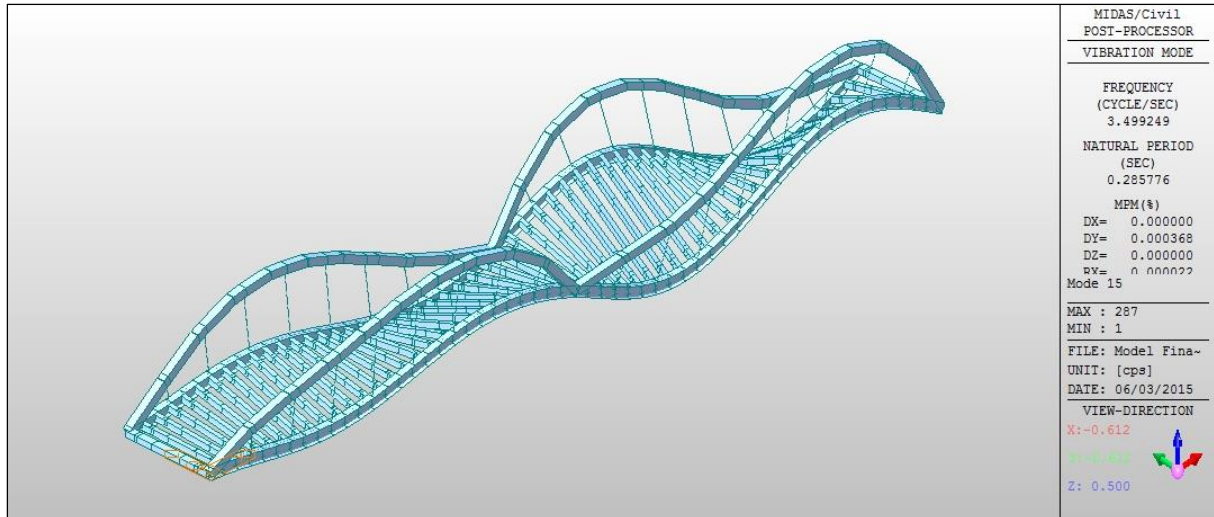


Figure VII.3 : Mode 15.

### VII.3 Vérification de la résistance des sections

Le format général des vérifications selon le RPOA est le suivant :

$$\gamma_0 S_d \leq \frac{1}{\gamma_R} R_d$$

Avec :

$\gamma_0 = 0,8 + 0,2 \cdot q$  : Coefficient de surcapacité.

$q$  : Coefficient de comportement.

$\gamma_R$  : Coefficient de sécurité complémentaire.

$S_d$  : Sollicitation agissante de calcul de la combinaison d'action.

$R_d$  : Résistance de la calcul de la section.

La vérification des différents éléments de l'ouvrage sous la sollicitation dynamique est exposée dans le tableau VII.2 suivant :

Tableau VII.2 : Vérifications de la résistance des éléments.

	Moment				Effort tranchant				Effort normal			
	$\gamma_0$	$\gamma_R$	$M_d$	$M_R$	$\gamma_0$	$\gamma_R$	$V_d$	$V_R$	$\gamma_0$	$\gamma_R$	$N_d$	$N_R$
Poutres longitudinales	1.2	1	4.72	30.12	1	1.4	4.28	21.24	1	1	23.6	36.79
	Vérifié				Vérifié				Vérifié			
Arc	1.2	1	1.12	15.5	1	1.4	2.64	28.69	1	1	9.72	49.4
	vérifié				vérifié				Vérifié			
Poutres transversales	1.2	1	0.97	5.38	1	1.4	1.06	9.32	1	1	0.15	16.14
	Vérifié				Vérifié				vérifié			
Poutres de contreventement	1.2	1	0.92	6.45	1	1.4	1.31	16.02	1	1	0.0	27.75
	Vérifié				Vérifié				Vérifié			

#### VII.4 Sécurité aux déplacements différentiels

Les effets des déplacements différentiels entre les appuis doivent être examinés lorsque l'ouvrage franchit une faille active ou lorsque les appuis sont fondés sur des sols très différents ou dans le cas d'ouvrages très longs.

Les valeurs des déplacements absolus (vertical et horizontal) sont déterminées en fonction du site, selon le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Valeurs des déplacements absolus.

Site	S1	S2	S3	S4
$L_M$ (m)	600	500	400	300
$D_M(H)$ (m)	0.03	0.05	0.07	0.09
$D_M(V)$ (m)	0.02	0.04	0.06	0.08

#### Calcul du déplacement différentiel

Sur un site sans discontinuité mécanique accusée, le déplacement différentiel maximal  $d$  entre deux points distants de  $X$ , en fonction du coefficient d'accélération de zone  $A$ , est égal à :

$$d = \eta \cdot A \cdot g \cdot X \quad \text{si} \quad X < L_M \quad \text{avec} \quad \eta = \frac{D_M}{L_M} \sqrt{2}$$

A est le coefficient d'accélération de zone

Les valeurs de  $\eta$  selon le site sont données dans le tableau VII.4 suivant :

Tableau VII.4 : Valeurs de  $\eta$ .

Site	S1	S2	S3	S4
$10^4 \eta$ en horizontal	0.7	1.4	2.5	4.2
$10^4 \eta$ en vertical	0.5	1.1	2.1	3.8

a. Déplacement vertical :

$$\text{Site } S_3 \left\{ \begin{array}{l} L_M = 400m \\ \eta = 2,1 \cdot 10^{-4} \\ D_M(V) = 0,06 m \\ d = 2,1 \cdot 10^{-4} \cdot 0,3 \cdot 9,81 \cdot 52,5 = 0,032 m \end{array} \right.$$

Le déplacement vertical donné par le logiciel est : **3.2 cm < 6 cm**  $\longrightarrow$  **vérifié**

b. Déplacement horizontal :

$$\text{Site } S_3 \left\{ \begin{array}{l} L_M = 400m \\ \eta = 2,5 \cdot 10^{-4} \\ D_M(H) = 0,07 m \\ d = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 0,3 \cdot 9,81 \cdot 52,5 = 0,039 m \end{array} \right.$$

Le déplacement horizontal donné par le logiciel est : **5.8 cm < 7 cm**  $\longrightarrow$  **vérifié**

## Conclusion

Ce chapitre a traité l'analyse dynamique de la structure et a montré qu'un éventuel séisme ne va pas causer la ruine de l'ouvrage.



# Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études a fait objet d'un dimensionnement d'un pont métallique type bow-string, situé à Isser wilaya de Boumèrdès, qui s'insère dans le projet de la rénovation de la ligne ferroviaire reliant les deux wilayas (Alger, Tizi-Ouzou).

De nos jours, et au vu des continuelles mutations de l'environnement économique, les institutions publiques et entreprises sont en quête continue d'optimisation de ressources et de réduction des coûts. La construction métallique représente une solution très bénéfique dans la réalisation des ouvrages d'art dans la mesure où cette solution présente des avantages économiques considérables, et assure une meilleure durabilité. Ces constructions présentent aussi l'avantage d'une moindre consommation en matières premières, et réduisent considérablement le poids de la structure, par rapport aux autres solutions.

Dans cette étude, nous avons défini les principes de vérification vis-à-vis de la théorie d'instabilité, les moyens d'assemblages, ainsi que l'intervention de la construction métallique dans la réalisation des ouvrages d'art.

Tout en respectant les règles en vigueur relatives au domaine des ouvrages d'art, nous avons entamé notre étude par une adaptation de la variante du pont métallique en arc type bow-string pour la réalisation de notre projet, après avoir effectué une analyse des variantes proposées en tenant compte des données naturelles et fonctionnelles propres au projet. Nous avons fixé les caractéristiques des deux matériaux utilisés à savoir l'acier et le béton, ainsi que le pré-dimensionnement des éléments porteurs. Nous avons déterminé par la suite, les charges sollicitant notre ouvrage telles-que le poids propre de la structure métallique et de la dalle, les charges mortes (Ballast, murets, passages et caniveaux, rails et traverses, gardes corps), et les différents systèmes d'exploitation dus au trafic ferroviaire, où il a été considéré l'effet dynamique des charges statiques, ainsi que les actions climatiques (température et vent).

Les actions sismiques sollicitant notre ouvrage ont été déterminées conformément au RPOA 2008, en définissant les paramètres du site, les spectres de réponse horizontal et vertical et les combinaisons des forces sismiques.

Nous avons défini les différentes combinaisons de charges conformément aux Eurocodes, en introduisant les coefficients de combinaison de charges afin de lancer une analyse statique et une analyse dynamique de la structure.

L'analyse statique de notre ouvrage consistait à une vérification des éléments porteurs de la structure sous différentes combinaisons de charges ayant été définies auparavant. Cette

étude comportait une vérification des sections sous interaction d'efforts, et vis-à-vis des phénomènes d'instabilité. Nous avons aussi vérifié la section mixte (acier-béton), par un calcul élastique, puis par un calcul plastique, ainsi que le dimensionnement de la connexion.

Cette analyse a fait objet d'un double dimensionnement longitudinal et transversal de la dalle en béton armé.

Lors de cette étude, nous avons constaté qu'au niveau des poutres longitudinales, une insuffisance de résistance vis-à-vis des sollicitations agissant sur la structure, dans les zones avoisinant les appuis (la pile centrale et les deux culées), et une insécurité pouvant causer la ruine de l'ouvrage.

Afin d'assurer la résistance de l'ouvrage et la sécurité des usagers, nous proposons une solution qui consiste en un renforcement des sections au niveau des zones de faiblesse, en augmentant la section progressivement pour avoir un caisson au niveau des appuis.

Comme l'étude statique, ce projet a traité l'analyse dynamique de la structure, en déterminant les différentes caractéristiques dynamiques sous lesquelles se déforme notre ouvrage. Cette étude a montré que les effets induits par l'action sismique ne provoquent pas la ruine du pont.

Ce projet de fin d'études nous a permis de :

- Comprendre le fonctionnement des ponts en arc type bow-string ;
- Mettre en pratique les notions acquises en cours de pont pour définir les différentes combinaisons de charges auxquelles l'ouvrage sera exposé ;
- Nous familiariser avec le logiciel **MIDAS Civil 2015** et découvrir les avantages de l'outil informatique ;
- Avoir une vue générale sur les démarches à suivre lors de l'étude et la réalisation d'un ouvrage d'art.

