

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN PONT
FERROVIAIRE AU PK 28+958 LIGNE
MINIÈRE TEBESSA - ANNABA**

Présenté par :

ADJA MOSTAPHA
LATRECHE KHALIL

Encadré par :

Mr. SEBAH OMAR
Dr. CHIKH BENAZOUZ

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciement

Nous tenons à exprimer notre gratitude à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce projet.

*Tout d'abord, nos sincères remerciements à notre encadreur, **Monsieur SEBAH Omar**, Directeur des Études à l'entreprise SAPTA, pour son engagement exceptionnel et ses conseils avisés tout au long de notre travail. Son expertise nous a permis de naviguer efficacement à travers les défis techniques et conceptuels du projet.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher Co-encadreur **Dr CHIKH Benazouz**, pour ses suggestions et encouragements qui ont enrichi notre travail.*

*Pour la même occasion on tient à remercier toutes la famille de L'ENSTP particulièrement aux professeurs et surtout à **Mr. FEDGHOUCHE** et **Mr. ZOURGUI** et à l'administration pour leur soutien constant, ainsi aux responsables de la bibliothèque.*

*Nos remerciements vont également à **M. GUERFI** et à **M. EL MOKRETAR** pour la formation sur le logiciel MIDAS.*

*Nos remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont collaboré à la réalisation de ce projet, avec une mention spéciale à **SIOUANI Toufik** et **DAHMANE Mohamed**, ingénieurs à la SAPTA.*

Enfin, Nous remercions également les membres du jury pour l'effort qu'ils vont déployer pour examiner ce travail.

Dédicace

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, le très miséricordieux.

Je dédie ce projet de fin d'études :

À mes parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants tout au long de mon parcours académique. Merci de toujours croire en moi et de m'inspirer à donner le meilleur de moi-même.

À mes sœurs, Merci pour votre encouragement, Ce projet vous est dédié.

A ma grande famille paternelle et maternelle.,

À mon binôme, LATRECHE khalil, pour sa collaboration, son esprit d'équipe et son soutien tout au long de ce projet.

A mes confrères et mes frères, DJAFER CHERIF Bilel, KAZOUIT Amine, CHAMI Nadjib Ibrahim.

ADJA MOSTAPHA

DEDICACES

Je dédie ce travail, ...

A MA TRES CHERE MERE,

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes et expressives soit-elle ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai

Toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissantte préserve, t'accorde santé, bonheur, Quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.

A MON PERE : MOHAMMED,

A mon père, qui a veillé à mon éducation, et m'a donné tous les soins nécessaires pour devenir ce que je suis, A celui qui m'a toujours poussé à poursuivre mes études et m'a encouragé, A celui qui attendait ce jour, espérant me voir atteindre ce que je voulais. Tu es lesoutien et tu le resteras.

**A mes frères mes frères NACER, DJALAL, SALAH, et LAZHER
A toute la famille LATRECHE,**

A MA GRANDE FAMILLE paternelle et maternelle : mes grands-parents, mes tantes, mesoncles ainsi que mes cousins et cousines.

**A mon binôme et confrère ADJA MOSTAPHA,
Pour toute l'ambiance dont tu nous entoures, pour toute la spontanéité et la bonne humeur.**

**A Mes confrères et Mes frères : AINAOUI Bilel, BOUHOUITA Rachid,
DAHDOUH Amir DJAFER CHERIF Billel, KAZOUIT Amine, BENDRISS Amine , KORICHI Aymen .**

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Enfin,

A vous ...

LATRECHE Khalil Ben Mohammed

إلَيْكَ أَنْتَ أَيُّهَا الْقَارِئُ

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في اطار مشروع نهاية التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 28+958.000 والنقطة الكيلومترية 29+157.100 بطول يمتد على 200متر، يدخل في إطار إعادة تهيئة وتحديث السكة الحديدية الخاصة بنقل المعادن التي تربط عنابة بتبسة.

دراستنا تشمل النظرية والتطبيق في تصميم وتحديد الأبعاد وحساب وتخطيط جسر سكة حديد، وبالتحديد الجسور المختلطة لدراسة المنشأة وعناصرها المختلفة مثل الطابق العلوي والأساسات، استخدمنا نموذج حساب قائم على طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج ميداس سيفيل.

كلمات مفتاحية: جسر ثنائي الروافد، جسر صندوق، خرسانة مسبقة الإجهاد، خليط الصلب والخرسانة، دراسة زلزالية التجهيزات.

RESUME

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études, il présente la conception et l'étude d'un pont ferroviaire du 28+958.000 au PK 29+157.100 sur une longueur 200 m. Cet ouvrage fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire minière électrifiée à double voie qui relie entre Annaba –Tébessa et qui se situe dans le tronçon Bouchegouf à Annaba.

Notre étude englobe la théorie et la pratique dans la conception, le dimensionnement, le calcul et la projection d'un pont ferroviaire, précisément les ponts mixtes. Pour pouvoir étudier l'ouvrage et ses différents éléments qui composent, tels que le tablier, les fondations, on a utilisé un modèle de calcul à base d'élément finis « MIDAS CIVIL ».

Mots clés : Pont bipoutre, Pont voussoir, Béton précontraint, Pont mixte béton-acier, Etude sismique, Equipements.

ABSTRACT

This work is part of the end of studies project, it presents the design and study of a railway bridge from 28+958.000 to PK 29+157.100 over a length of 200 m. This work is part of the new double-track electrified mining railway line that connects Annaba -Tebessa and is located in the Bouchegouf to Annaba.

Our study encompasses theory and practice in the design, dimensioning, calculation and projection of a railway bridge, specifically composite bridges (steel-concrete) . In order to be able to study the structure and its various components, such as the deck and the foundations, a finite element calculation model " MIDAS CIVIL " was used.

Keywords : Twin-girder Bridge, Reinforced concrete segment bridge, Prestressed concrete, Mixed steel-concrete, Earthquake, Equipment

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I :	Recherche Bibliographique
---------------------	----------------------------------

I.1	INTRODUCTION	2
I.2	Principe De Fonctionnement De La Poutre Mixte Acier-Beton :	2
I.3	Historique De L'étude De La Poutres Mixte Acier-Beton :	4
I.4	Types D'interaction Dans Les Poutres Mixtes :	4
I.5	Influence De La Connexion Sur La Poutre Mixte Acier-Beton.	5
I.6	Comportement Des Matériaux De La Poutre Mixte Acier-Béton :	7
I.8.1	L'acier :	7
I.8.2	Le béton:	8
I.7	Principe de dimensionnement des poutres mixtes :	9
I.8	Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	9
I.8.1	Analyse élastique :	9
I.8.2	Moment résistant élastique	11
I.8.3	Analyse Plastique	12
I.8.4	Moment résistant plastique pour une connexion complète	12
I.9	Calcul à l'ELS	15
I.10	Conclusion :	15

Chapitre II :	Présentation De Projet
----------------------	-------------------------------

II.1	INTRODUCTION.....	16
II.2	PRESENTATION DU PROJET	16
II.2.1	Objectif Du Projet.....	16
II.2.2	Situation du Projet	17
II.2.3	L'obstacle A Franchir	17
II.3	DONNEES DU PROJET	17
II.3.1	Les Donnees Fonctionnelles	17
II.3.1.1	Tracé en plan	17
II.3.1.2	Profil en long	18
II.3.1.3	Profile en travers	18
II.3.2	Les Donnees Naturelles	19
II.3.2.1	Topographie.....	19
II.3.2.2	Sismicité du site.....	19
II.3.2.3	Température.....	21
II.3.2.4	Géotechnique	21

II.3.2.5	Hydrologie	22
II.3.2.6	Pluviometrie.....	22
II.4	CONCLUSION.....	22

Chapitre III : Conception Et Prédimensionnement

III.1	INTRODUCTION.....	23
III.2	CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	23
III.3	PRESENTATION DES VARIANTES.....	23
III.4	Variante 01 : Pont A Poutres Prefabriquees Precontraintes Du Type Vipp	24
III.4.1	Predimensionnement De La Superstructure.....	24
III.4.1.1	Implantation Des Appuis.....	24
III.4.1.2	Conception Transversale	24
III.4.2	CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée).....	25
III.4.2.1	Prédimensionnement des piles / guide SETRA	25
III.4.2.2	Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA	26
III.5	Variante 02 : « Pont Voussoir En Beton Precontraint Construit Par Encorbellements Successifs »	27
III.5.1	PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE.....	27
III.5.1.1	IMPLANTATION DES APPUIS.....	27
III.5.1.2	CONCEPTION TRANSVERSALE.....	27
III.5.2	CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée)	28
III.5.2.1	PREDIMENSIONNEMENT DES PILES / GUIDE SETRA	28
III.5.2.2	Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA	29
III.6	VARIANTE 03 : « PONT MIXTE BIPOUTRE ».....	30
III.6.1	PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE	30
III.6.1.1	Implantation des appuis :.....	30
III.6.1.2	Conception transversale (Selon document SETRA) :.....	30
III.6.1.3	Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 2 [SETRA].....	30
III.6.1.4	Entretoisement des poutres :	32
III.6.2	CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée) :	33
III.6.2.1	Prédimensionnement des piles/ guide SETRA :.....	33
III.6.2.2	Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA	33
III.7	CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 4 : PONT MIXTE MULTIPOUTRES.....	34
III.7.1	PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE.....	35
III.7.1.1	Implantation des appuis.....	35

III.7.1.2	CONCEPTION TRANSVERSALE (SELON DOCUMENT SETRA) :	35
III.7.1.3	Entretoisement :	36
III.7.2	CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée) :	37
III.7.2.1	Prédimensionnement des piles/ guide SETRA :	37
III.7.2.2	Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA	37
III.8.8	ANALYSE MULTICRITERE.....	38
III.8.1	COMPARAISON ENTRE LES 3 VARIANTES.....	38
III.8.2	DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES QUATRE VARIANTES.....	40
III.8.3	ANALYSE DES VARIANTES	40
III.8.4	CONCLUSION	41

Chapitre IV : Matériaux Et Hypotheses De Calcul

IV.1	INTRODUCTION.....	42
IV.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL	42
IV.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	42
IV.3.1	Béton.....	42
IV.3.1.1	Résistances caractéristiques	42
IV.3.1.2	Les aciers :.....	44
IV.4	CONCLUSION	46

Chapitre V Evaluation Des Charges Et Surcharges

V.1.	Présentation du trafic ferroviaire.....	47
V.2.	Domaine d'application.....	47
V.3.	Evaluation des charges et surcharges	47
V.3.1.	La charge permanente (CP)	47
V.3.2.	La charge complémentaire permanente (CCP).....	48
V.3.3.	Les surcharges dues au trafic ferroviaire	50
V.3.3.1.	Schéma de charge UIC71	50
V.3.3.2.	Schémas de charges SW/0 et SW/2.....	50
V.3.3.3.	Modèle de charges "Train à vide"	51
V.3.4.	Chargements verticaux	51
V.3.5.	Transmission des charges aux structures.....	51
V.3.6.	Effets dynamiques :	52
V.3.6.1.	Domaine d'application	53
V.3.6.2.	Coefficient dynamique :	53

V.3.7.	Effort de lacet	54
V.3.8.	Forces centrifuges.....	54
V.3.9.	Forces de démarrage et de freinage :	54
V.3.10.	Effet du vent	55
V.3.11.	Action dues aux variations de température.....	55
V.3.11.1.	La variation uniforme.....	55
V.3.11.2.	Le gradient thermique	55
V.3.12.	Actions accidentelles :	56
V.3.12.1.	Déraillement sur le pont	56
V.3.13.	Groupe de charges	57
V.4.	EVALUATION DES EFFORTS	58
V.4.1.	INTRODUCTION	58
V.4.2.	REPARTITION LONGITUDINALE	58
V.4.2.1.	Calcul Des Moments Flechissant Et Des Efforts Tranchant :	58
V.4.3.	REPARTITION TRANSVERSALE DES SURCHARGES :	64
V.4.3.1.	Introduction	64
V.5.	MODELE DE CALCUL NUMIRIQUE.....	68
V.5.1.	LOGICIEL DE CALCUL.....	68
V.5.2.	Modélisation :	68
V.5.3.	Vue en 3D du modèle	69
V.5.4.	Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons :	69
V.5.5.	Les charges roulantes.....	70
V.5.6.	Résultats obtenus :	71
V.5.7.	Comparaison Entre Les Résultats des 2méthodes (MIDAS et manuel) :	73
V.6.	CONCLUSION :	73

Chapitre VI :	Etude de la section mixte
----------------------	----------------------------------

VI.1.	INTRODUCTION.....	74
VI.2.	HYPOTHESE DE CALCUL	74
VI.3.	CALCUL DE LA SECTION MIXTE.....	75
VI.3.1.	Caractéristiques Géométriques du PRS	75
VI.3.2.	Caractéristiques Géométriques de la Dalle.....	76
VI.3.3.	Caractéristiques géométriques de la dalle.....	79
VI.3.4.	Le Retrait du Béton	82
VI.3.5.	Calcul du retrait à la mise en service.....	82
VI.3.6.	Hypothèse de calcul des contraintes dues aux retraits.....	84

VI.3.7. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :.....	86
VI.3.8. Vérification des Contraintes de Cisaillement (ELS).....	87
VI.3.9. Etapes de Vérification :.....	88
VI.4. LES PHENOMENES D'INSTABILITE ELASTIQUE	90
VI.4.1. La Classe de Résistance	91
VI.4.2. Résistance en section	92
VI.4.3. Vérification de la Poutre Fléchie.....	93
VI.4.4. Le déversement	94
VI.4.5. Le Voilement.....	95
VI.5. ETUDE DES ENTRETOISES.....	96
VI.5.1. Introduction.....	96
VI.5.2. Entretoise Courante.....	96
VI.6. LES CONNECTEURS	98
VI.6.1. ETUDE DES CONNECTEURS :.....	98
VI.6.2. LES TYPES DES CONNECTEURS :.....	99
VI.6.3. Caractéristiques des connecteurs choisis :	100
VI.6.4. Résistance ultime des goujons :	100
VI.6.5. Vérification :	100
VI.6.6. Espacement des goujons :	101
VI.7. Calcul de la flèche :.....	101
Charges permanentes :	101
Charge complément permanent :.....	102
VI.8. LES ASSEMBLAGES.....	102
VI.8.1. Introduction.....	102
VI.8.2. Définition du Soudage	102
VI.8.3. Le Principe de Soudage.....	102
VI.8.4. Types de Soudures	102
VI.8.5. Calcul des Soudures	104
VI.8.6. Contrôle des Soudures	105
VI.8.7. Nettoyage des Soudures	105
VI.9. CONCLUSION	105

Chapitre VII :

Etude De La dalle

VII.1 INTRODUCTION :	106
VII.2 Calcul des moments :.....	106

VII.2.1	Charges Permanentes :.....	107
VII.2.1.1	DALLE CENTRALE :.....	107
VII.2.1.2	CALCUL DES DALLES EN ENCORBELLEMENT SOUS CHARGES PERMANENTES :.....	108
VII.2.2	CALCUL DES EFFORTS DANS LA DALLE SOUS L’EFFET DES SURCHARGES : 108	
VII.2.2.1	SURCHARGES UIC 71	108
VII.2.2.2	CALCUL DU MOMENT DU A LA SURCHARGE DU TROTTOIR	109
VII.3	Bilan des moments :.....	109
VII.4	FERRAILLAGE TRANAVERSALE DE LA DALLE COUVERTURE	110
VII.5	Ferrailage Longitudinale :.....	111
VII.6	La résistance au non-poinçonnement de la dalle :	111