Au cours de ce travail nous avons été confrontés à des problèmes que nous avons pu surmonter grâce au savoir-faire acquis lors de notre formation. Ceci a été pour nous une première expérience dans le domaine des ouvrages d'art.

# Références

## REFERENCES

- Anne BERNARD-GELY, J.-A. C. (1994). *Conception des ponts*. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Arthur W. Hedgren. (s.d.). *ARCH BRIDGES*. Pittsburgh, Pennsylvania.
- BENNABI Meriem, BOUABSA Kheira Soumia. (2012). *Etude dynamique d'un « BOW-STRING » : EL KANTARA*. Mémoire de Master: Ecole Nationale Polytechnique.
- Cours: Ouvrages d'art dirigé par Mme CHERRID (2014/2015).
- Cours: Charpente métallique dirigé par Mr HAMMOUTENE (2013/2014).
- Cours: Béton armé dirigé par Mr BOUTEMEUR (2013/2014).
- Eurocode 3*.
- Eurocode 4*.
- Gonçalves, P. P. (October 2012). *Preliminary Design of a Bowstring tied-arch deck* .
- Jean Morel. (s.d.). *Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*. EYROLLES.
- Jean-Paul Lebet, M. A. (2009). *Traité de genie civil VI2 : Ponts en acier - Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton*. Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes.
- Iida Hepola, & Ronja Marwedel . (2012). *Arch Bridges*. Aalto University.
- Manfred A. Hirt, M. R. (2005). *Charpentes métalliques : conception et dimensionnement des halles et bâtiments* . lausanne: Presse Polytechnique et Universitaire ROMANDES.
- Manfred A. Hirt, R. B. (2006). *Construction métallique : notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*. Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes.
- MIDAS Civil. (2011). *General Use of midas Civil*.
- MIDAS Civil. (2013). *Train Load Analysis*.
- MIDAS Civil. (s.d.). *Pushover and Response Spectrum Analysis Demand & Capacity Evaluation*.
- Ministère des travaux publics. (2008). *RPOA*.
- Niclison, A. (2010). *Statical analysis of network arch bridge*. Master thesis: Institut of Baustatik.

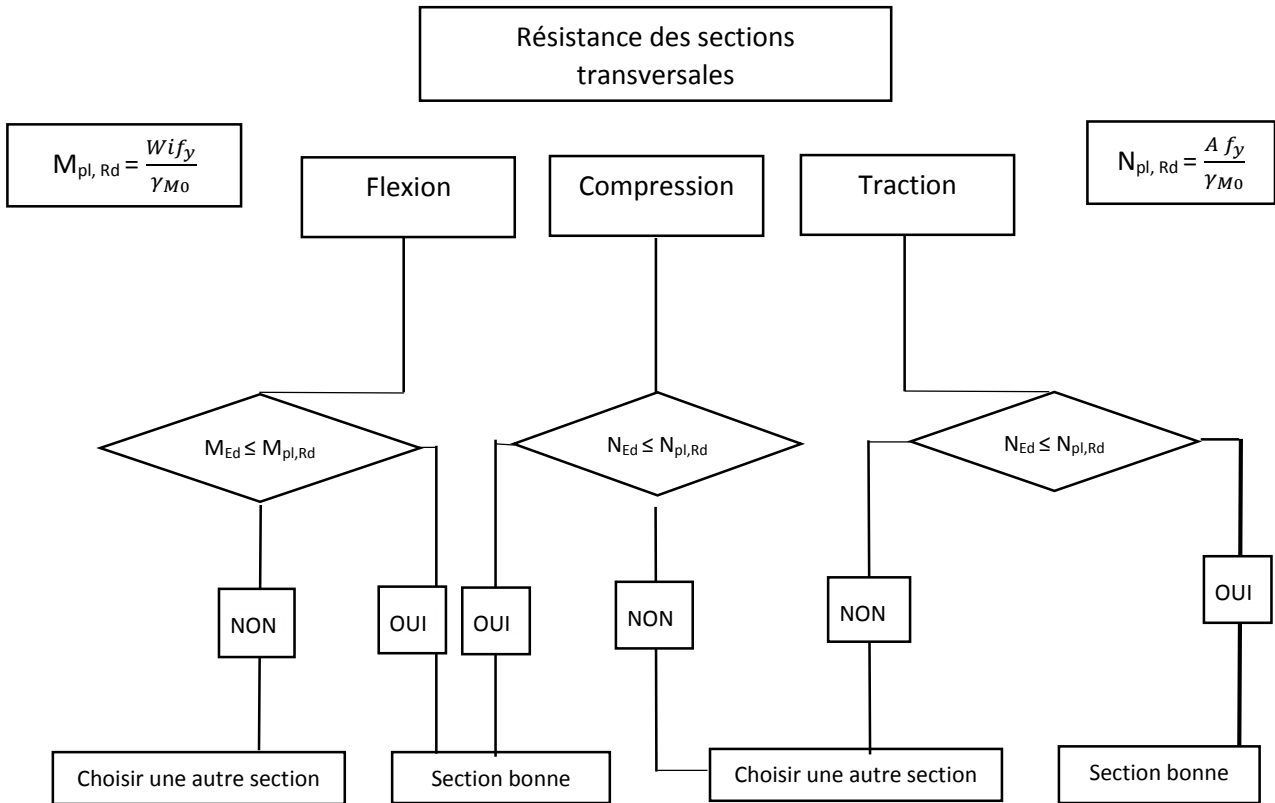
SLIMANI Ali , LAOUATI Bilel . (2009). *Etude d'un pont type BOW-STRING intégrant la 2ème rocade du projet autoroute est-ouest*. Projet de fin d'études: Ecole Nationale Polytechnique.

TIKOUNCHA Abdallah, TERMOUL Tarek. (2010). *Etude d'un pont bow-string à Souk Ahras*. Projet de fin d'études: Ecole Nationale Polytechnique.

# ANNEXES

# ANNEXE A.1

## VERIFICATION DES SECTIONS



Organigramme de vérification des sections

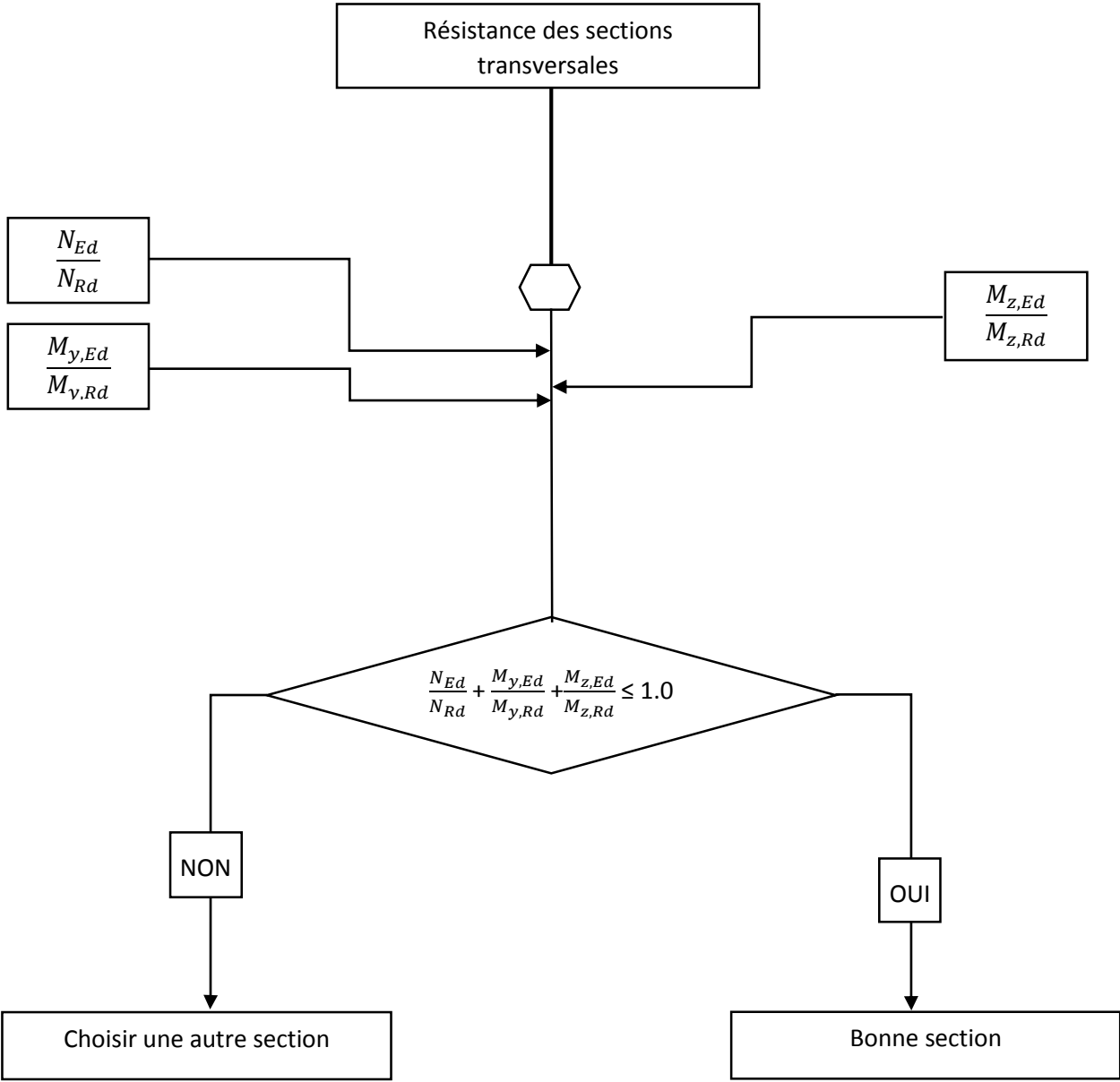
Avec

$W_{i=1} = W_{pl}$  : le module plastique des sections de classe 1 ou 2 ;

$W_{i=2} = W_{el}$  : le module élastique des sections 3.