Chapitre VIII :	Equipement De pont
------------------------	---------------------------

VIII.1.	INTRODUCTION	113
VIII.2.	APPAREIL D’APPUI	113
VIII.2.1.	Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d’appuis	113
VIII.2.2.	Dimensionnement de l’appareil d’appui.....	114
VIII.3.	REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR LES APPUIS :.....	115
VIII.3.1.	Calcul des rigidités :	115
VIII.3.2.	Evaluation des efforts horizontaux	117
VIII.3.2.1.	Efforts dus aux actions statiques :	117
VIII.3.2.2.	Efforts dus aux actions dynamiques :	118
VIII.4.	VERIFICATION DES APPAREILS D’APPUI :.....	119
VIII.4.1.	Vis à vis de la contrainte due à l’effort normal :	119
VIII.4.2.	Vis-à-vis de la contrainte due à l’effort horizontal :	119
VIII.4.3.	Vis-à-vis de la contrainte due à la rotation d’un feuillet par rapport à l’autre :	120
VIII.4.4.	Condition de non-cheminement :	120
VIII.4.5.	Condition de non-soulèvement :	121
VIII.4.6.	Condition de non-glissement :	121
VIII.5.	VERIFICATION DES DIMENSIONS DES FRETTEES :.....	121
VIII.6.	Ferrailage du Dé d’appui :	121
VIII.7.	JOINTS SOUS BALLASTE DE DILATATION.....	123
VIII.7.1.	Calcul du souffle.....	123
VIII.8.	ETANCHEITE DU TABLIER.....	123
VIII.9.	ÉVACUATION DES EAUX	123
VIII.10.	CONCLUSION	124

IX.1.	INTRODUCTION.....	125
IX.2.	ETUDE DE LA PILE.....	125
IX.2.1.	Conception de la pile.....	125
IX.2.2.	Evaluation de la raideur totale K.....	125
IX.2.3.	La raideur du système :	126
IX.2.4.	Etude sismique	126
IX.2.4.1.	Méthode de calcul	127
IX.2.4.2.	Evaluation d'efforts sismiques longitudinaux.....	128
IX.2.4.3.	Evaluation D'efforts Sismiques Transversal :.....	129
IX.2.4.4.	Composante verticale du séisme :.....	129
IX.2.5.	Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :	130
IX.2.6.	Evaluation des efforts agissant sur la pile	130
IX.2.7.	Efforts sismiques :.....	131
IX.2.8.	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	132
IX.2.9.	Calcul de Ferrailage	132
IX.2.9.1.	Ferrailage de la pile type creuse :.....	132
	Ferrailage transversal (Section minimale des armatures d'effort tranchant) :.....	134
IX.2.9.2.	Ferrailage de cheville (sommier ou tête de pile) :	135
IX.2.9.2.1	Armatures de chaînage :	135
IX.2.9.2.2	Armatures horizontales :	136
IX.2.9.2.3	Armatures verticales.....	136
IX.2.9.2.4	Armature d'éclatement :.....	136
IX.2.10.	ETUDE DES FONDATIONS.....	136
IX.2.10.1.	Etude de la semelle.....	136
IX.2.10.2.	Calcul des sollicitations.....	137
IX.2.10.3.	Nombre des pieux.....	137
IX.2.10.4.	Effort revenant à chaque pieu.....	137
IX.2.10.5.	Ferrailage de la semelle.....	138
IX.3.	ETUDE DE LA CULEE	140
IX.3.1.	Pré-dimensionnement des éléments de la culeé :	140
IX.3.2.	Evaluation Des Efforts	140
IX.3.3.	Détermination des sollicitations	141
IX.3.4.	Les efforts due aux charges verticales totales	142

IX.3.5. Les efforts due aux poussées horizontales totales	142
IX.3.6. Vérifications de stabilité.....	142
IX.3.7. Ferrailage de la culée :	142
IX.3.8. Le ferrailage	143

CONCLUSION GENERALE.	150
-----------------------------------	-----

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Liste des figures

Chapitre I :	Recherche Bibliographique
Figure I- 1-poutre mixte acier béton.....	3
Figure I- 2-Ponts mixte acier-béton.....	3
Figure I- 3- Exemples de type de poutres mixtes.	3
Figure I- 4-Type de connexion à l'interface de la poutre mixte.....	5
Figure I- 5-Influence du degré de connexion sur la poutre mixte	6
Figure I- 6-Différence entre les courbes $M-\phi$ entre la connexion complète et partielle.	6
Figure I- 7-Loi de comportement de l'acier	7
Figure I- 8-Influence de la limite élastique sur la ductilité de l'acier	8
Figure I- 9-Répartition de la rigidité en flexion sur une poutre mixte continue.	10
Figure I- 10-Position de l'axe neutre élastique sur la section	10
Figure I- 11-Distribution de contraintes sur la section efficace	11
Figure I- 12-Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans la dalle de béton.....	13
Figure I- 13-Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans la semelle de l'IPE.....	13
Figure I- 14-Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans l'âme de l'IPE.....	14

Chapitre II :	Présentation De Projet
Figure II- 1: la ligne minière Annaba Djebel onk	17
Figure II- 2: Situation du projet [Google Earth].	17
Figure II- 3: Tracé en plan.....	18
Figure II- 4: Profil en long	19
Figure II- 5: Profil en travers.....	19
Figure II- 6: Situation Du Secteur D'étude Sur La Carte De Zonage Sismique	20
Figure II- 7 : Situation de la zone d'étude sur le bassin versant de l'oued Seybouse.	22

Chapitre III :	Conception Et Prédimensionnement
-----------------------	---

Figure III- 1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	23
Figure III- 1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	23
Figure III- 2: Schéma de la variante poutre en précontrainte.....	24
Figure III- 3: schéma de la variante pont vousoir en béton précontraint.....	27
Figure III- 4: Notations des dimensions.....	27
Figure III- 5: schéma statique de la variante 3.....	30
Figure III- 6: Dimensions des poutres.....	31
Figure III-7 : Type d'entretoisement.....	33
Figure III-8 : schéma statique de la variante 4 :.....	35
Figure III- 9: dimension de la poutre.....	36

Chapitre IV :

Matériaux Et Hypotheses De Calcul

Figure IV- 1: Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures.	44
--	----

Chapitre V :

Evaluation des charges et surcharges

Figure V- 1- Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales	49
Figure V- 2: Schémas de charges SW/0 et SW/2.....	49
Figure V- 3 : répartition due au ballast et aux rails.....	50
Figure V- 4 répartition due au ballast et aux deux rails.....	51
Figure V- 5: Diffusion des charges des rails et des traverses.....	51
Figure V- 6 Situation de calcul I - Charge équivalente QA1d et qA1d.....	55
Figure V- 7: Situation de calcul II - Charge équivalente QA2d et qA2d.....	55
Figure V- 8: Charge permanente CP.....	57
Figure V- 9: Charge permanente CCP.....	58
Figure V- 10: types des lignes d'influence.....	60
Figure V- 11: Poutre sous charge UIC 71 a x= 5m.....	61
Figure V- 12: Poutre sous chargement SW2 a x=5m.....	62
Figure V- 13: Poutre sous chargement train à vide a x=5m.....	63
Figure V- 14: Schéma transversal pour les surcharges UIC71.....	64
Figure V- 15: Schéma transversal pour les surcharges sw2.....	65
Figure V- 16: Schéma transversal pour les surcharges sw2 et uic71.....	65
Figure V- 17: Schéma transversal pour les surcharges uic71 en deux voie.....	66
Figure V- 18: MIDAS CIVIL 2022.....	67
Figure V- 19: Vue en 3D du modèle.....	68
Figure V- 20 Exemple de charge lingère.....	69
Figure V- 21: Affectation des charges type UIC71 et SW2.....	69
Figure V- 22: Moment fléchissant longitudinal a ELS.....	70
Figure V- 23 : Moment fléchissant longitudinal a ELU.....	70
Figure V- 24 : Effort tranchant longitudinal a ELS.....	71
Figure V- 25 : Effort tranchant longitudinal a ELU.....	71

Chapitre VI :	Etude de la section mixte
Figure VI.1: Section de poutre.	75
Figure VI.2 : Définition de la largeur efficace.	77
Figure VI.3 : Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.	77
Figure VI.4 : La section de la dalle.	78
Figure VI.5 : Centre de gravité de la section mixte.....	79
Figure VI.6 : La distribution des contraintes dans une section mixte.	80
Figure VI.7 : Effets du retrait du béton dans la section mixte.	84
Figure VI.8 : Effet de vent sur la dalle mixte.....	97
Figure VI.9 : Fléchissement d'une poutre mixte sans glissement de la dalle par rapport à la poutrelle métallique.....	98
Figure VI.10 Fléchissement d'une poutre mixte avec glissement de la dalle par rapport à la poutrelle métallique.....	99
Figure VI.11 : Types des guojon.....	99
Figure VI.12 : Soudures en bout.	103
Figure VI.13 : Assemblage en T.	103
Figure VI.14 : Liaison d'âme.	103
Figure VI.15 : Détail de soudure de la semelle supérieure.	104
Figure VI.16 : Détail de soudure de la semelle inférieure.....	104
Figure VI.17 : Gorge d'une soudure d'angle.....	105

Chapitre VII :	Etude De la dalle
Figure VII- 1 Vue en plan de la dalle de la Travée de rive	107
Figure VII- 2 Schéma statique de la dalle	107
Figure VII- 3 Moments Transversal et Longitudinal sur la dalle centrale.	108
Figure VII- 4 :Dalles En Encorbellement Sous Charges Permanentes	109
Figure VII- 5:Calcul Des Efforts Dans La Dalle Sous L'effet D'UIC71.....	110
Figure VII- 6 : Dalles En Encorbellement Sous la surcharge du trottoire	110
Figure VII- 7: schéma de situation de déraillement	111

Chapitre VIII :	Equipement De pont
Figure VIII- 1 : Géométrie d'un appareil d'appui.	116
Figure VIII- 2 : Ferrailage du dé d'appui	125

Chapitre IX :	Etude De L'infrastructure
Figure IX- 1:Schéma statique d'une travée	132

Figure IX- 2 :Abaques de WALTHER.	135
Figure IX- 3 : Ferrailage longitudinale pile	137
Figure IX- 4 Ferrailage de mur garde grève.....	146
Figure IX- 5 : Modèle de calcul de mur en retour.....	147
Figure IX- 6 Ferrailage mur en retour.....	148
Figure IX- 7: l'emplacement des pieux de la semelle de la culee	149

Liste des tableaux

Chapitre II :	Présentation de projet
Tableau II- 1: Classification des ponts (selon le R.P.O.A 2008)	20
Tableau II- 2: coefficient d'accélération de zone « A » (selon le R.P.O.A 2008)	20
Chapitre III :	Conception Et Prédimensionnement
Tableau III- 2: Choix et dimensions de la pile retenue.	25
Tableau III- 3:Tableaux récapitulatifs de prédimensionnement des culées	25
Tableau III- 4: Récapitulation Prédimensionnement de la variante 2	27
Tableau III- 5: Choix et dimensions de la pile retenue	28
Tableau III- 6 :Choix et dimensions de la culée retenue.....	28
Tableau III- 7:Récapitulation Prédimensionnement de la variante 3	31
Tableau III- 8 : Choix et dimensions de la pile retenue	32
Tableau III- 9 : Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées	33
Tableau III- 10: Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 3 [SETRA].....	34
Tableau III- 11:Choix et dimensions de la pile retenue	36
Tableau III- 12:Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées	37
Tableau III- 13: Avantages et inconvénients des 4 variantes.....	38
Tableau III14 -: devis estimatif et quantitatif des variantes.....	39
Chapitre IV :	Matériaux Et Hypotheses De Calcul
Tableau IV- 1: Contrainte de calcul à l'ELU dans le béton	42
Tableau IV- 2: Modules d'élasticité du béton	43
Tableau IV- 3: Contraintes limites d'élasticité f_y	45
Tableau IV- 4: Contrainte limite à la rupture f_u	45

Chapitre V : **Evaluation des charges et surcharges**

Tableau V- 1 : Le poids totale de l'acier	47
Tableau V- 2 les charges parmanenmts CP	47
Tableau V- 3 :La charge complémentaire permanente (CCP)	48
Tableau V- 4: valeurs caractéristiques des charges verticales pour les schémas des charges SW/0 et SW/2.....	50
Tableau V- 5 :Groupe de charges.....	56
Tableau V- 6:Résultats de M_{cp} dans les différentes sections de la poutre	58
Tableau V- 7: Résultats de M_{ccp} dans les différentes sections de la poutre	59
Tableau V- 8:Résultats de MUIC et TUIC dans les différentes sections de la poutre	61
Tableau V- 9:Résultats de M_{SW2} et T_{SW2} dans les différentes sections de la poutre.....	62
Tableau V- 10:Résultats de M_{Tvide} et T_{Tvide} dans les différentes sections de la poutre.....	63
Tableau V- 11::Tableaux récapitulatifs des moments et efforts tranchants	72

Chapitre VI : **Etude de la section mixte**

Tableau VI- 1: Coefficient d'équivalence n.	74
Tableau VI- 2: Récapitulative de la section mixte à mi-travée.	81
Tableau VI- 3: Récapitulative de la section mixte sur appui.	81
Tableau VI- 4 : Les contraintes due aux retrait et température a mi-travée.....	86
Tableau VI- 5: Les contraintes due aux retrait et température a mi-travée.....	87
Tableau VI- 6: Les résultats des contraintes à mi-travée.	89
Tableau VI- 8: Les résultats des contraintes à l'appui.	89

Chapitre VII : **Etude de la dalle**

Tableau VII- 1: Tableau Recapitulatif Des Moments Flechissant	110
Tableau VII- 2: ferrailage totale de la dalle	112
Tableau VII- 3: vérification résistance au non-poinçonnement de la dalle.....	112

Chapitre VIII : **Equipement De pont**

Tableau VIII- 1 : Dimensions des appareils d'appui retenus.....	117
---	-----

Tableau VIII- 2: Récapitulatif des déplacements et des rigidités des appuis aux efforts statiques.....	118
Tableau VIII- 3: Récapitulatif des déplacements et des rigidités des appuis aux efforts dynamiques.....	119
Tableau VIII- 4: Efforts horizontaux dus au tablier.....	120
Tableau VIII- 5: Récapitulatif des efforts dynamiques.....	121

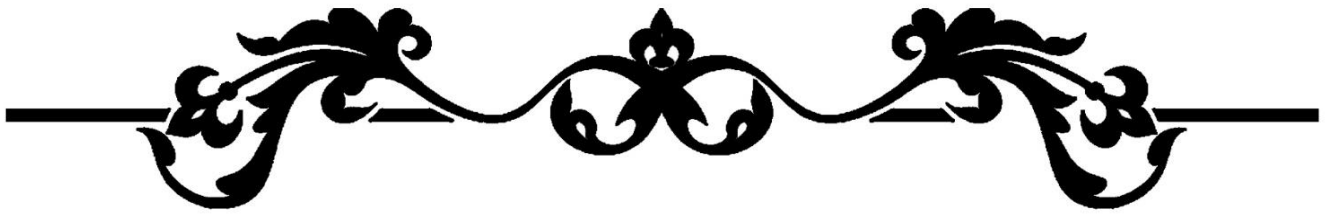
Chapitre IX :	Etude De L'infrastructure
----------------------	----------------------------------