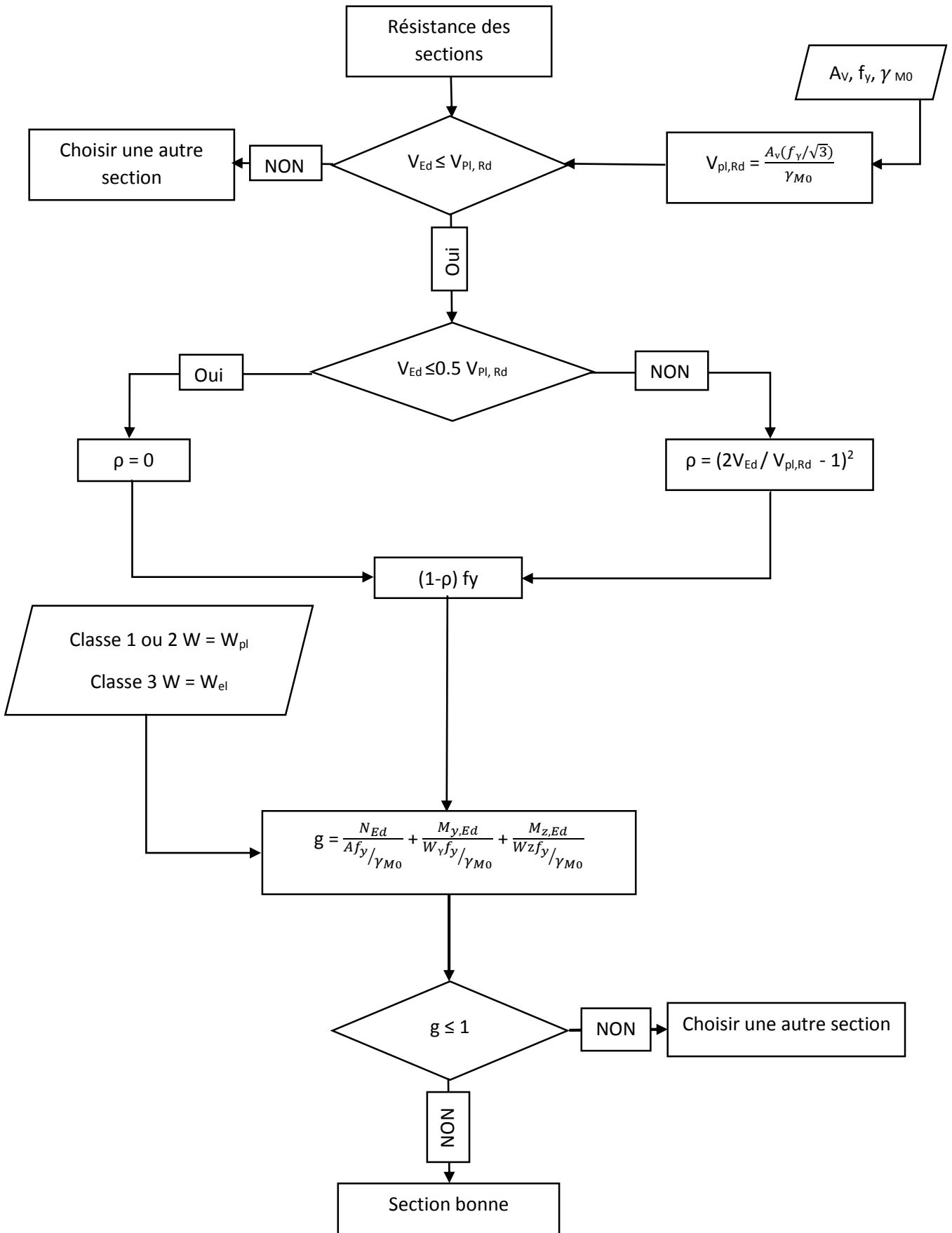


**ANNEXE A.2**  
**INTERACTION D'EFFORTS**

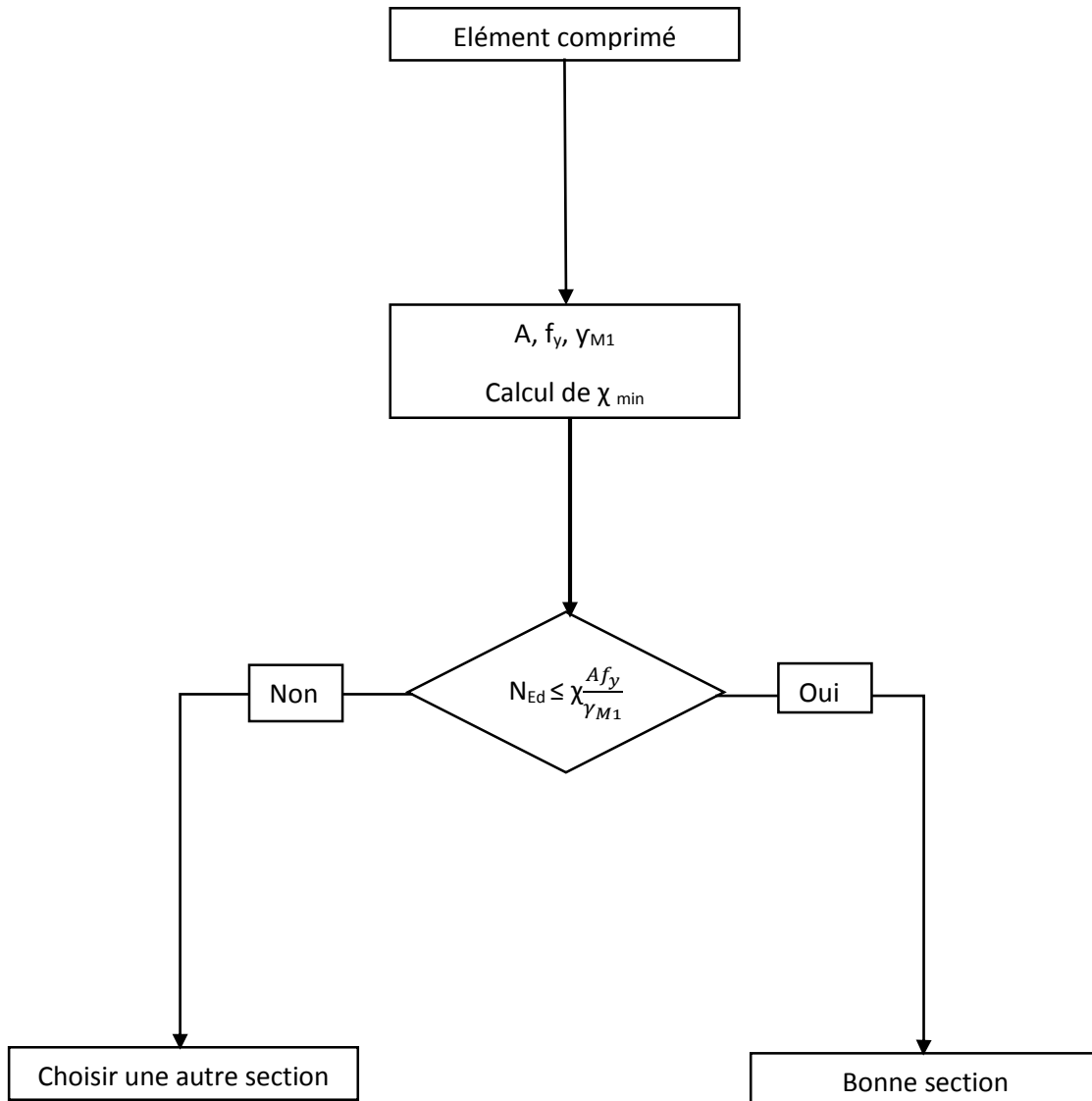


Vérification des sections avec interaction d'efforts

### ANNEXE A.3

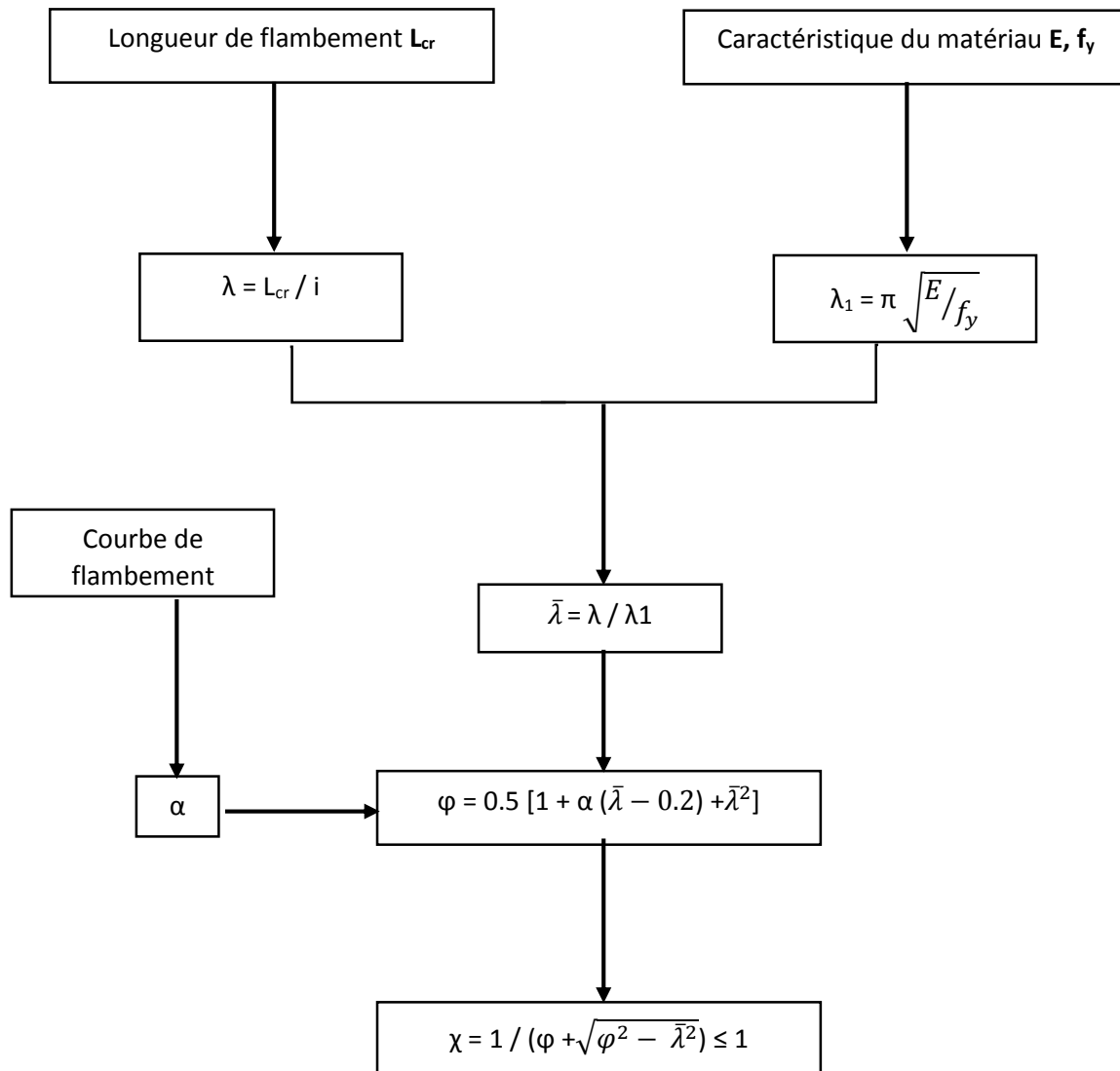


## ANNEXE A.4



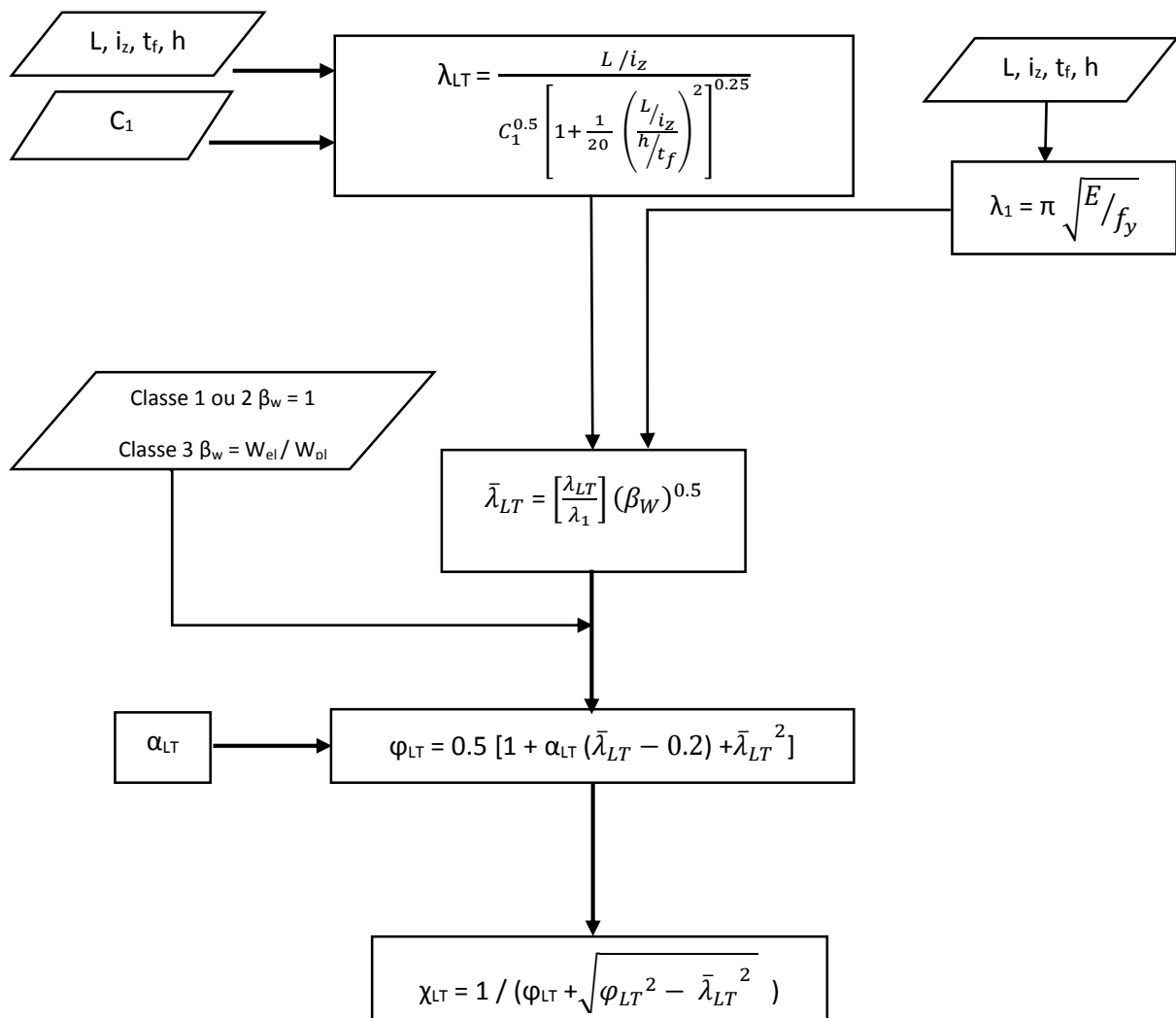
Vérification des éléments au flambement

## ANNEXE A.5



Calcul du coefficient  $\chi$

## ANNEXE A.6



Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$

# ANNEXE B

## NOTE DE CALCUL : POUTRE LONGITUDINALE

Elem	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	$\sigma$ MPa	$\tau_z$ MPa	$\tau_y$ MPa			
<b>Poutre longitudinale N° 1</b>												
1	I[1]	6033,11	2,14	-1040,88	-5544,77	-8,13	551,95	NON	53,06	OK	9,13	OK
1	J[2]	6033,11	2,14	-1021,01	-3705,85	-3,98	386,45	NON	52,99	OK	8,96	OK
2	I[2]	6033,11	-2,14	-690,79	-3705,85	-5,46	386,45	NON	53,01	OK	6,06	OK
2	J[3]	6033,11	-2,14	-670,84		1,29	280,26	OK	52,94	OK	5,88	OK
3	I[3]	6033,11	-2,15	-344,16	-2526,01	3,73	280,26	OK	52,98	OK	3,02	OK
3	J[4]	6033,11	-2,15	-324,21	-2015,19	0,45	234,29	OK	52,93	OK	2,84	OK
4	I[4]	6033,11	-2,15	-760,83	-2015,19	-2,61	234,29	OK	52,97	OK	6,67	OK
4	J[5]	6033,11	-2,15	-740,89	-774,94	-1,56	122,67	OK	52,95	OK	6,50	OK
5	I[5]	6033,11	-2,14	-411,77	-774,94	-1,89	122,67	OK	52,95	OK	3,61	OK
5	J[6]	6033,11	-2,14	-391,82	301,38	2,28	80,05	OK	52,96	OK	3,44	OK
6	I[6]	6033,11	-2,15	73,44	301,38	1,42	80,05	OK	52,95	OK	0,64	OK
6	J[7]	6033,11	-2,15	93,39	-314,9	2,75	81,26	OK	52,97	OK	0,82	OK
7	I[7]	6033,11	-2,15	-621,86	-314,9	-1,12	81,26	OK	52,94	OK	5,45	OK
7	J[8]	6033,11	-2,15	-601,91	1318,77	-3,05	171,61	OK	52,97	OK	5,28	OK
8	I[8]	6033,11	-2,14	-275,88	1318,77	-0,92	171,61	OK	52,94	OK	2,42	OK
8	J[9]	6033,11	-2,14	-255,93	1692,2	3,25	205,22	OK	52,98	OK	2,25	OK
9	I[9]	6033,11	-2,14	214,74	1692,2	0,79	205,22	OK	52,94	OK	1,88	OK
9	J[10]	6033,11	-2,14	234,69	1377,55	3,38	176,90	OK	52,98	OK	2,06	OK
10	I[10]	6033,11	-2,14	-522,53	1377,55	-0,71	176,90	OK	52,93	OK	4,58	OK
10	J[11]	6033,11	-2,14	-502,58	2211,65	-3,46	251,97	OK	52,98	OK	4,41	OK
11	I[11]	6033,11	-2,14	-180,07	2211,65	-0,65	251,97	OK	52,93	OK	1,58	OK
11	J[12]	6033,11	-2,14	-160,13	2376,61	3,52	266,82	OK	52,98	OK	1,40	OK
12	I[12]	6033,11	-2,14	318,29	2376,61	0,62	266,82	OK	52,93	OK	2,79	OK
12	J[13]	6033,11	-2,14	338,24	1866,97	3,56	220,95	OK	52,98	OK	2,97	OK
13	I[13]	6033,11	-2,14	-438,69	1866,97	-0,59	220,95	OK	52,93	OK	3,85	OK