Tableau IX- 1:Implantation et hauteurs des piles.....	127
Tableau IX- 2:Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.....	128
Tableau IX- 3:Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.	128
Tableau IX- 4:La force et le déplacement dans la direction longitudinal	130
Tableau IX- 5: calcul de la reaction verticale.....	132
Tableau IX- 6:Distrubition des forces verticales sur chaques appui	132
Tableau IX- 7:Combinaisons d'action à l'ELA.....	132
Tableau IX- 8 :Evaluation des efforts statiques sur la pile la plus sollicitée.	132
Tableau IX- 9:Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile.	133
Tableau IX- 10: Combinaisons des efforts à la base de la pile	133
Tableau IX- 11 :Section d'armature de la pile	136
Tableau IX- 12: Ferrailage transversal des piles en section creuse.....	137
Tableau IX- 13:Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.	139
Tableau IX- 14 :Nombre de pieux sous la semelle	139
Tableau IX- 15:La vérification des conditions de la méthode des bielles.	140
Tableau IX- 16 Coefficient de pondération.....	143
Tableau IX- 17 les sollicitations agissant sur la culée	144
Tableau IX- 18 Les efforts due aux charges verticales totales.....	144
Tableau IX- 19 Les efforts due aux poussées horizontales totales	144
Tableau IX- 20 Les efforts agissant sur le mur frontal	146
Tableau IX- 21 : Ferrailage de mue en retour	147
Tableau IX- 22 :Effort agissant sur la semelle	148
Tableau IX- 23: les réactions dans chaque cas.....	149

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CCP : Complément des charges permanentes.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
VSP : Voussoir sur pile.
VC : Voussoir à la clef.
 σ_{sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 σ_{Iup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.
 σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
M_p : Masse des piles.
M_T : Masse du tablier.
F_L : Force séismique longitudinale.
F_T : Force séismique transversale.
H_T : Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
H_{flv} : Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
B : Aire d'une section de béton
E_s : Module de Young de l'acier
E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj} : Module de Young différé à l'âge de j jours
 σ_{st} : la contrainte de calcul des aciers
 σ_{bc} : la contrainte de calcul de béton
 μ_u : moment résistant réduit
F : Force ou action en général
I : Moment d'inertie de la section
M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service
M_u : Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser} : Effort normal de calcul de service
N_u : Effort normal de calcul ultime
G : Action permanente
Q : Action d'exploitation
V_u : Effort tranchant de calcul ultime
W : Résultante des actions du vent
f_e : Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jours
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours
f_{bu} : résistance de béton utile
 ϵ_{st} : déformation d'acier
 ϵ_{bc} : déformation de béton
V_{Ed} : valeur de calcul du moment fléchissant.
V_{él,Rd} : le moment résistant de calcul au déversement.
A_v : aire de cisaillement.
f_y : moment résistance élastique de section brute.

p : Charge permanente unitaire
h : Hauteur d'une poutre
A_s : section des aciers tendus.
A_p : section de précontrainte
A₀ : section de précontrainte d'un câble
ΔP : perte de tension
l_f : Longueur de flambement
n : Coefficient d'équivalence acier-béton
st : Espacement des armatures transversales
d : hauteur utile de la section en flexion simple
y₁ : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS
y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU
z : Bras de levier du couple de flexion
γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton
M_{b,Rd} : est le moment résistant de calcul au déversement.
ξ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.
M_{el} : moment résistance élastique de section brute.



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études est l'aboutissement de la formation d'ingénieur, permettant de mettre en pratique les connaissances acquises pendant cinq années d'études. Le choix du projet doit être cohérent avec notre domaine professionnel tout en offrant une initiation à la conception et au dimensionnement des ouvrages d'art. Pour notre projet, nous avons choisi un sujet visant à consolider notre formation en conception et étude d'un pont ferroviaire.

La construction des ouvrages d'art connaît une activité significative grâce aux programmes mis en place pour répondre aux exigences socio-économiques du pays. Ces réalisations témoignent de l'importance de ces infrastructures au niveau national.

Un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. On distingue généralement les ponts routiers et ferroviaires. Le dimensionnement d'un pont est un travail de synthèse intégrant plusieurs disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations. La spécificité du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

En tenant compte de ces paramètres, l'ingénieur doit concevoir une solution optimisée en fonction de plusieurs critères déterminants (économie, sécurité des usagers, esthétique de l'ouvrage et délais de réalisation), tout en prenant en considération les contraintes naturelles et fonctionnelles.

Le présent ouvrage structuré de la manière suivante :

- Le premier chapitre traite une recherche bibliographique.
- Dans le deuxième chapitre nous donnons une présentation de l'ouvrage ainsi que ses caractéristiques géométriques.
- Le troisième chapitre présente une conception générale, le choix des quatre variantes, le pré dimensionnement et le choix multicritère.
- Le chapitre quatre a consacré les matériaux utilisés et les hypothèses de calcul.
- Les chapitres cinq six sept huit présentent une étude générale sur dimensionnement des éléments du tablier et ses équipements.
- Le chapitre neuf traite l'infrastructure.

A la fin du travail, nous terminons par une conclusion générale



Chapitre I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



I.1 INTRODUCTION

D'une manière générale, la construction mixte implique l'utilisation de différents matériaux ou composants au sein d'un même élément structurel. Cet élément mixte est conçu pour exploiter au mieux les propriétés de chaque matériau. Dans la littérature, diverses combinaisons de matériaux pour un travail conjoint sont proposées, mais l'association acier-béton est la plus courante dans les ouvrages d'art en raison de ses performances structurelles et de sa facilité de mise en œuvre par rapport aux autres combinaisons.

Ce système de structure acier-béton présente plusieurs avantages :

- ❖ Le béton a une excellente résistance à la compression, tandis que l'acier offre une grande résistance à la traction.
- ❖ La présence du béton réduit les effets d'instabilité de l'élément en acier, notamment le déversement de la semelle supérieure des profilés en I.
- ❖ La collaboration entre le béton rigide et l'acier ductile permet à la structure mixte de se comporter de manière optimale face aux charges climatiques et sismiques.
- ❖ Le béton protège l'acier contre la corrosion et le feu, rendant ainsi la structure plus durable et sécuritaire.
- ❖ La combinaison des deux matériaux fournit une grande résistance, permettant de franchir de plus grandes portées avec les éléments mixtes.
- ❖ La grande portée des éléments horizontaux mixtes acier-béton permet de réduire le nombre de poteaux intermédiaires, offrant ainsi des avantages économiques et architecturaux.

I.2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE LA POUTRE MIXTE ACIER-BETON :

Les poutres mixtes acier-béton combinent les avantages de l'acier et du béton pour surmonter les limitations des structures en matériaux uniques :

a) Béton seul :

- ❖ Faible résistance à la traction.

b) Acier seul :

- ❖ Grande flèche (déformation).
- ❖ Risque de déversement pour les sections comprimées.

la solution c'est les poutres mixtes acier-béton pour combiner les avantages des deux matériaux et atténuer leurs inconvénients respectifs, et parmi leur avantages:

- ❖ Combinaison des matériaux.
- ❖ réduction de la flèche.
- ❖ Stabilité améliorée .

Le principe de la poutre mixte est de disposer une dalle de béton sur un profilé en acier (comme présenté sur la **Figure I- 2**) dans le but d'utiliser les avantages structurels de chaque matériau pour un travail commun et complémentaire. Etant donné que les poutres sont généralement sollicitées en flexion, La dalle de béton va donc résister aux efforts de compression sur la partie supérieure, et la poutre en acier va résister aux efforts de traction sur la partie inférieure de la poutre mixte. Cette combinaison permet de réduire la section du profilé métallique par la reprise du béton des efforts de compression, tout en garantissant une grande résistance aux différentes sollicitations. Cependant, il est nécessaire d'assurer la connexion à l'interface acier-béton en utilisant des connecteurs de cisaillement afin de développer le comportement combiné de la poutre mixte.

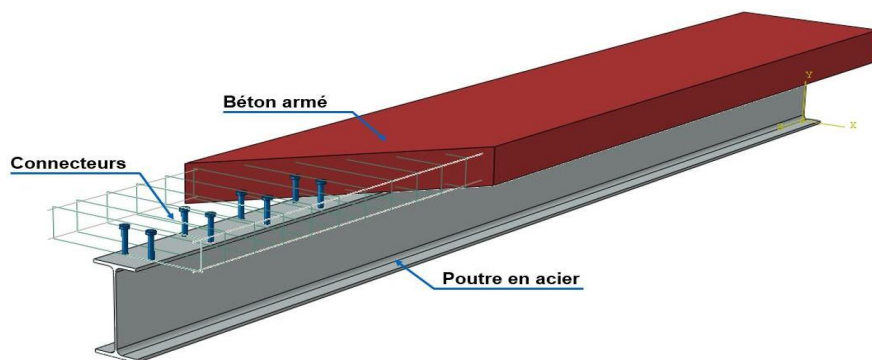


Figure I- 1-poutre mixte acier béton.

Les poutres mixte acier-béton sont très utilisées dans les ouvrages d'art, plusieurs ponts mixtes sont souvent constitués d'une dalle de béton qui repose sur deux poutres en acier parallèles assemblées par des entretoises (**Figure I-2.a**). Les poutres en caisson sont aussi utilisées pour les ponts mixtes (**Figure I-2.b**) mais la première configuration reste la plus pratiquée pour des raisons de mise en œuvre et économiques.

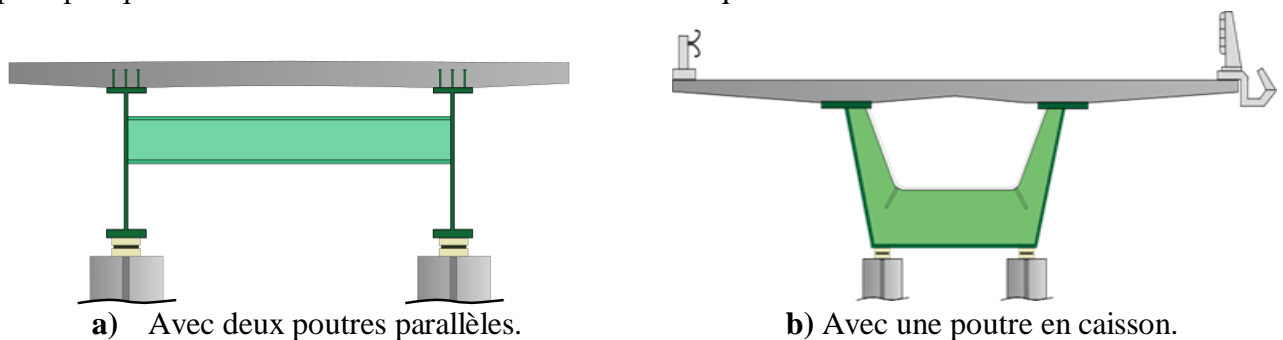
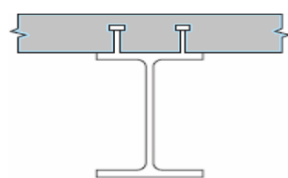
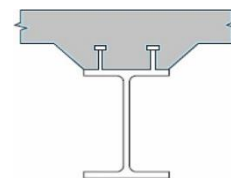


Figure I- 2-Ponts mixte acier-béton.



(a) En forme de T



(b) Avec un renformis

Figure I- 3- Exemples de type de poutres mixtes.

I.3 HISTORIQUE DE L'ETUDE DE LA POUTRES MIXTE ACIER-BETON :

D'après Trouillet, le premier à avoir combiner une poutre en acier avec une dalle de béton pour un travail en commun était Andrews en 1912. Il considérait que les deux matériaux avaient une connexion par adhérence naturelle. Ce modèle de connexion donnait une résistance supérieure à celle d'une poutres métallique seule. Les chercheurs ont remarqué que toutes les poutres se sont rompues dès qu'un glissement s'est produit entre la poutre en acier et la dalle de béton. Ces premières investigations ont en outre indiquées que la faiblesse de l'adhérence peut être corrigée par des connecteurs mécaniques fixés à la semelle supérieure de la poutre en acier et noyés dans le béton de la dalle.

I.4 TYPES D'INTERACTION DANS LES POUTRES MIXTES :

La liaison entre la dalle de béton et la poutre en acier est assurée par les connecteurs de cisaillement dans les poutres mixtes. Les connecteurs doivent résister au cisaillement qui se produit à l'interface le long de la poutre mixte lorsque cette dernière est soumise à la flexion. Le type d'interaction utilisé à l'interface acier-béton est donc l'un des paramètres le plus important qui influence le comportement global de la poutre mixte.

En effet, lorsqu'un nombre suffisant de connecteurs de cisaillement sont disposés à l'interface acier-béton, l'action mixte est développée par le transfert des efforts entre les deux matériaux et de ce fait la poutre mixte fléchis comme un seul élément sans produire de glissement à l'interface, ainsi la résistance et la raideur sont augmentées.

Dans le cas où aucune interaction n'est considérée entre la dalle de béton et la poutre en acier (**connexion nulle**), chacun des deux éléments va reprendre la moitié des efforts de compression et de traction. Car lorsque l'interaction est inexistante, la rigidité en flexion de la poutre mixte $(EI)_{a,b}$ est considérée égale à la somme des deux raideurs des deux matériaux (pour la dalle de béton $(EI)_b$ et poutre la poutre en acier $(EI)_a$).

$$(EI)_{a,b} = (EI)_a + (EI)_b$$

D'un autre côté si l'hypothèse d'une interaction infiniment rigide (aucun glissement) est considérée entre les deux matériaux superposés, on parle désormais d'une **connexion complète**. Dans ce cas la poutre mixte est assimilée comme un seul élément avec un seul axe neutre sur sa section transversale homogène. En flexion, la partie qui se trouve au-dessus de l'axe neutre va reprendre les efforts de compression tandis que la partie qui se trouve au-dessous de l'axe neutre va supporter les efforts de traction. Sachant qu'au niveau de l'axe neutre, les déformations des deux matériaux sont nulles. La position de l'axe neutre sur la section transversale dépend des dimensions et des résistances de la dalle de béton et de la poutre en acier. Dans le cas intermédiaire ou l'interaction n'est ni nulle ni complète, c'est-à-dire le nombre de connecteurs de cisaillement installé à l'interface ne permet pas une interaction suffisamment rigide pour éliminer le glissement à l'interface entre la dalle de béton et la poutre en acier comme pour le cas d'une connexion complète. Dans ce cas de figure la connexion est dite partielle.

Avec une connexion complète, la rigidité en flexion de la poutre mixte est significativement augmentée en raison de la forte inertie de la section homogène implique une grande résistance en flexion est fournie par la poutre et la flèche est réduite considérablement par rapport à celle d'une poutre en acier seul sollicitée au même chargement. Il a été constaté que l'utilisation de connecteurs de cisaillement dans les poutres composites augmentait la capacité portante de plus de 50% par rapport aux poutres non composites ordinaires.

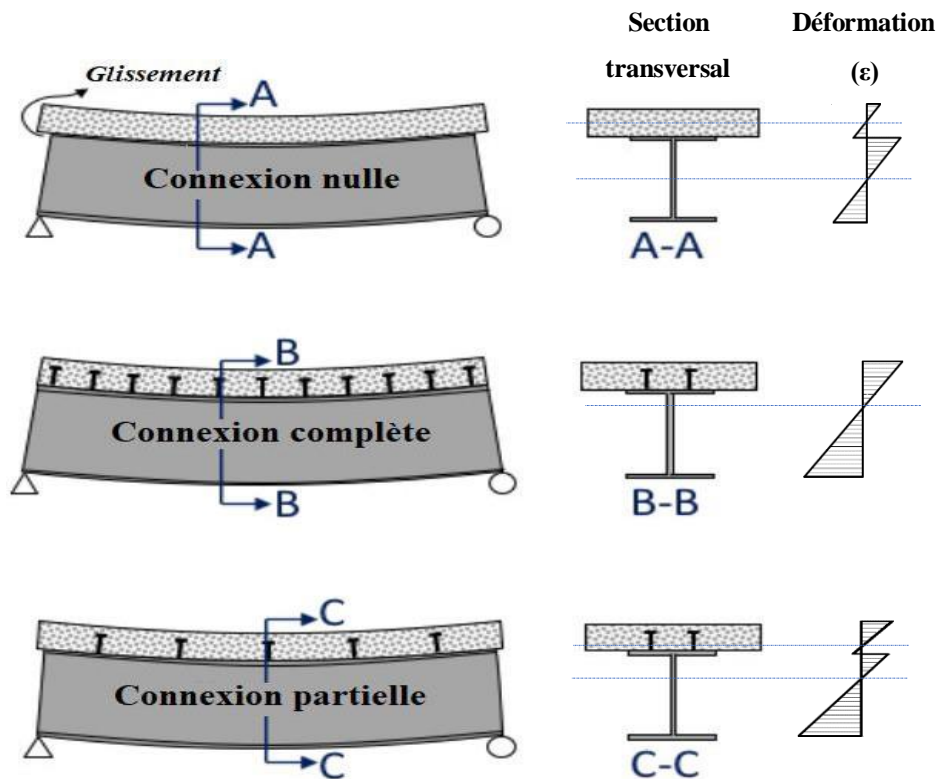


Figure I- 4-Type de connexion à l'interface de la poutre mixte

I.5 INFLUENCE DE LA CONNEXION SUR LA POUTRE MIXTE ACIER-BETON.

La poutre mixte étant un élément horizontal est sollicité principalement par flexion, son comportement est lié aux types de connexion et aux connecteurs de cisaillement utilisés. Mais l'utilisation des connecteurs de cisaillement mécaniques reste la plus conventionnelle. Le type de connecteurs exerçait une influence sur la rigidité en flexion des poutres, le mode de ruine et la durée de vie en fatigue. En effet, La poutre mixte va réagir en flexion selon la ductilité et la résistance du connecteur de cisaillement utilisé dans son interface.

Pour les poutres mixtes avec une connexion partielle, un glissement se produit à l'interface acier-béton et celui-ci engendre des disfonctionnements du comportement de la poutre mixte par rapport à la résistance en flexion, la rigidité en flexion et le mode de ruine . L'utilisation d'un nombre moindre de connecteurs réduirait la résistance ultime de la poutre en dessous de la valeur obtenue par les poutres mixtes avec une connexion complète.

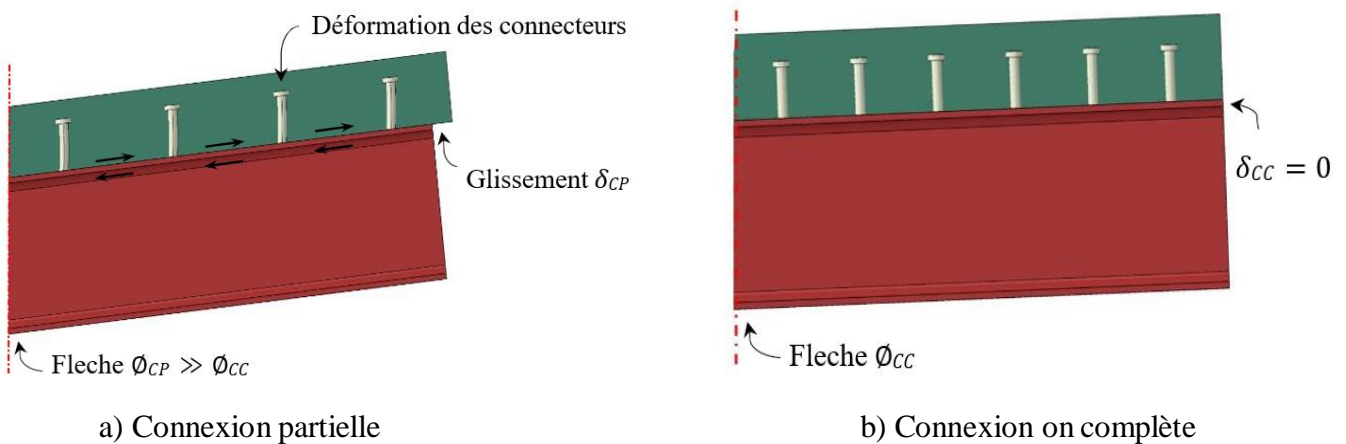


Figure I- 5-Influence du degré de connexion sur la poutre mixte

La rigidité en flexion d'une poutre mixte peut être décrite par sa flèche verticale sous une charge de service. La flèche verticale peut être influencée par le glissement à l'interface acier- béton d'une poutre. Par conséquent, la rigidité en flexion diminue lorsque le nombre de connecteurs n'est pas suffisant pour contrer le glissement produit à l'interface de la poutre mixte (le cas de la connexion partielle, voir la **Figure I- 3**). Sachant que la diminution de la rigidité en flexion n'est pas très recommandée pour un comportement efficace de la poutre mixte .

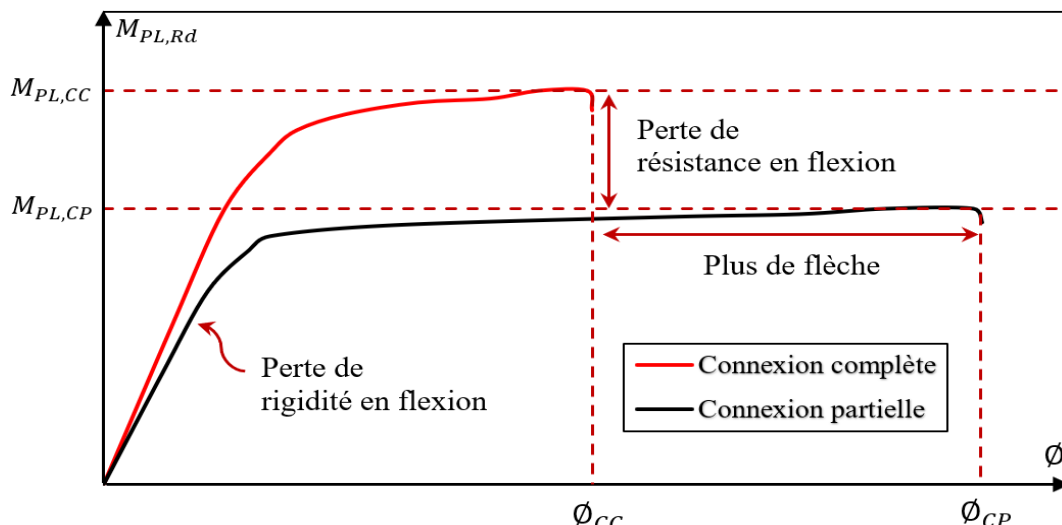


Figure I- 6-Différence entre les courbes $M-\phi$ entre la connexion complète et partielle.

Les connecteurs de cisaillement installés dans l'interface des poutres mixte avec connexion partielle doivent avoir une bonne capacité de déformation pour supporter le glissement produit à l'interface et maintenir la connexion entre les deux matériaux. Les éléments en acier et en béton peuvent être complètement plastifiés à mi- portée (pour atteindre la résistance ultime à la flexion), lorsque les connecteurs de cisaillement ont une plasticité suffisante pour reprendre le glissement maximal produit à l'interface. En d'autres termes, les connecteurs doivent être assez ductile pour que la poutre mixte avec la connexion partielle atteigne sa résistance plastique maximale.

En résumé, les travaux mentionnés précédemment, montrent que la connexion acier-béton est un paramètre important à prendre en considération dans la conception et le dimensionnement de la poutre mixte et les éléments principaux qui peuvent influencer le comportement de la poutre mixte sont :

- Le type de connecteur de cisaillement à utiliser
- La résistance et la ductilité des connecteurs de cisaillement.
- Le degré de connexion (connexion complète ou partielle).

I.6 Comportement des matériaux de la poutre mixte acier-béton :

Le comportement de la poutre mixte est défini par les agissements des matériaux qui la compose à savoir l'acier et le béton. Il est donc nécessaire de connaître les propriétés de ces deux matériaux pour étudier les poutres mixtes. Dans cette section les principes du comportement de l'acier seul et du comportement du béton seul en compression et en traction sont développés.

I.8.1 L'acier :

L'acier est un alliage composé principalement de fer et de carbone, c'est un matériau dit ductile du fait de sa grande plasticité. Sa densité varie autour (7320 à 7860 kg/m^3), en fonction de sa composition chimique et de son traitement thermique. La **Fig. 1.9** présente la loi de comportement de l'acier établi par un test de traction sur une éprouvette en acier, sachant que le comportement en compression de l'acier est symétrique du comportement en traction.

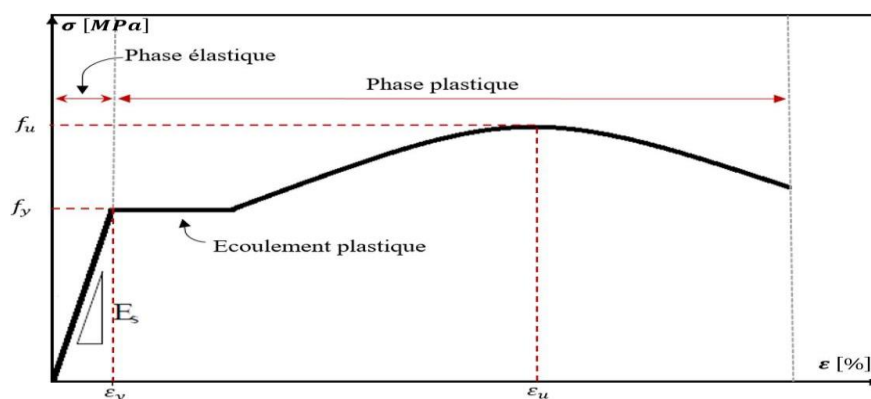


Figure I- 7-Loi de comportement de l'acier

Au début le comportement de l'acier est élastique et il est représenté par une droite linéaire de l'accroissement proportionnelle de la contrainte avec la déformation jusqu'à une contrainte limite d'élasticité f_y qui correspond à une déformation limite élastique ϵ_y . La pente de cette droite nous permet de déterminer le module d'élasticité (de Young) $E_s = f_y/\epsilon$, souvent égale à environ 210000 MPa .

Dans cette phase élastique, le comportement de l'acier est réversible, c'est-à-dire qu'avant d'attendre la limite élastique, le matériau revient à son état initial lorsqu'un déchargement est effectué. En dépassant la déformation limite élastique ε_y , le matériau entre dans une phase d'écoulement plastique, une augmentation de la déformation se produit mais le niveau de contrainte reste stable sur la limite élastique f_y . Dans cette partie, l'acier entre dans sa phase plastique où les déformations sont irréversibles. Après cela, la contrainte augmente d'une manière non-linéaire avec la déformation jusqu'à ce que la contrainte ultime f_u soit atteinte. Celle-ci est suivie par une phase de striction qui précède la rupture de l'éprouvette.

Dans le dimensionnement de la poutre mixte, la limite élastique f_y est prise en considération pour faciliter les calculs et aussi pour permettre la sécurité structurelle. En générale, les nuances d'acier des poutres les plus utilisées dans la construction métallique et mixte sont de S235 à S355 afin de permettre plus de plasticité du matériau et donc plus de ductilité à la structure. En effet comme le montre la **Figure I- 4**, plus la limite élastique est grande plus le palier plastique est réduit.

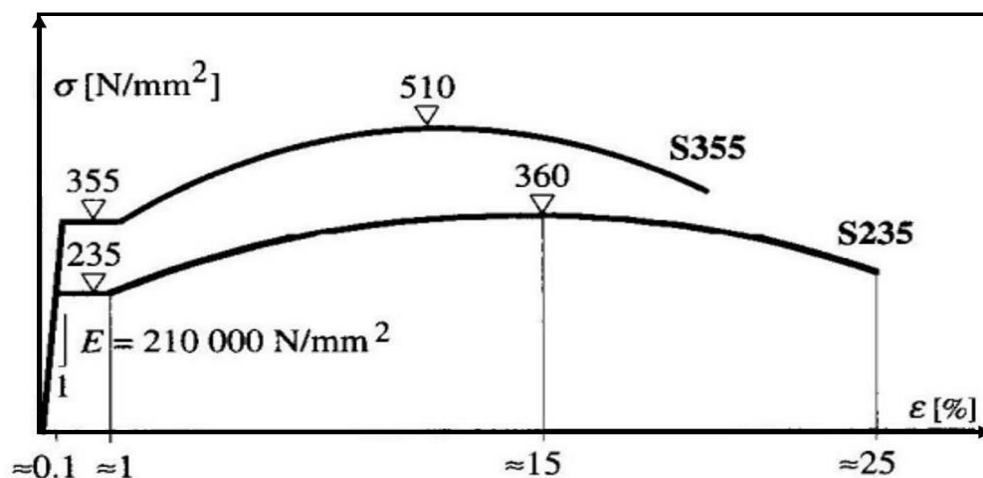


Figure I- 8-Influence de la limite élastique sur la ductilité de l'acier

I.8.2 Le béton:

Contrairement à l'acier, le béton est un matériau de type granulaire et donc il fournit un comportement quasi fragile du fait que sa résistance à la traction est très faible par rapport à la compression. La composition du béton est généralement en gravier, sable, ciment et eau, des adjuvants peuvent être ajoutés pour améliorer ses performances mécaniques. Les propriétés du béton varient en fonction des quantités des composantes dans sa formulation, par exemple la densité d'un béton normal varie entre 2200 et 2500 kg/m³.

Lorsque le béton est soumis à la compression, celui-ci résiste jusqu'à une certaine valeur de contrainte (résistance à la compression) ensuite l'endommagement se produit par écrasement jusqu'à la ruine totale. En revanche lorsqu'il est soumis à la traction, la ruine se produit par la propagation des fissures après que la résistance ultime de traction est atteinte. Par conséquent, le comportement du béton change entre la compression et la traction et doit être étudié individuellement pour chaque sollicitation.

I.7 Principe de dimensionnement des poutres mixtes :

La poutre mixte doit être conçue et dimensionnée de sorte à permettre un comportement approprié pour satisfaire les exigences de résistance de la structure. Dans cette section le principe de dimensionnement des poutres mixtes acier-béton est évoqué, les méthodes d'analyse et les théories de calcul des sections mixtes traitées dans la littérature et dans les règlements en vigueur sont passées en revue. Les efforts intérieurs des poutres mixtes (moment fléchissant, effort tranchant) sont déterminés par un calcul élastique ou par un calcul plastique.

I.8 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Comme la poutre mixte travaille principalement en flexion, le moment fléchissant est la sollicitation prédominante sur la structure. Par conséquent le dimensionnement de la poutre mixte a été limité par la détermination du moment résistant de la section transversale mixte. Le calcul à l'ELU peut se faire par l'analyse élastique comme il peut se faire par l'analyse plastique, dans ce qui suit le principe de calcul du moment résistant élastique $M_{el,Rd}$ et du moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ est démontré, ainsi que la méthode de dimensionnement de la connexion acier-béton.