13	J[14]	6033,11	-2,14	-418,74	2535,72	-3,58	281,14	OK	52,98	OK	3,67	OK
14	I[14]	6033,11	-2,14	-97,96	2535,72	-0,58	281,14	OK	52,93	OK	0,86	OK
14	J[15]	6033,11	-2,14	83,64	2544,26	3,59	281,91	OK	52,98	OK	0,73	OK
15	I[15]	6033,11	-2,14	404,6	2544,26	0,56	281,91	OK	52,93	OK	3,55	OK
15	J[16]	6033,11	-2,14	424,55	1891,61	3,61	223,17	OK	52,98	OK	3,72	OK
16	I[16]	6033,11	-2,14	-356,79	1891,61	-0,56	223,17	OK	52,93	OK	3,13	OK
16	J[17]	6033,11	-2,14	-336,84	2428,19	-3,61	271,46	OK	52,98	OK	2,95	OK
17	I[17]	6033,11	-2,14	144,42	2428,19	-0,56	271,46	OK	52,93	OK	1,27	OK
17	J[18]	6033,11	-2,14	164,37	2296,33	3,61	259,59	OK	52,98	OK	1,44	OK
18	I[18]	6033,11	-2,15	485,68	2296,33	0,57	259,59	OK	52,93	OK	4,26	OK
18	J[19]	6033,11	-2,15	505,63	1501,45	3,6	188,05	OK	52,98	OK	4,44	OK
19	I[19]	6033,11	-2,14	-262,21	1501,45	-0,59	188,05	OK	52,93	OK	2,30	OK
19	J[20]	6033,11	-2,14	-242,26	1871,23	-3,58	221,33	OK	52,98	OK	2,13	OK
20	I[20]	6033,11	2,14	232,09	1871,23	-0,62	221,33	OK	52,93	OK	2,04	OK
20	J[21]	6033,11	2,14	252,04	1558,32	-3,55	193,17	OK	52,98	OK	2,21	OK
21	I[21]	6033,11	-2,15	576,25	1558,32	-0,68	193,17	OK	52,93	OK	5,05	OK
21	J[22]	6033,11	-2,15	596,2	569,92	3,5	104,21	OK	52,98	OK	5,23	OK
22	I[22]	6033,11	-2,17	-126,73	569,92	0,77	104,21	OK	52,93	OK	1,11	OK
22	J[23]	6033,11	-2,17	-106,79	673,37	3,45	113,53	OK	52,98	OK	0,94	OK
23	I[23]	6033,11	-2,15	357,73	673,37	0,96	113,53	OK	52,94	OK	3,14	OK
23	J[24]	6033,11	-2,15	377,68	-513,76	3,33	99,16	OK	52,98	OK	3,31	OK
24	I[24]	6033,11	2,47	706,39	-513,76	1,21	99,16	OK	52,94	OK	6,20	OK
24	J[25]	6033,11	2,47	726,34	-1700,67	-3,59	205,98	OK	52,98	OK	6,37	OK
25	I[25]	6033,11	3,12	287,99	-1700,67	-2,07	205,98	OK	52,96	OK	2,53	OK
25	J[26]	6033,11	3,12	307,94	-2128,14	-5,15	244,45	OK	53,01	OK	2,70	OK
26	I[26]	6033,11	-4,43	636,93	-2128,14	-4,83	244,45	OK	53,00	OK	5,59	OK
26	J[27]	6033,11	-4,43	656,88	-3176,28	3,89	338,79	OK	52,99	OK	5,76	OK
27	I[27]	6033,11	-30,92	991,12	-3176,28	4,71	338,79	OK	53,00	OK	8,69	OK
27	J[28]	6033,11	-30,92	1010,99	-4838,74	62,4	488,41	NON	53,96	OK	8,87	OK
366	I[230]	6422,27	23,6	-792,14	-1124,42	52,84	157,53	OK	57,22	OK	6,95	OK
366	J[231]	6422,27	23,6	-772,28	393,57	8,84	91,76	OK	56,48	OK	6,77	OK
367	I[231]	6422,27	8,17	-435,47	393,57	17,66	91,76	OK	56,63	OK	3,82	OK
367	J[232]	6422,27	8,17	-415,52	1174,39	-5,03	162,03	OK	56,42	OK	3,64	OK