I.8.1 Analyse élastique :

Dans l'analyse élastique, les comportements des matériaux sont considérés élastique linéaire pour la détermination de la résistance élastique maximale de la poutre mixte. Cette analyse est valable pour toutes les poutres mixtes peu importe la classe de leur section. Cependant, il est à noter que dans l'analyse élastique, l'interaction entre la dalle de béton et la poutre en acier doit être avec une connexion complète et donc aucun glissement n'est admis à l'interface acier-béton.

De ce fait, l'Eurocode 4 considère deux types d'analyse élastique à adopter :

- Analyse « non fissurée » : la rigidité en flexion « EI_1 » est constante sur les travées et elle se calcule en considérant que le béton n'est pas fissuré. Le module d'élasticité E est celui de la poutre en acier et le moment d'inertie I_1 se calcule sur une section équivalente en acier (qui remplace la section mixte) en réduisant la section du béton par un coefficient d'équivalence n_{eq} (voir la **Figure I-9**).
- Analyse « fissurée » : une rigidité en flexion réduite due à la fissuration « EI_2 » est supposée au niveau des appuis intermédiaires, répartie sur une distance de 15% de chaque travée. Toutefois pour le reste des travées la rigidité en flexion « EI_1 » est admise comme le montre la **Figure I-9**.

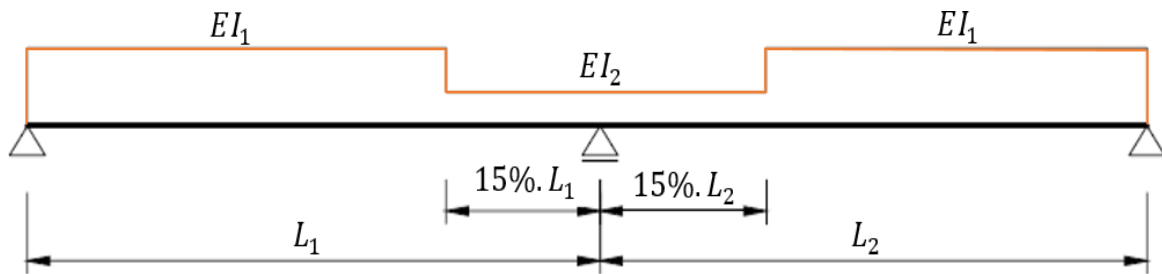


Figure I-9-Répartition de la rigidité en flexion sur une poutre mixte continue.

En admettant que la connexion est complète à l’interface acier-béton, la section peut être considérée homogène en remplaçant la section mixte par une section équivalente en acier. La section de la dalle de béton est convertie par une autre section en acier mais avec une largeur fractionnée par un coefficient d’équivalence n_{eq} comme c’est illustré sur la Figure I- 5.

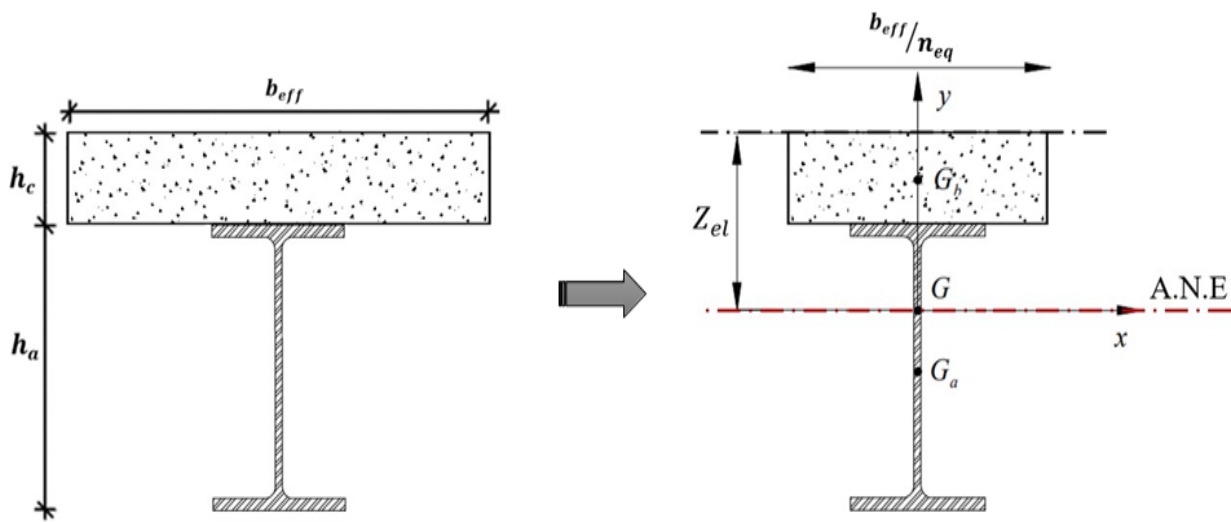


Figure I- 10-Position de l’axe neutre élastique sur la section

En supposant que les deux matériaux sont élastiques, les déformations de l’acier et du béton peuvent s’écrire comme la loi de Hooke l’indique :

Pour l’acier : $\delta_a = \sigma_a/E_a$ et pour le béton : $\delta_b = \sigma_b/E_b$

Où σ_a, σ_b et E_a, E_b sont les contraintes et les modules d’élasticité de l’acier et du béton, respectivement.

En mettant la déformation d’acier égale à celle du béton $\delta_a = \delta_b$, alors le coefficient d’équivalence élastique n_{eq} peut être définis comme suite :

$$\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} \quad \text{Implique} \quad \frac{E_a}{E_b} = n_{eq}$$

Ce coefficient d’équivalence n_{eq} change en fonction du temps par l’effet du Retrait et du fluage et du chargement permanent, de ce fait il est généralement pris :

A court terme : $n_{eq} = \frac{E_a}{E_b}$

A long terme : $n_{eq} = \frac{3.E_a}{E_b}$

Cependant, l'Eurocode 4 **recommande** de prendre la moyenne entre les deux soit :

$$n_{eq} = \frac{2.E_a}{E_b}$$

I.8.2 Moment résistant élastique

Après avoir déterminé la position de l'axe neutre élastique A.N.E de la section équivalente et la valeur du moment d'inertie, il est possible de calculer le moment résistant élastique $M_{el,Rd}$ en utilisant la contrainte de flexion élastique ultime σ_{el} agissant sur la section transversale, qui n'est rien d'autre que la limite élastique de la poutre en acier f_y réduite par le coefficient de sécurité γ_a , comme c'est présenté sur la **Figure I- 6**.

$$\sigma_{el} = \frac{f_y}{\gamma_a} = M_{el,Rd} \cdot \frac{y}{I_{eq}}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{I_1 f_y}{y \gamma_a}$$

Où f_y est la limite élastique de l'acier, y est la cote verticale entre l'A.N. E et la fibre la plus loinde la section et γ_a est le coefficient partiel de sécurité de la poutre en acier égal à $\gamma_a = 1$.

Donc pour un dimensionnement élastique d'une poutre mixte soumise à la flexion, le moment sollicitant M_{Sd} doit être inférieur à la valeur du moment résistant élastique $M_{el,Rd}$

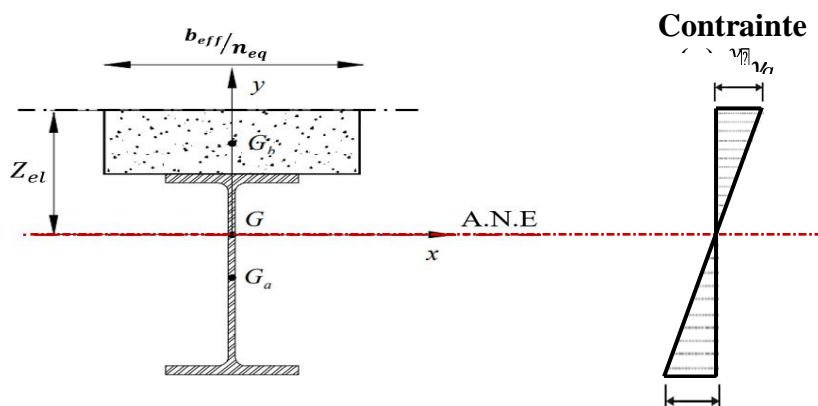


Figure I- 11-Distribution de contraintes sur la section efficace

I.8.3 Analyse Plastique

En pratique, le calcul de la section des poutres mixte se fait le plus souvent dans le domaine plastique. Cette analyse suppose que la poutre en acier, la dalle en béton et les connecteurs de cisaillement peuvent atteindre leur plasticité et la maintenir suffisamment longtemps pour que la poutre mixte atteigne sa résistance plastique. Par conséquent pour une analyse plastique, la section mixte doit obligatoirement être de classe 1 ou 2.

I.8.4 Moment résistant plastique pour une connexion complète

Lorsque la connexion complète est considérée pour une poutre mixte, on admet qu'aucune dislocation entre la dalle en béton et la poutre en acier. Le calcul de la résistance plastique de la section mixte se base alors sur l'état d'équilibre des contraintes plastiques agissant sur la section de la dalle de béton et la poutre en acier. En effet, la contrainte de résistance en compression du béton est supposée répartie uniformément sur toute la partie comprimée de la section de la dalle de béton ; et la limite élastique de l'acier f_y est considérée répartie uniformément sur la section de la poutre métallique que ce soit sur la partie tendue ou comprimée. Sachant que la résistance de la dalle de béton en traction est négligée dans l'analyse plastique.

En flexion positive, la position de l'axe neutre plastique A.N.P qui sépare la partie comprimée de la partie tendue sur la section mixte peut être déterminée par la comparaison entre la résistance en compression F_c de la dalle de béton et la résistance en traction F_a de la poutre en acier.

Avec :

$$F_c = 0.85 \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot b_{eff} \cdot h_c$$
$$F_a = \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot A_a$$

Il existe trois cas de la position de A.N.P sont possibles, à savoir :

- Dans la dalle de béton.
- Dans la semelle supérieure de la poutre en acier.
- Dans l'âme de la poutre en acier.

a) Lorsque la résistance de la dalle est supérieure à celle de la poutre métallique ($F_c \geq F_a$), alors l'axe neutre plastique se localise au niveau de la dalle de béton (voir la Figure I- 7).

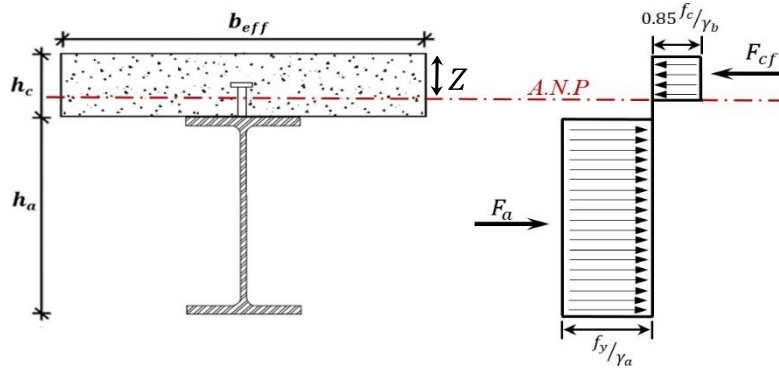


Figure I- 12-Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans la dalle de béton

La cote de l'A.N. P par rapport à la fibre supérieure de la section Z_{pl} peut se calculer par l'équilibre de force de compression du béton F_c et de traction de l'acier F_a :

$$Z_{pl} = \frac{F_a}{0.85 \frac{f_c}{\gamma_a} \cdot b_{eff}} \leq h_c$$

Le moment résistant plastique $M_{pl.CC}$ se calcul au niveau de l'axe neutre de la partie comprimée du béton par l'expression suivante :

$$M_{pl.CC} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{Z_{pl}}{2} \right)$$

b) Lorsque la résistance de la poutre métallique est supérieure à celle de la dalle $F_c \leq F_a$ alors l'axe neutre plastique se situe dans la poutre en acier.

La condition d'équilibre $F_a = F_c + 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$ permet de déterminer la position exacte de l'A.N.P dans la section de la poutre en acier, où b_f et t_f sont respectivement la largeur et l'épaisseur de la semelle supérieure du profilé métallique.

- Quand $F_a = F_c + 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$ l'axe neutre plastique se situe au niveau de la semelle supérieure de la poutre en acier (voir la Figure I- 8).

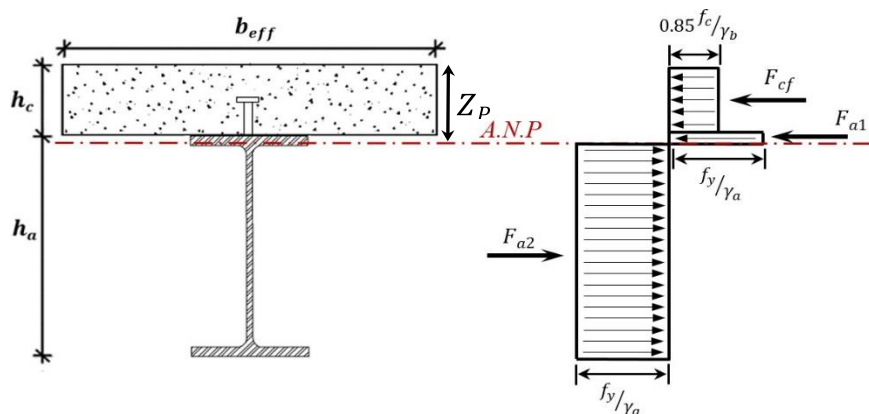


Figure I- 13-Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans la semelle de l'IPE.

Dans ce cas, la cote de l'A.N. P par rapport à la fibre supérieure de la section Z_{pl} se calcul comme suit :

$$Z_{pl} = h_c + 2b_f t_f \frac{F_a - F_c}{2 \cdot b_f \cdot t_f}$$

Le calcul du moment résistant plastique au niveau de l'axe neutre de la partie comprimée du béton s'effectue par la formule suivante :

$$M_{pl.CC} = F_a \left(\frac{h_a - h_c}{2} \right) - (F_a - F_c) \cdot \frac{Z_{pl}}{2}$$

- Quand $F_a - F_c = 2b_f t_f f_y$, l'axe neutre plastique l'A.N. P se trouve donc dans l'âme de la poutre en acier (voir la **Fig. 1.24**).

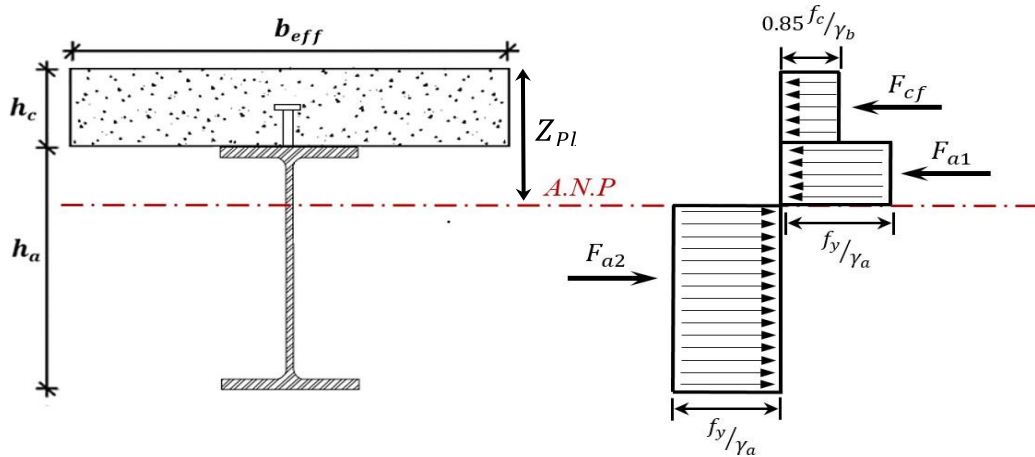


Figure I- 14-Distribution plastique des contraintes/l'A.N.P dans l'âme de l'

La cote entre l'A.N. P et la fibre supérieure de la section Z_{pl} est exprimée comme suit :

$$Z_{pl} = h_c + \frac{h_a}{2} - \frac{F_c}{2 \cdot f_y \cdot t_w} \gamma_a$$

Où t_w est l'épaisseur de l'âme de la poutre en acier.