368	I[232]	6422,27	-7,4	-85,48	1174,39	-15,18	162,03	OK	56,59	OK	0,75	OK
368	J[233]	6422,27	-7,4	-65,54	1239,47	-1,07	167,89	OK	56,35	OK	0,57	OK
369	I[233]	6422,27	-7	-528,29	1239,47	-12,14	167,89	OK	56,54	OK	4,63	OK
369	J[234]	6422,27	-7	-508,34	2146,59	1,49	249,53	OK	56,36	OK	4,46	OK
370	I[234]	6422,27	6,81	-180,52	2146,59	10,62	249,53	OK	56,51	OK	1,58	OK
370	J[235]	6422,27	6,81	-160,57	2346,8	2,69	267,55	OK	56,38	OK	1,41	OK
371	I[235]	6422,27	6,82	304,66	2346,8	9,82	267,55	OK	56,50	OK	2,67	OK
371	J[236]	6422,27	6,82	324,6	1859,42	3,45	223,68	OK	56,39	OK	2,85	OK
372	I[236]	6422,27	6,81	-447,66	1859,42	9,28	223,68	OK	56,49	OK	3,93	OK
372	J[237]	6422,27	6,81	-427,71	2550,3	-3,97	285,86	OK	56,40	OK	3,75	OK
373	I[237]	6422,27	-6,81	-105,16	2550,3	-8,94	285,86	OK	56,48	OK	0,92	OK
373	J[238]	6422,27	-6,81	-85,21	2565,61	-4,3	287,24	OK	56,41	OK	0,75	OK
374	I[238]	6422,27	6,81	392,63	2565,61	-8,72	287,24	OK	56,48	OK	3,44	OK
374	J[239]	6422,27	6,81	412,57	1900,93	-4,53	227,42	OK	56,41	OK	3,62	OK
375	I[239]	6422,27	6,81	-405,5	1900,93	8,58	227,42	OK	56,48	OK	3,56	OK
375	J[240]	6422,27	6,81	-385,55	2490,46	4,68	280,48	OK	56,41	OK	3,38	OK
376	I[240]	6422,27	6,81	98,67	2490,46	8,48	280,48	OK	56,48	OK	0,87	OK
376	J[241]	6422,27	6,81	118,62	2420,72	-4,79	274,20	OK	56,42	OK	1,04	OK
377	I[241]	6422,27	6,81	438,85	2420,72	-8,4	274,20	OK	56,48	OK	3,85	OK
377	J[242]	6422,27	6,81	458,79	1686,82	-4,87	208,15	OK	56,42	OK	4,02	OK
378	I[242]	6422,27	6,81	-368,15	1686,82	8,34	208,15	OK	56,47	OK	3,23	OK
378	J[243]	6422,27	6,81	-348,2	2223,08	4,94	256,41	OK	56,42	OK	3,05	OK
379	I[243]	6422,27	6,81	137,48	2223,08	8,29	256,41	OK	56,47	OK	1,21	OK
379	J[244]	6422,27	6,81	157,43	2103,76	-4,99	245,67	OK	56,42	OK	1,38	OK
380	I[244]	6422,27	6,81	476,85	2103,76	-8,23	245,67	OK	56,47	OK	4,18	OK
380	J[245]	6422,27	6,81	496,8	1328,12	-5,05	175,87	OK	56,42	OK	4,36	OK
381	I[245]	6422,27	6,81	-324,27	1328,12	8,17	175,87	OK	56,47	OK	2,84	OK
381	J[246]	6422,27	6,81	-304,32	1809,5	5,12	219,19	OK	56,42	OK	2,67	OK
382	I[246]	6422,27	6,81	177,4	1809,5	8,08	219,19	OK	56,47	OK	1,56	OK
382	J[247]	6422,27	6,81	197,35	1620,57	-5,21	202,19	OK	56,42	OK	1,73	OK
383	I[247]	6422,27	6,81	518,42	1620,57	-7,97	202,19	OK	56,47	OK	4,55	OK
383	J[248]	6422,27	6,81	538,37	766,25	-5,32	125,30	OK	56,42	OK	4,72	OK
384	I[248]	6422,27	6,81	-265,03	766,25	7,8	125,30	OK	56,47	OK	2,32	OK



384	J[249]	6422,27	6,81	-245,09	1142,36	-5,49	159,15	OK	56,43	OK	2,15	OK
385	I[249]	6422,27	6,81	229,08	1142,36	-7,55	159,15	OK	56,46	OK	2,01	OK
385	J[250]	6422,27	6,81	249,03	833,11	-5,74	131,32	OK	56,43	OK	2,18	OK
386	I[250]	6422,27	-6,81	573,39	833,11	-7,18	131,32	OK	56,46	OK	5,03	OK
386	J[251]	6422,27	-6,81	593,34	-918,86	6,11	139,03	OK	56,44	OK	5,20	OK
387	I[251]	6422,27	-6,83	-166,69	-918,86	6,61	139,03	OK	56,45	OK	1,46	OK
387	J[252]	6422,27	-6,83	-146,74	-699,26	6,73	119,27	OK	56,45	OK	1,29	OK
388	I[252]	6422,27	-6,81	319,23	-699,26	5,78	119,27	OK	56,43	OK	2,80	OK
388	J[253]	6422,27	-6,81	339,18	-1104,35	7,62	155,73	OK	56,46	OK	2,98	OK
389	I[253]	6422,27	7,13	667,41	-1104,35	4,45	155,73	OK	56,41	OK	5,85	OK
389	J[254]	6422,27	7,13	687,35	-2186,21	-9,45	253,09	OK	56,49	OK	6,03	OK
390	I[254]	6422,27	7,78	222,03	-2186,21	-2,85	253,09	OK	56,38	OK	1,95	OK
390	J[255]	6422,27	7,78	241,98	-2466,37	-13,44	278,31	OK	56,56	OK	2,12	OK
391	I[255]	6422,28	-9,04	569,7	-2466,37	-4,21	278,31	OK	56,41	OK	5,00	OK
391	J[256]	6422,28	-9,04	589,65	-3367,19	15,95	359,38	NON	56,60	OK	5,17	OK
392	I[256]	6422,28	-30,93	922,48	-3367,19	7,76	359,38	NON	56,47	OK	8,09	OK
392	J[28]	6422,28	-30,93	942,36	-4943,16	66,87	501,22	NON	57,45	OK	8,27	OK

### Poutre longitudinale N° 2

501	I[301]	6033,11	-2,14	-1040,88	-5544,77	8,13	551,95	NON	53,06	OK	9,13	OK
501	J[302]	6033,11	-2,14	-1021,01	-3705,84	3,98	386,45	NON	52,99	OK	8,96	OK
502	I[302]	6033,11	2,14	-690,79	-3705,85	5,46	386,45	NON	53,01	OK	6,06	OK
502	J[303]	6033,11	2,14	-670,84	-2526,01	-1,29	280,26	OK	52,94	OK	5,88	OK
503	I[303]	6033,11	2,15	-344,16	-2526,01	-3,73	280,26	OK	52,98	OK	3,02	OK
503	J[304]	6033,11	2,15	-324,21	-2015,19	-0,45	234,29	OK	52,93	OK	2,84	OK
504	I[304]	6033,11	2,15	-760,83	-2015,19	2,61	234,29	OK	52,97	OK	6,67	OK
504	J[305]	6033,11	2,15	-740,89	-774,94	1,56	122,67	OK	52,95	OK	6,50	OK
505	I[305]	6033,11	2,14	-411,77	-774,94	1,89	122,67	OK	52,95	OK	3,61	OK
505	J[306]	6033,11	2,14	-391,82	301,38	-2,28	80,05	OK	52,96	OK	3,44	OK
506	I[306]	6033,11	2,15	73,44	301,38	-1,42	80,05	OK	52,95	OK	0,64	OK
506	J[307]	6033,11	2,15	93,39	-314,9	-2,75	81,26	OK	52,97	OK	0,82	OK
507	I[307]	6033,11	2,15	-621,86	-314,9	1,12	81,26	OK	52,94	OK	5,45	OK
507	J[308]	6033,11	2,15	-601,91	1318,77	3,05	171,61	OK	52,97	OK	5,28	OK