Le calcul du moment résistant plastique au niveau de l'axe neutre de la partie comprimée du béton s'effectue par la formule suivante :

$$M_{pl.CC} = M_{al,Rd} + F_c \left(\frac{h_a}{2} + \frac{Z_{pl}}{2} \right)$$

Où $M_{al,Rd}$ est le moment de résistance plastique la poutre en acier seul.

I.9 Calcul à l'ELS

Le calcul à l'ELS correspond à l'état des exigences d'aptitude à l'exploitation spécifiées pour la structure : fonctionnement de la structure, confort des personnes, sécurité de la construction. Pour les plancher mixte les vérifications de la flèche, de la fissuration et même de la vibration pour le cas des poutres de grande portée sont imposées par le règlement européen EC4. Cependant, la vérification des vibrations n'est pas traitée dans ce qui suit, car les poutres mixtes testées dans cette thèse sont avec des portées standards.

Dans le bâtiment, la flèche des poutres mixtes ne doit pas être importante pour ne pas perturber la serviabilité de la structure. Donc, le calcul de la flèche des poutres mixte doit être effectué avec des valeurs de contraintes élastiques ultimes, ensuite la vérification de la flèche élastique maximale doit être établie avec des valeurs admissibles qui représentent la limite de serviabilité. Les conditions de flèches admissibles indiquées par l'Eurocode 3 pour les poutres en acier sont repris par l'Eurocode 4 pour les poutres mixtes :

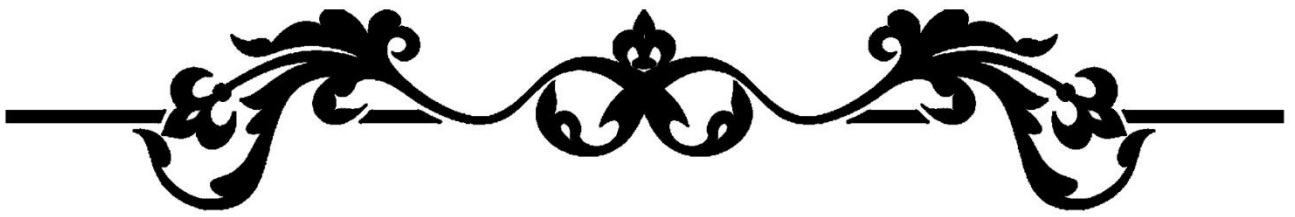
- ❖ L/500 pour un revêtement fixé rigidement ou de grande dimension.
- ❖ L/350 pour un revêtement de petite dimension ou fixé de façon que la déformation du support ne soit pas intégralement transmise au revêtement.
- ❖ L/250 pour un revêtement souple.

I.10 Calcul de la flèche pour une connexion complète :

Pour le cas des poutres mixtes simplement appuyées avec une connexion complète, le calcul de la flèche est assez simple, en effet, la rigidité en flexion non-fissurée EaI_1 de la section équivalente en acier est considérée sur toute la longueur de la poutre. Le module d'élasticité Ea est celui de la poutre en acier et I_1 le moment d'inertie. En ayant la rigidité en flexion, le calcul de la flèche se fait par le principe simple de la théorie des poutres qui dépend principalement du type de chargement et des conditions aux limites. Par exemple pour une flexion à 4 points, l'équation de la flèche s'écrit comme suite :

$$f_{CP} = \frac{P \cdot l_{cr}}{48 \cdot E_a I_1} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot l_{cr}^2)$$

Où P est la charge, L est la longueur de la poutre et l_{cr} est la longueur de cisaillement.



Chapitre II
PRESENTATION DE PROJET



II.1 INTRODUCTION

Pour atteindre efficacement ses objectifs en termes de franchissement et de service, la conception d'un pont doit répondre à plusieurs exigences fonctionnelles (telles que les données de tracé ferroviaire ou routier) ainsi que des contraintes naturelles liées à son environnement. De plus, il est essentiel de concilier ces éléments avec les attentes et les besoins du maître d'ouvrage.

II.2 PRESENTATION DU PROJET

II.2.1 Objectif Du Projet

L'objet de notre travail consiste à faire la conception et l'étude de l'ouvrage Viaduc du PK 28+958.000 au PK 29+157.100 qui s'inscrit dans le projet de l'étude de dédoublement, modernisation et/ou rectification de tracé pour augmenter la capacité de la ligne minière EST.

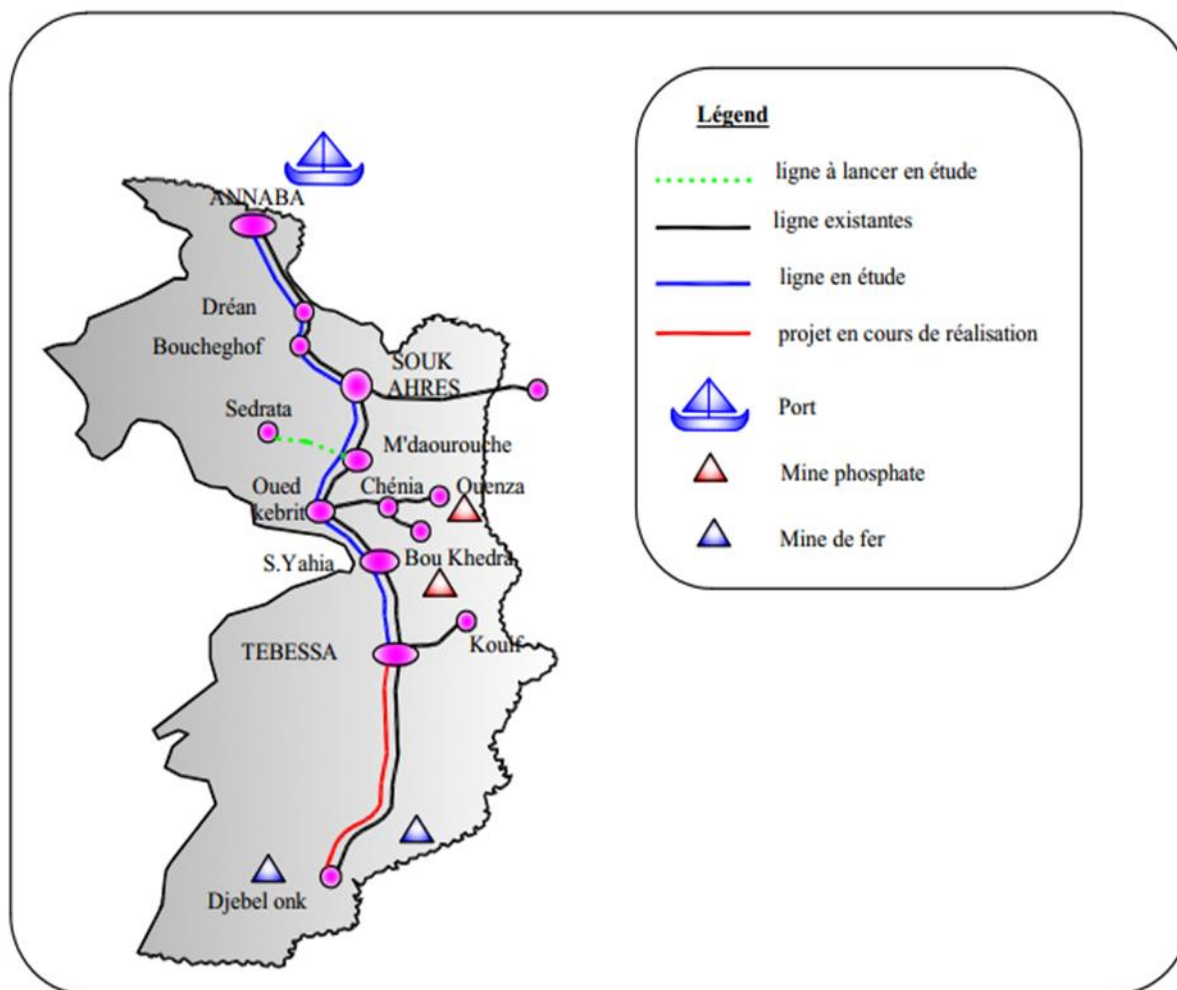


Figure II- 1: la ligne minière Annaba Djebel onk

II.2.2 Situation du Projet

L'ouvrage d'art de notre étude se situe à l'extrême Est algérien, sur le territoire de la wilaya d'El Tarf, dans la ville de Chihani entre le PK 28+958.000 et le PK 29+157.100.



Figure II- 2: Situation du projet [Google Earth].

II.2.3 L'OBSTACLE A FRANCHIR

Notre ouvrage permettra le franchissement sécurisé de l'oued Abdellah et comprendra une piste de 4 mètres de largeur pour répondre aux besoins de circulation des véhicules et des piétons dans la région.

II.3 DONNEES DU PROJET

II.3.1 LES DONNEES FONCTIONNELLES

Ces données constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service, ces données se divisent en deux catégories :

- Données relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Données relatives à l'obstacle franchi.

II.3.1.1 Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont les suivantes :
Du PK 28+958.000 au PK 29+157.100 : Arc de rayon $R = 800$ m et de longueur $L = 200$ m

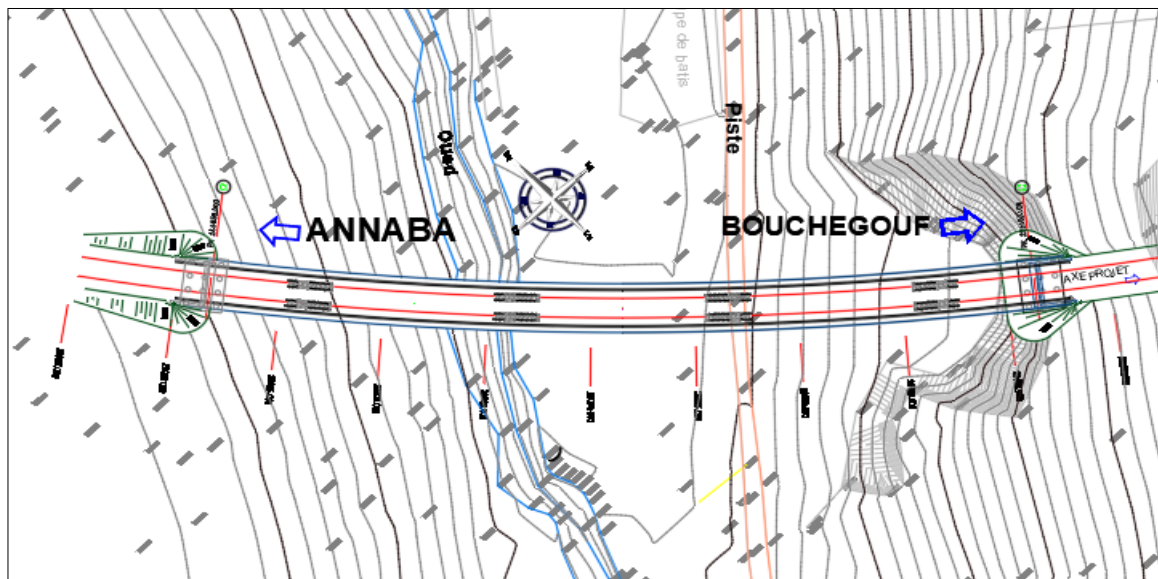


Figure II- 3: Tracé en plan

II.3.1.2 Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long. Le profil en long de notre ouvrage présente un dévers constant de 1%. En partant de PK 28+958.000 au PK 29+157.100.

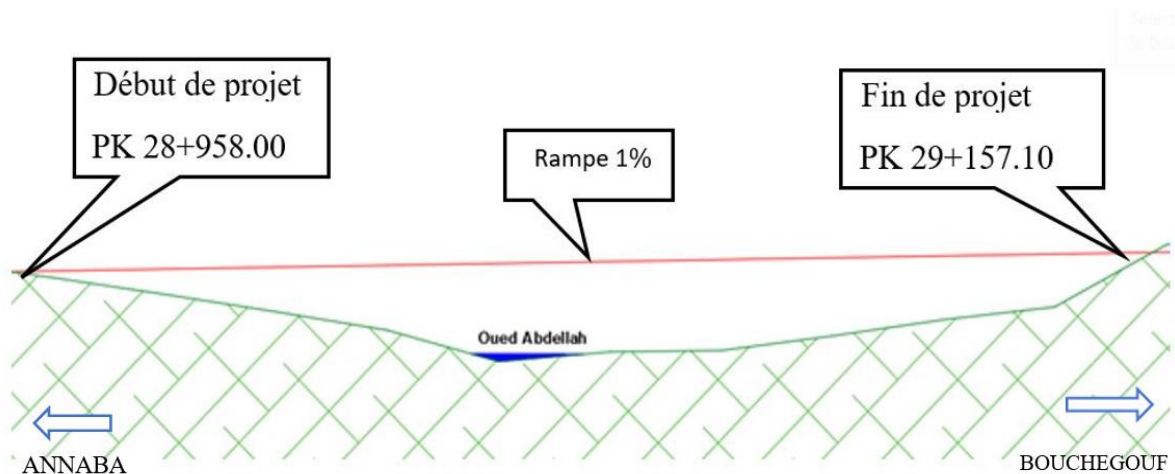


Figure II- 4: Profil en long

II.3.1.3 Profile en travers

Le profile en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est difficile de le modifier si sa conception n'a pas prévu en conséquence dès le départ. Il présente les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale : 12.6 m
- Nombre des voies : 2.
- Ecartement des rails : 1.44 m.
- Entraxe des deux voies : 5 m.
- Pente transversale en toit : 1%.

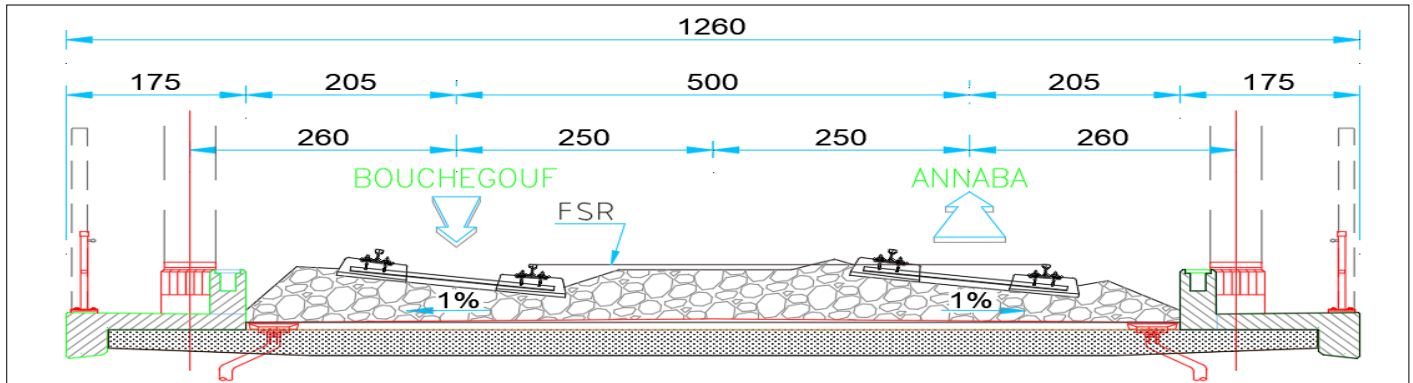


Figure II- 5: Profil en travers.