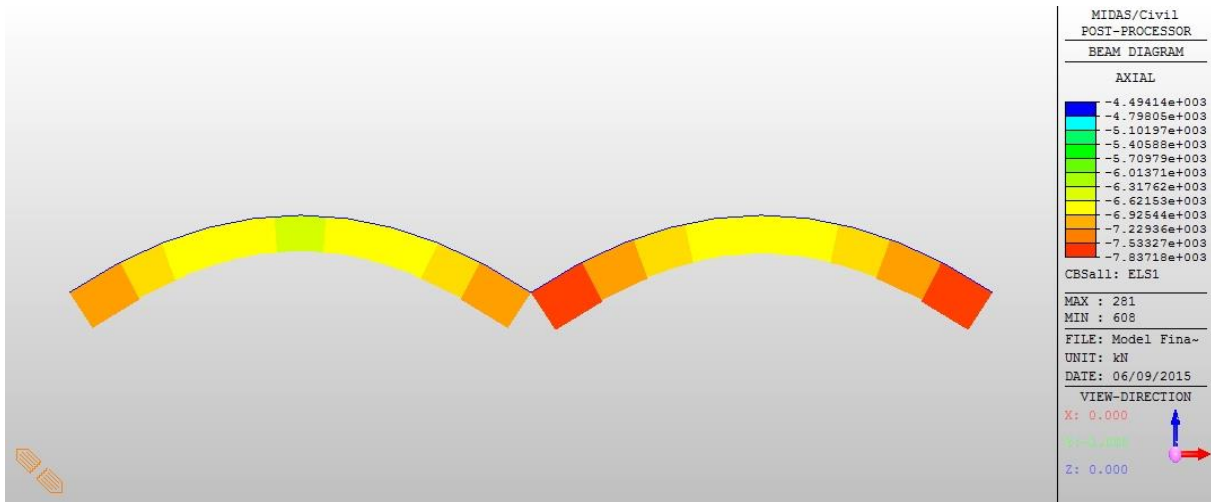
508	I[308]	6033,11	2,14	-275,88	1318,77	0,92	171,61	OK	52,94	OK	2,42	OK
508	J[309]	6033,11	2,14	-255,93	1692,2	-3,25	205,22	OK	52,98	OK	2,25	OK
509	I[309]	6033,11	2,14	214,74	1692,2	-0,79	205,22	OK	52,94	OK	1,88	OK
509	J[310]	6033,11	2,14	234,69	1377,55	-3,38	176,90	OK	52,98	OK	2,06	OK
510	I[310]	6033,11	2,14	-522,53	1377,55	0,71	176,90	OK	52,93	OK	4,58	OK
510	J[311]	6033,11	2,14	-502,58	2211,65	3,46	251,97	OK	52,98	OK	4,41	OK
511	I[311]	6033,11	2,14	-180,07	2211,65	0,65	251,97	OK	52,93	OK	1,58	OK
511	J[312]	6033,11	2,14	-160,13	2376,61	-3,52	266,82	OK	52,98	OK	1,40	OK
512	I[312]	6033,11	2,14	318,3	2376,61	-0,62	266,82	OK	52,93	OK	2,79	OK
512	J[313]	6033,11	2,14	338,24	1866,97	-3,56	220,95	OK	52,98	OK	2,97	OK
513	I[313]	6033,11	2,14	-438,69	1866,97	0,59	220,95	OK	52,93	OK	3,85	OK
513	J[314]	6033,11	2,14	-418,74	2535,72	3,58	281,14	OK	52,98	OK	3,67	OK
514	I[314]	6033,11	2,14	-97,96	2535,72	0,58	281,14	OK	52,93	OK	0,86	OK
514	J[315]	6033,11	2,14	83,64	2544,26	-3,59	281,91	OK	52,98	OK	0,73	OK
515	I[315]	6033,11	2,14	404,6	2544,26	-0,56	281,91	OK	52,93	OK	3,55	OK
515	J[316]	6033,11	2,14	424,55	1891,61	-3,61	223,17	OK	52,98	OK	3,72	OK
516	I[316]	6033,11	2,14	-356,79	1891,61	0,56	223,17	OK	52,93	OK	3,13	OK
516	J[317]	6033,11	2,14	-336,84	2428,19	3,61	271,46	OK	52,98	OK	2,95	OK
517	I[317]	6033,11	2,14	144,42	2428,19	0,56	271,46	OK	52,93	OK	1,27	OK
517	J[318]	6033,11	2,14	164,37	2296,33	-3,61	259,59	OK	52,98	OK	1,44	OK
518	I[318]	6033,11	2,15	485,68	2296,33	-0,57	259,59	OK	52,93	OK	4,26	OK
518	J[319]	6033,11	2,15	505,63	1501,45	-3,6	188,05	OK	52,98	OK	4,44	OK
519	I[319]	6033,11	2,14	-262,21	1501,45	0,59	188,05	OK	52,93	OK	2,30	OK
519	J[320]	6033,11	2,14	-242,26	1871,23	3,58	221,33	OK	52,98	OK	2,13	OK
520	I[320]	6033,11	-2,14	232,09	1871,23	0,62	221,33	OK	52,93	OK	2,04	OK
520	J[321]	6033,11	-2,14	252,04	1558,32	3,55	193,17	OK	52,98	OK	2,21	OK
521	I[321]	6033,11	2,15	576,25	1558,32	0,68	193,17	OK	52,93	OK	5,05	OK
521	J[322]	6033,11	2,15	596,2	569,92	-3,5	104,21	OK	52,98	OK	5,23	OK
522	I[322]	6033,11	2,17	-126,73	569,92	-0,77	104,21	OK	52,93	OK	1,11	OK
522	J[323]	6033,11	2,17	-106,79	673,37	-3,45	113,53	OK	52,98	OK	0,94	OK
523	I[323]	6033,11	2,15	357,73	673,37	-0,96	113,53	OK	52,94	OK	3,14	OK
523	J[324]	6033,11	2,15	377,68	-513,76	-3,33	99,16	OK	52,98	OK	3,31	OK
524	I[324]	6033,11	-2,47	706,39	-513,76	-1,21	99,16	OK	52,94	OK	6,20	OK

524	J[325]	6033,11	-2,47	726,34	-1700,67	3,59	205,98	OK	52,98	OK	6,37	OK
525	I[325]	6033,11	-3,12	287,99	-1700,67	2,07	205,98	OK	52,96	OK	2,53	OK
525	J[326]	6033,11	-3,12	307,94	-2128,14	5,15	244,45	OK	53,01	OK	2,70	OK
526	I[326]	6033,11	4,43	636,93	-2128,14	4,83	244,45	OK	53,00	OK	5,59	OK
526	J[327]	6033,11	4,43	656,88	-3176,28	-3,89	338,79	OK	52,99	OK	5,76	OK
527	I[327]	6033,11	30,92	991,12	-3176,28	-4,71	338,79	OK	53,00	OK	8,69	OK
527	J[328]	6033,11	30,92	1010,99	-4838,74	-62,4	488,41	NON	53,96	OK	8,87	OK
572	I[346]	6422,27	-23,6	-792,14	-1124,42	-52,84	157,53	OK	57,22	OK	6,95	OK
572	J[347]	6422,27	-23,6	-772,28	393,57	-8,84	91,76	OK	56,48	OK	6,77	OK
573	I[347]	6422,27	-8,17	-435,47	393,57	-17,66	91,76	OK	56,63	OK	3,82	OK
573	J[348]	6422,27	-8,17	-415,52	1174,39	5,03	162,03	OK	56,42	OK	3,64	OK
574	I[348]	6422,27	7,4	-85,48	1174,39	15,18	162,03	OK	56,59	OK	0,75	OK
574	J[349]	6422,27	7,4	-65,54	1239,47	1,07	167,89	OK	56,35	OK	0,57	OK
575	I[349]	6422,27	7	-528,29	1239,47	12,14	167,89	OK	56,54	OK	4,63	OK
575	J[350]	6422,27	7	-508,34	2146,59	-1,49	249,53	OK	56,36	OK	4,46	OK
576	I[350]	6422,27	-6,81	-180,52	2146,59	-10,62	249,53	OK	56,51	OK	1,58	OK
576	J[351]	6422,27	-6,81	-160,57	2346,8	-2,69	267,55	OK	56,38	OK	1,41	OK
577	I[351]	6422,27	-6,82	304,66	2346,8	-9,82	267,55	OK	56,50	OK	2,67	OK
577	J[352]	6422,27	-6,82	324,6	1859,42	-3,45	223,68	OK	56,39	OK	2,85	OK
578	I[352]	6422,27	-6,81	-447,66	1859,42	-9,28	223,68	OK	56,49	OK	3,93	OK
578	J[353]	6422,27	-6,81	-427,71	2550,3	3,97	285,86	OK	56,40	OK	3,75	OK
579	I[353]	6422,27	6,81	-105,16	2550,3	8,94	285,86	OK	56,48	OK	0,92	OK
579	J[354]	6422,27	6,81	-85,21	2565,61	4,3	287,24	OK	56,41	OK	0,75	OK
580	I[354]	6422,27	-6,81	392,63	2565,61	8,72	287,24	OK	56,48	OK	3,44	OK
580	J[355]	6422,27	-6,81	412,57	1900,93	4,53	227,42	OK	56,41	OK	3,62	OK
581	I[355]	6422,27	-6,81	-405,5	1900,93	-8,58	227,42	OK	56,48	OK	3,56	OK
581	J[356]	6422,27	-6,81	-385,55	2490,46	-4,68	280,48	OK	56,41	OK	3,38	OK
582	I[356]	6422,27	-6,81	98,67	2490,46	-8,48	280,48	OK	56,48	OK	0,87	OK
582	J[357]	6422,27	-6,81	118,62	2420,72	4,79	274,20	OK	56,42	OK	1,04	OK
583	I[357]	6422,27	-6,81	438,85	2420,72	8,4	274,20	OK	56,48	OK	3,85	OK
583	J[358]	6422,27	-6,81	458,79	1686,82	4,87	208,15	OK	56,42	OK	4,02	OK
584	I[358]	6422,27	-6,81	-368,15	1686,82	-8,34	208,15	OK	56,47	OK	3,23	OK
584	J[359]	6422,27	-6,81	-348,2	2223,08	-4,94	256,41	OK	56,42	OK	3,05	OK

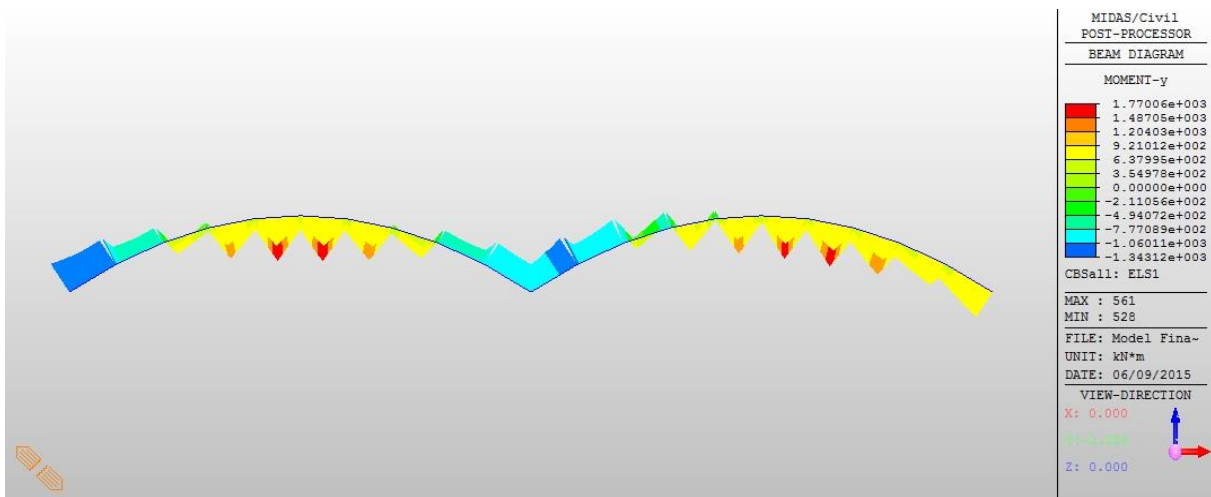
585	I[359]	6422,27	-6,81	137,48	2223,08	-8,29	256,41	OK	56,47	OK	1,21	OK
585	J[360]	6422,27	-6,81	157,43	2103,76	4,99	245,67	OK	56,42	OK	1,38	OK
586	I[360]	6422,27	-6,81	476,85	2103,76	8,23	245,67	OK	56,47	OK	4,18	OK
586	J[361]	6422,27	-6,81	496,8	1328,12	5,05	175,87	OK	56,42	OK	4,36	OK
587	I[361]	6422,27	-6,81	-324,27	1328,12	-8,17	175,87	OK	56,47	OK	2,84	OK
587	J[362]	6422,27	-6,81	-304,32	1809,5	-5,12	219,19	OK	56,42	OK	2,67	OK
588	I[362]	6422,27	-6,81	177,4	1809,5	-8,08	219,19	OK	56,47	OK	1,56	OK
588	J[363]	6422,27	-6,81	197,35	1620,57	5,21	202,19	OK	56,42	OK	1,73	OK
589	I[363]	6422,27	-6,81	518,42	1620,57	7,97	202,19	OK	56,47	OK	4,55	OK
589	J[364]	6422,27	-6,81	538,37	766,25	5,32	125,30	OK	56,42	OK	4,72	OK
590	I[364]	6422,27	-6,81	-265,03	766,25	-7,8	125,30	OK	56,47	OK	2,32	OK
590	J[365]	6422,27	-6,81	-245,09	1142,36	5,49	159,15	OK	56,43	OK	2,15	OK
591	I[365]	6422,27	-6,81	229,08	1142,36	7,55	159,15	OK	56,46	OK	2,01	OK
591	J[366]	6422,27	-6,81	249,03	833,11	5,74	131,32	OK	56,43	OK	2,18	OK
592	I[366]	6422,27	6,81	573,39	833,11	7,18	131,32	OK	56,46	OK	5,03	OK
592	J[367]	6422,27	6,81	593,34	-918,86	-6,11	139,03	OK	56,44	OK	5,20	OK
593	I[367]	6422,27	6,83	-166,69	-918,86	-6,61	139,03	OK	56,45	OK	1,46	OK
593	J[368]	6422,27	6,83	-146,74	-699,26	-6,73	119,27	OK	56,45	OK	1,29	OK
594	I[368]	6422,27	6,81	319,23	-699,26	-5,78	119,27	OK	56,43	OK	2,80	OK
594	J[369]	6422,27	6,81	339,18	-1104,35	-7,62	155,73	OK	56,46	OK	2,98	OK
595	I[369]	6422,27	-7,13	667,41	-1104,35	-4,45	155,73	OK	56,41	OK	5,85	OK
595	J[370]	6422,27	-7,13	687,35	-2186,21	9,45	253,09	OK	56,49	OK	6,03	OK
596	I[370]	6422,27	-7,78	222,03	-2186,21	2,85	253,09	OK	56,38	OK	1,95	OK
596	J[371]	6422,27	-7,78	241,98	-2466,37	13,44	278,31	OK	56,56	OK	2,12	OK
597	I[371]	6422,28	9,04	569,7	-2466,37	4,21	278,31	OK	56,41	OK	5,00	OK
597	J[372]	6422,28	9,04	589,65	-3367,19	-15,95	359,38	NON	56,60	OK	5,17	OK
598	I[372]	6422,28	30,93	922,48	-3367,19	-7,76	359,38	NON	56,47	OK	8,09	OK
598	J[328]	6422,28	30,93	942,36	-4943,16	-66,87	501,22	NON	57,45	OK	8,27	OK

# ANNEXE C

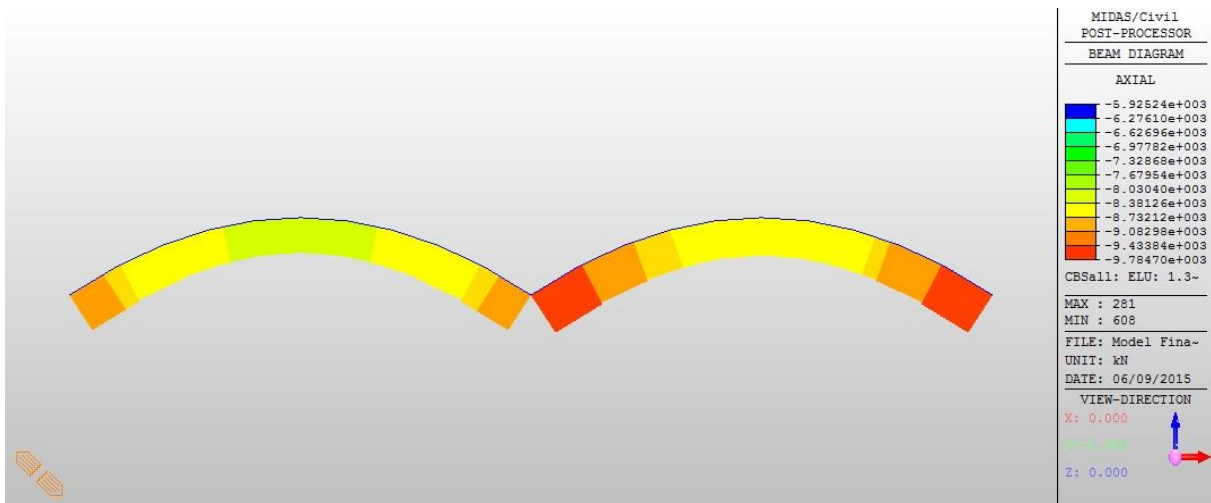
## DIAGRAMMES DES EFFORTS



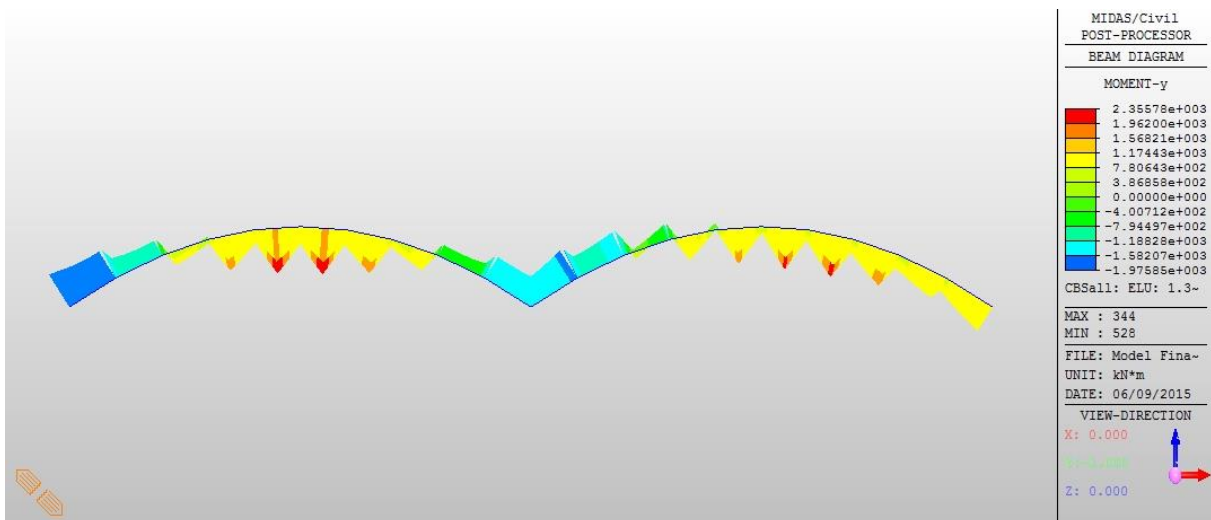
C.1 : diagramme de  $N_x$  dans l'arc (G+UIC71 (VD+VG)+0.5 T)



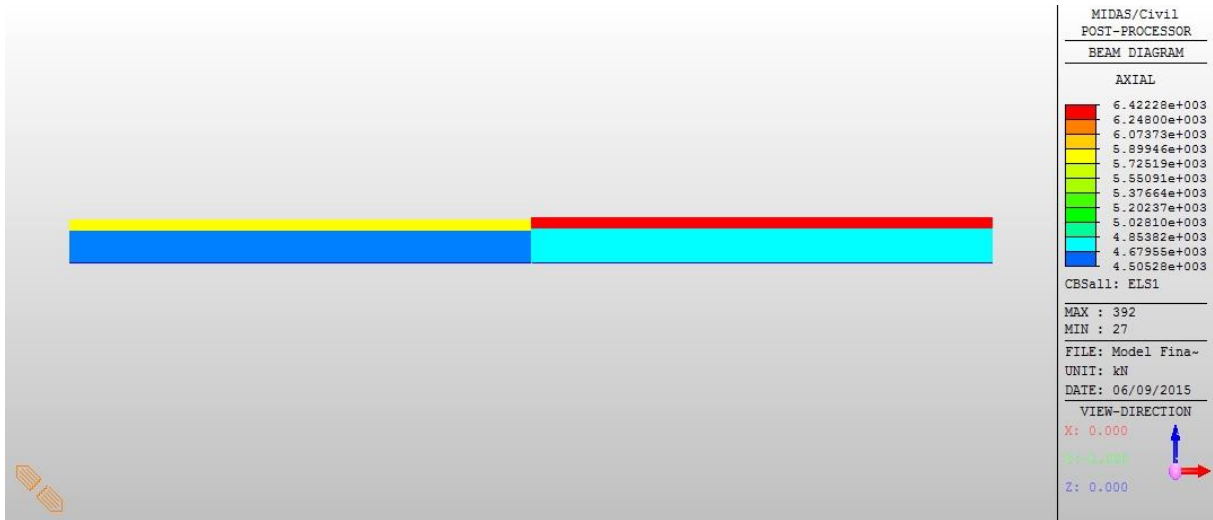
C.2 : diagramme de  $M_y$  dans l'arc (G+UIC71 (VD+VG)+0.5 T)



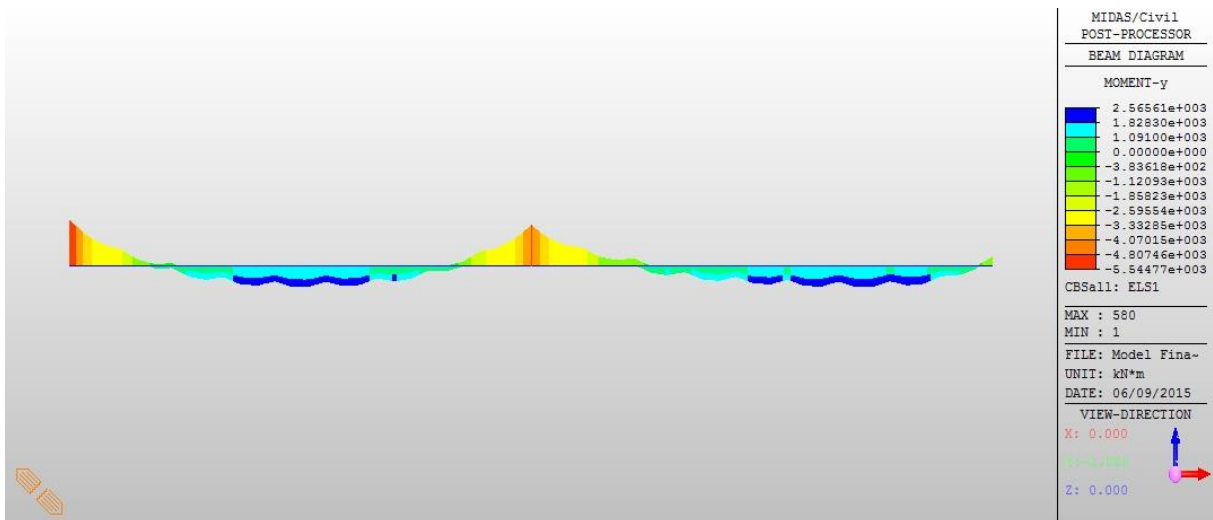
C.3 : diagramme de  $N_x$  dans l'arc (1.35G+1.45UIC71 (VD+VG)+0.5 T)



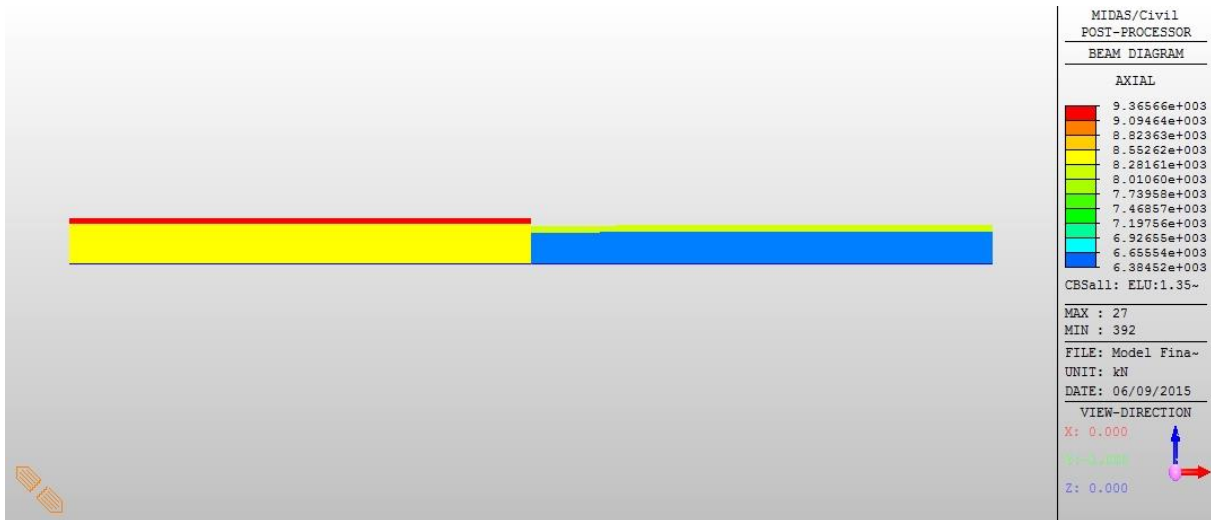
C.4 : diagramme de  $M_y$  dans l'arc (1.35G+1.45UIC71 (VD+VG)+0.9W+1.2T)



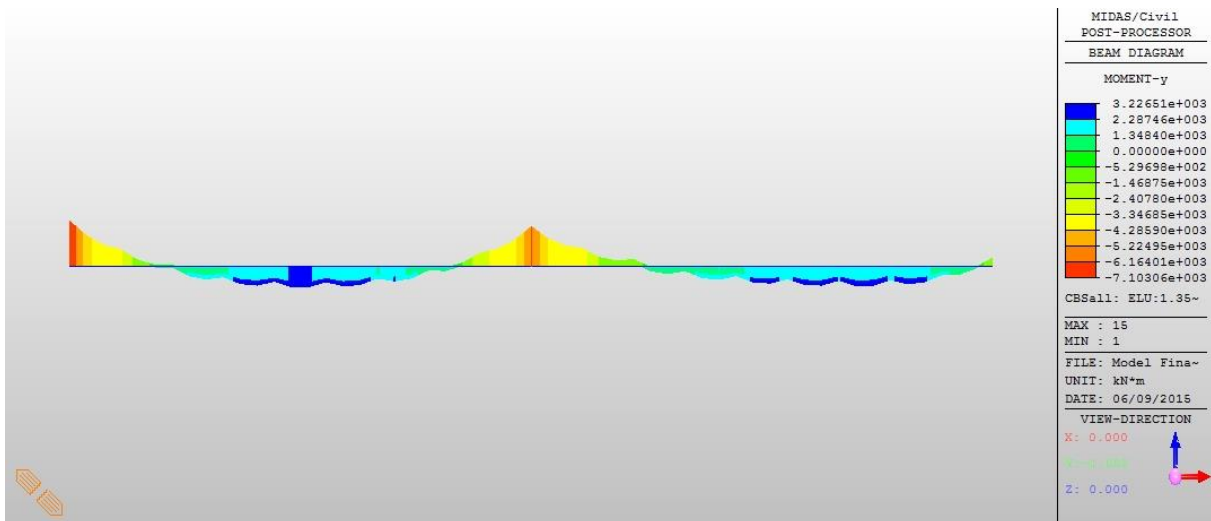
C.5 : diagramme de  $N_x$  dans les poutres longitudinales (G+UIC71 (VD+VG)+0.5 T)



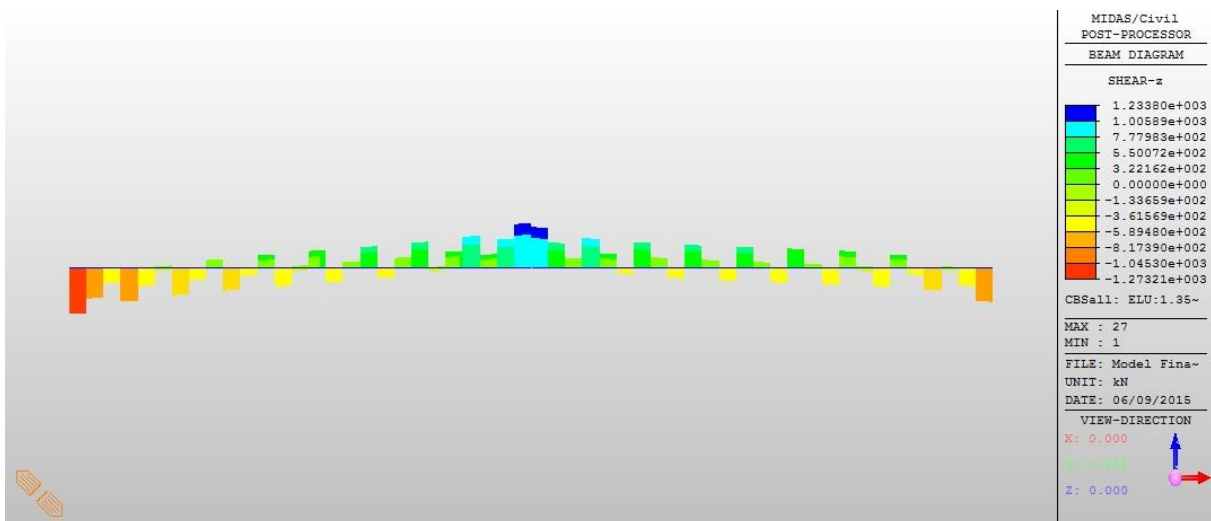
C.6 : diagramme de  $M_y$  dans les poutres longitudinales (G+UIC71 (VD+VG)+0.5 T)



C.7 : diagramme de  $N_x$  dans les poutres longitudinales (1.35G+1.45UIC71(VD+VG)+0.9W+1.2T)



C.8 : diagramme de  $M_y$  dans les poutres longitudinales (1.35G+1.45UIC71(VD+VG)0.9W+1.2T)



C.9 : diagramme de  $T_z$  dans les poutres longitudinales  
(1.35G+1.45UIC71(VD+VG)0.9W+1.2T)