II.3.2 LES DONNEES NATURELLES

II.3.2.1 Topographie

D'après le levé topographique il est possible de constater que le projet est implanté sur un terrain moyennement accidenté.

II.3.2.2 Sismicité du site

Le Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (R.P.O.A 2008) a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles divisent le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa sismicité moyenne
- Zone IIb : sismicité élevée
- Zone : III : sismicité très élevée

CHAPITRE II. PRESENTATION DE PROJET

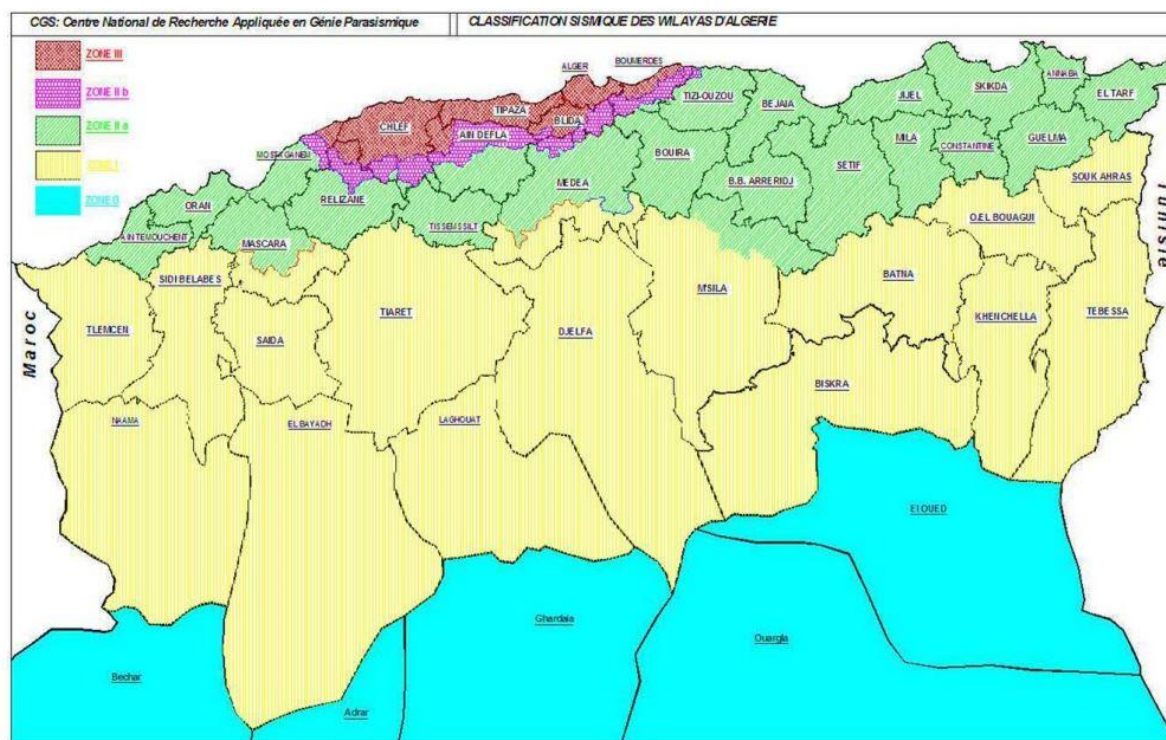


Figure II- 6: Situation Du Secteur D'étude Sur La Carte De Zonage Sismique Du Territoire National

Nous remarquons que le projet de la ligne entre Bouchehouf et Annaba s'inscrit entièrement dans la « Zone IIa », de sismicité moyenne.

Le R.P.O.A 2008 classe les ponts en trois (03) groupes selon leur importance :

Tableau II- 1: Classification des ponts (selon le R.P.O.A 2008)

Groupe	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Les ouvrages d'art de la ligne entre Bouchehouf et Annaba sont à reporter au Groupe 1 (Ponts stratégiques) vu que la liaison constitue une « Liaisons ferroviaires ».

Tableau II- 2: coefficient d'accélération de zone « A » (selon le R.P.O.A 2008)

Groupe	ZONE			
	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

Pour les besoins du projet, le coefficient d'accélération de zone "A" à prendre en considération dans les calculs, défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, est $A = 0.25$ (voir le tableau ci-dessus).

II.3.2.3 Température

Les effets de la température sont effectivement pris en compte dans le calcul des constructions, car elle influe notamment sur les joints et les appareils d'appui.

La région de l'étude est caractérisée par un climat méditerranéen, avec des étés chauds et des hivers froids. La température moyenne annuelle à la station d'Annaba est estimée à $17,7^{\circ}\text{C}$.

Pendant la saison estivale, les températures moyennes sont d'environ 38°C en journée et 22°C la nuit. En hiver, la région connaît des températures moyennes autour de 21°C en journée et 5°C la nuit.

II.3.2.4 Géotechnique

Les investigations géotechniques, qu'elles soient in-situ ou en laboratoire, sont essentielles pour tout projet de génie civil. Elles permettent une description précise des terrains et une estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques, nécessaires aux calculs. Ces reconnaissances géotechniques se divisent généralement en deux types :

- Essai in situ (sondage carottés, pressiomètre ...).
- Essai de laboratoire (Analyse granulométrique, plasticité, Proctor ...).

Les essais in situ :

La campagne de reconnaissance géotechnique in-situ a consisté en la réalisation de sondages carottés avec essais SPT et pose de piézomètres, sondages pressiométriques, des puits de reconnaissance et essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL) poussés au refus et dans la limite de 15m de profondeur maximale.

Essai de laboratoire :

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents Essais de laboratoire suivants :

- **Essais physiques** : Détermination de la teneur en eau, Limites d'Atterberg, Analyse granulométrique par tamisage.
- **Essais chimiques** : Analyse chimique des sols : sulfates, chlorures, pH.
- **Essais mécaniques** : Essai de compression simple, Essai Proctor normal.

Le sol a été classifié selon le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, et d'après les valeurs moyennes harmoniques de la pression limite et du module pressiométrique, dans la catégorie S3 (site meuble)

Les données géotechniques se trouvant dans l'annexe.

II.3.2.5 Hydrologie

Du point de vue hydrologique, le projet de la Ligne Minière, Tronçon Chbeita Mokhtar-Boucheouf traverse la partie avale du grand bassin versant de l'oued Seybouse.

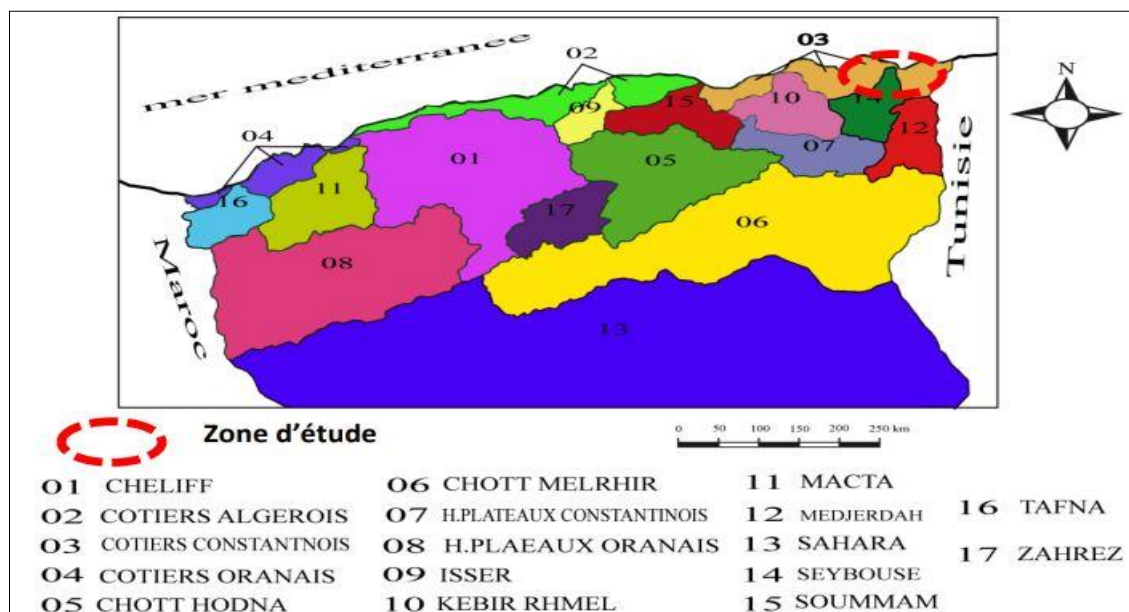


Figure II- 7 : Situation de la zone d'étude sur le bassin versant de l'oued Seybouse.

II.3.2.6 Pluviométrie

D'après la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord au 1/500 000 établie par l'A.N.R.H, les valeurs des précipitations annuelles varient entre 700 mm et 1000 mm pour la zone touchée par le projet de la Ligne Minière, Tronçon d'Annaba – Boucheouf.



Chapitre III

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT



III.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont est déterminée par divers facteurs et aspects qui influencent le choix de la solution appropriée. Nous distinguons des facteurs économique, technique et environnementale...

L'objectif consiste à identifier le type d'ouvrage le plus économique tout en répondant efficacement à toutes les exigences spécifiées. Pour ce faire, il est nécessaire de prendre en compte à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et toutes les options d'ouvrages envisageables.

La comparaison de ces deux ensembles permet de sélectionner les solutions qui semblent être les plus appropriées à première vue, et qui seront ensuite soumises à des analyses plus approfondies. Cette démarche de synthèse implique la prise en considération de nombreux paramètres et nécessite le jugement ainsi que l'expérience du concepteur.

III.2 CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

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

- Economie et possibilité d'exécution.
- L'implantation des appuis.
- Tracé en plan et profil en long de la voie portée.
- L'utilité de l'ouvrage.
- Géométrie en plan des appuis par rapport à l'axe de l'ouvrage.
- Nature du terrain du fond du cours d'eau ou de la rivière
- Les conditions topographiques et géotechnique
- Hauteur disponible.
- Cout de tablier et remblais d'accès.

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

III.3 PRESENTATION DES VARIANTES

Nous proposons les variantes suivantes :

- Variant 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP).
- Variant 02 : Pont à caisson construit par encorbellements successifs.
- Variant 03 : Pont mixte bi-poutre isostatique.
- Variant 04 : Pont mixte multi-poutres hyperstatique.

III.4 VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PREFABRIQUEES PRECONTRAINTEES DU TYPE VIPP

Les ponts à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent une avancée significative dans l'ingénierie des structures. Cette technique innovante consiste à appliquer des forces de précontrainte après le durcissement du béton, améliorant ainsi la résistance et la durabilité des ponts. Ce type d'ouvrages offre des solutions plus légères, plus résistantes et plus économiques que les méthodes traditionnelles.

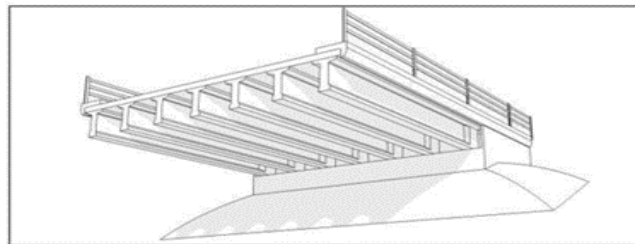


Figure III- 1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.4.1 PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE

III.4.1.1 IMPLANTATION DES APPUIS

Pour cette variante, on propose un pont à poutres de type VIPP composé de Cinq (05) travées de 40 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 200 m.

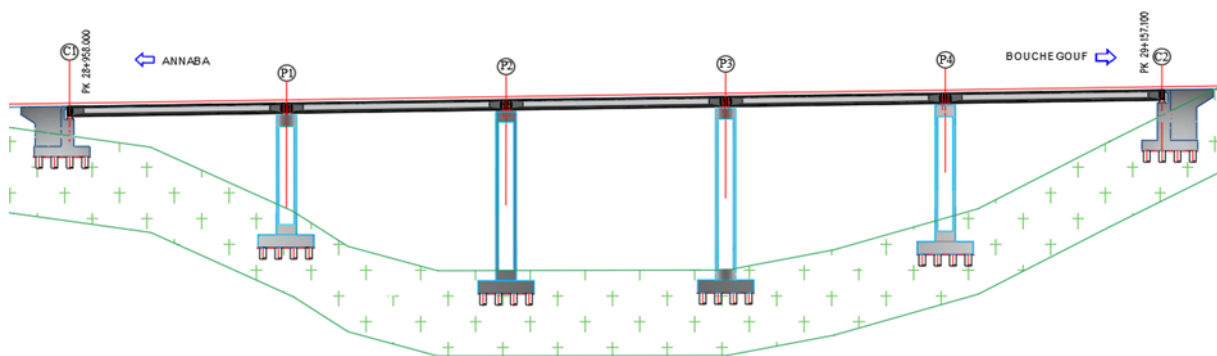


Figure III- 2: Schéma de la variante Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension

III.4.1.2 CONCEPTION TRANSVERSALE

Notre tablier présente une largeur de 12.60 m, repose sur sept poutres de 2 m de hauteur, avec un espacement de 1.30 m entre elle. Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996]. Les dimensions sont présentées dans le tableau qui suit :

Tableau III- 1:Récapitulation Prédimensionnement de la variante 1		
Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	30 – 45 m	40 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/16$	2.30 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	30 cm
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	2 m
Nombre des poutres	$N = L_a / d + 1$	9
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1.2 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	$b_0 \geq \{3\Phi; \Phi + 14\}$	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
L'épaisseur de l'entretoise	$0.25 \text{ m} \leq e \leq 0.3\text{m}$	0.3 m
Hauteur de l'entretoise	$H > 0.5\text{m}$	1.2 m

III.4.2 CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée)

III.4.2.1 Prédimensionnement des piles / guide SETRA

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être totalement encasté ou simplement appuyé, afin de transmettre toutes les charges qui lui sont appliquées vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux (en cas de fondations profondes).

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

Tableau III- 2: Choix et dimensions de la pile retenue.			
Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur		$H_{1D} = 26.46$ $H_{1G} = 23.21$ $H_{2D} = 33.25$ $H_{2G} = 32.76$	
Chevêtre		4 x 9.2 x 2.2 (m x m x m)	
Section		Rectangulaire évidée 4 x 9.2 (m x m) Une épaisseur de 40 cm	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux de 25 m avec $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	13.8x10.2x2.50 (mxmxm)	

III.4.2.2 Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA

Tableau III- 3: Tableaux récapitulatifs de prédimensionnement des culées			
Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	$H_d = 7.25$ $H_g = 5.25$	
	Longueur	12.32	
	Épaisseur	2.4	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	2.60	
	Épaisseur	0.60	
Semelles	Largeur	10.20	
	Longueur	12.96	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 x 12	

III.5 VARIANTE 02 : « PONT VOUSOIR EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS »

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles successivement par une précontrainte, selon la méthode d'exécution choisie.

Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

III.5.1 PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE

III.5.1.1 IMPLANTATION DES APPUIS

On propose une variante de 3 travées. Une Travée principale de 84 m, et deux travées de rive de 58 m.

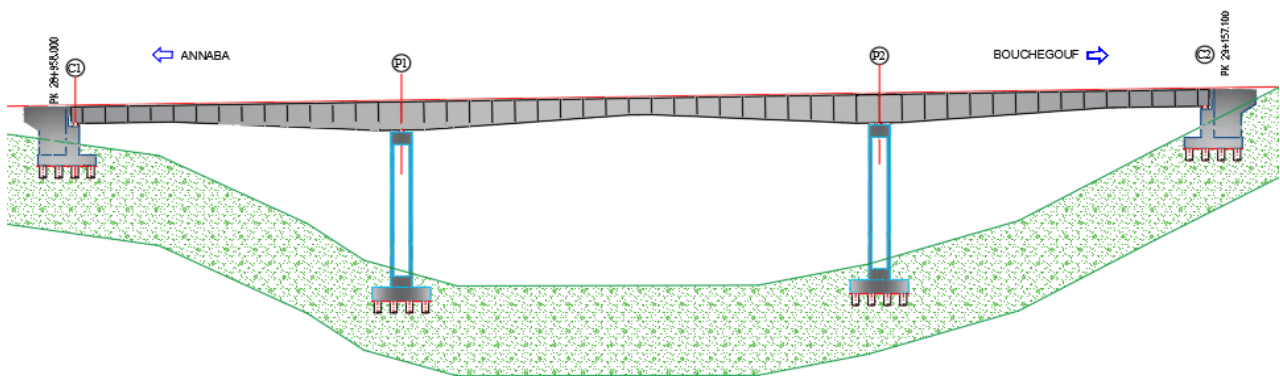


Figure III- 3:schéma de la variante pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs

III.5.1.2 CONCEPTION TRANSVERSALE

Le Pré-dimensionnement est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs). Les dimensions sont présentées dans le tableau qui suit :

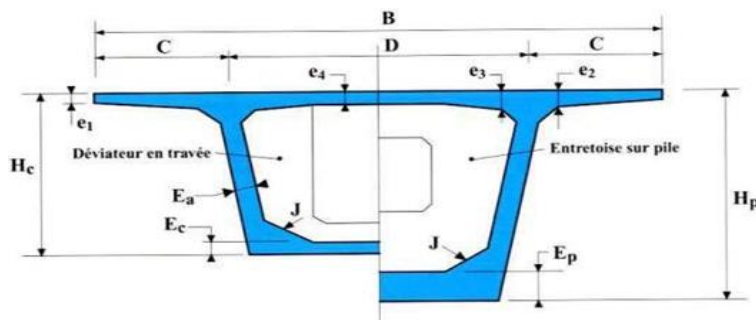


Figure III- 4: Notations des dimensions

Tableau III- 4: Récapitulation Prédimensionnement de la variante 2

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.6m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.15 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	6.3m
Epaisseurs de L'hourdis sup	e1	$e_1 \geq 24 \text{ cm}$	0.30 m
	e2	$C/7 \leq e_2 \leq C/5$	0.45 m
	e3	$0.1 + D/25$ (avec $e_3 > e_3 - 10$ et $e_3 > 1.5 e_4$)	0.40m
	e4	$D/25$	0.25 m
L'inclinaison des âmes		$10 \leq a \leq 30\%$	22.22% (16°)
Gousset supérieur		$30^\circ \leq a \leq 45^\circ$	36°
Gousset inférieur		$40^\circ \leq a \leq 45^\circ$	40°
Loi de variation (parabolique)		$H(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right) + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Hauteur du voussoir sur pile		$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	5.2m
Hauteur du voussoir à la clef		$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	2.7 m
L'épaisseur de l'âme		$0.26 + L/500$	0.45 m
Epaisseurs de l'hourdis inf Sur pile		$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	0.75 m
A la clef		$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	0.3 m

III.5.2 CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée)

III.5.2.1 PREDIMENSIONNEMENT DES PILES / GUIDE SETRA

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être totalement encastré ou simplement appuyé, afin de transmettre toutes les charges qui lui sont appliquées vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux (en cas de fondations profondes).

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

Tableau III- 5: Choix et dimensions de la pile retenue			
Élément		Valeur / Description	Figure
Hauteur		$H_{ID} = 28.50$ $H_{IG} = 28.52$	
Chevêtre		5.2 x 4.8 x 2 (m x m x m)	
Section		Rectangulaire évidée	
		5.2 x 4.8 (m x m) Une épaisseur de 80 cm	
Foundations	Type	Profonde sur 9 pieux de 25 m Avec $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	10.4 x 10.4 x 2.50 (m x m x m)	

III.5.2.2 Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA

Tableau III- 6 : Choix et dimensions de la culée retenue			
Éléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	$H_{ID} = 5.25$ $H_{IG} = 5.25$	
	Longueur	12.60	
	Épaisseur	2.00	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	3.60	
	Épaisseur	0.80	
Semelles	Largeur	10.20	
	Longueur	13.80	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 x 16	

III.6 VARIANTE 03 : « PONT MIXTE BIPOUTRE »

Le tablier des bipoutres mixtes est constitué d'une dalle (de couverture) en béton, connectée à 2 poutres métalliques principales (poutres sous chaussée). Il peut être à travées indépendantes ou continues. La dalle est en général en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissement relatif de la dalle par rapport aux poutres. Elle est coulée en place à l'aide d'un outil de coffrage mobile et parfois constituée de dalles préfabriquées). Les poutres métalliques sont en général de hauteur constante (parfois de hauteur variable), à âme pleine (PRS en forme de I). Elles sont entretoisées par des entretoises ou des pièces de pont.

III.6.1 PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE

III.6.1.1 Implantation des appuis :

On propose dans cette variante un pont mixtes bipoutres, à travées isostatique et à hauteur constante. L'implantation des culées pour le pont donne une longueur totale de 200 m (04 travées principales de 50 m). (Voir le plan d'ensemble de cette variante).

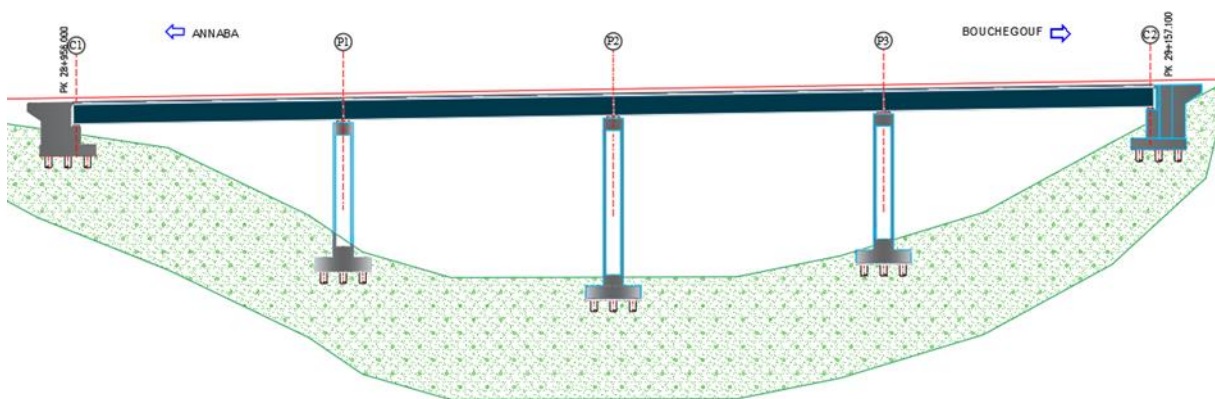


Figure III- 5:schéma statique de la variante PONT MIXTE BIPOUTRE

III.6.1.2 Conception transversale (Selon document SETRA) :

Le pont repose sur deux poutres PRS principaux espacés par 7.00 m entretoisée entre elle par des entretoises chaque 6.15m, une dalle en béton armé fixée sur les poutres principales par des goujons.

III.6.1.3 Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 2 [SETRA].

➤ Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur (l) du tablier et l'entraxes(d) :

$$N = \frac{l}{d} = \frac{12.6}{7.00} = 1.8$$

On prendra donc deux (2) poutres alors notre pont repose sur deux poutres PRS principaux.

➤ **Entraxe des poutres :**

$L = \text{environ } 0,55L_T$ On trouve $L = 6.93 \text{ m}$, Notre choix s'est porté sur $L = 7.00 \text{ m}$

➤ **Elancement des poutres :**

L'élancement moyen d'un pont ferroviaire à travées indépendantes (isostatiques) dont les poutres sont à âmes pleines et de hauteur constante, est égale à :

$$\frac{L}{16} \leq H \leq \frac{L}{14}$$

On prend $h_p = 3.6 \text{ m}$

➤ **Épaisseur de l'Ame :**

D'après le guide de conception des ponts de la (SETRA) on a des conditions qui conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

$$t_w \geq 0.005 \times h_w = 16.30 \text{ mm}$$

On prend $t_w = 35 \text{ mm}$

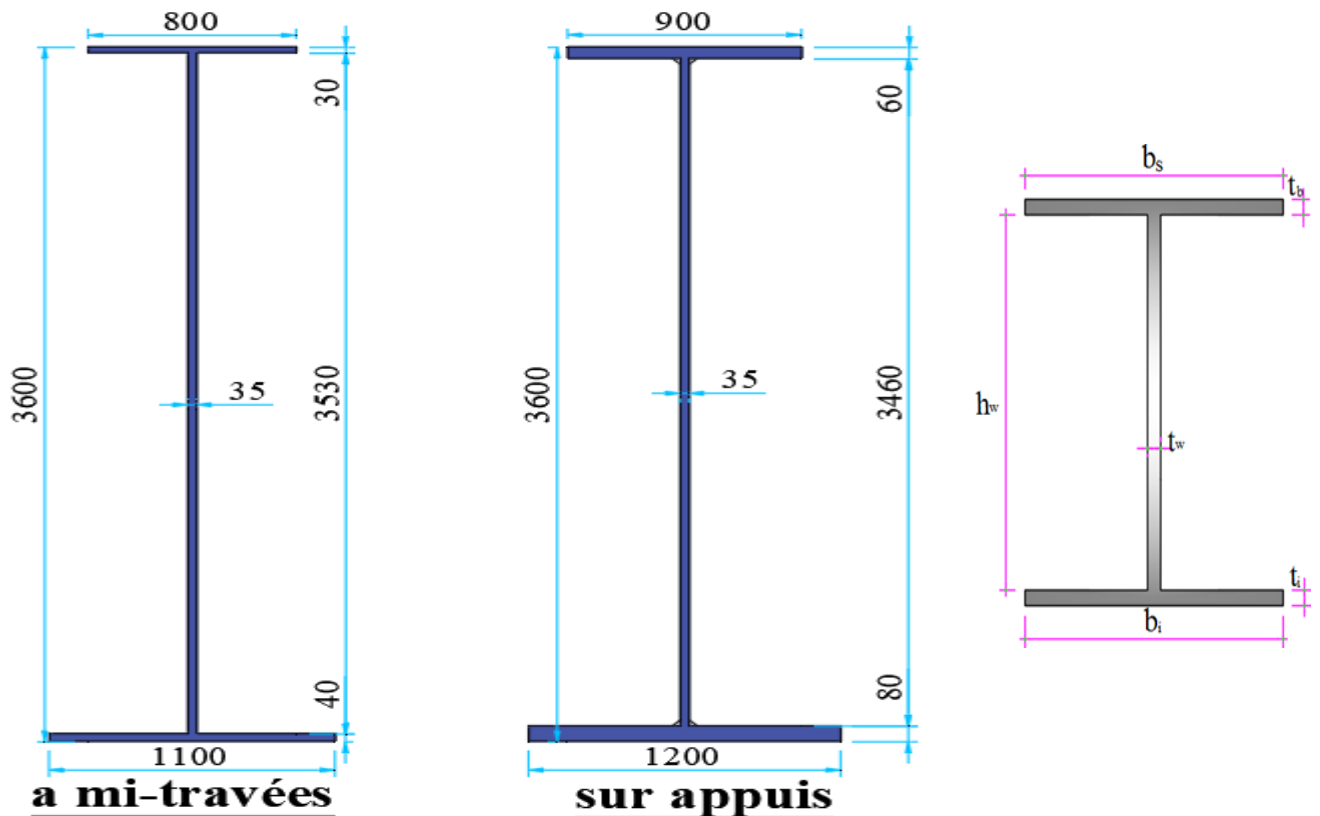


Figure III- 6: Dimensions des poutres

Tableau III- 7:Récapitulation Prédimensionnement de la variante 3

Elément	Ration usuel		Valeur	
			appuis	mi travée
Entraxe des poutres	L = environ $0,55L_T$		7.00 m	
Epaisseur de la dalle	$0.13 + \frac{L-L_T}{26}$ au droit des poutre		0.35 m	
	$0.12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier		0.25 m	
Hauteur des poutre	Largeur h_p	$\frac{L}{16} \leq H \leq \frac{L}{14}$	3600 mm	
L'âme de la poutre	Largeur h_w	$h_w = h_p - (t_b + t_i)$	3460mm	3530mm
	Épaisseur t_w	$t_w \geq 0.005 \times h_w = 16.30mm$	35mm	
Semelle inférieur	Largeur b_s	$(0.25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{125}) (0.92 + \frac{X}{150})$	1200 mm	1100 mm
	Épaisseur t_b	$20 \leq t_b \leq 150$	80 mm	40 mm
Semelle supérieur	Largeur b_i	$B_{inf} - 0.02$	900 mm	800 mm
	Épaisseur t_i	$20 \leq t_i \leq 150$	60 mm	30 mm

III.6.1.4 Entretoisement des poutres :

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

❖ **Entretoisement souple :**

Fait d'un profilé soudé sur les montants et placé environ à mi-hauteur des poutres (entretoise, Figure a) ou en partie haute sous le platelage (entretoise, Figure b).

❖ **Entretoisement rigide de type triangulé :**

Fait de barres assemblées souvent par boulons (membrures, diagonales et montants, Figure c).

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

- La stabilisation des poutres contre le déversement.
- Le contreventement horizontal avec le platelage, pour le report des charges horizontales du vent sur les appuis.
- Répartition des charges entre les poutres principales.

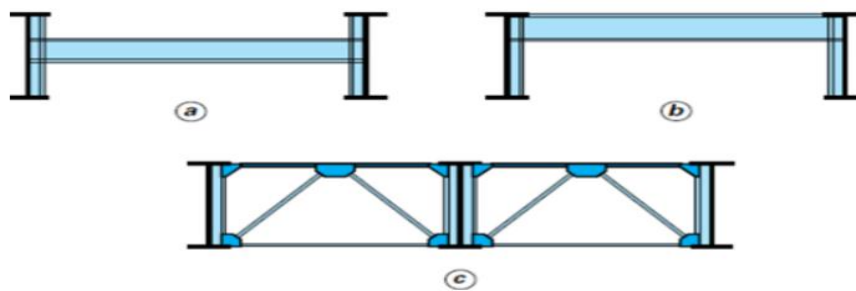


Figure III- 7:Type d'entretoisement

Pour notre choix des entretoises d’about on a choisi des **HEB 1000**.

Pour les entretoises intermédiaires on a choisi des **HEB 800** avec un espacement de **6.15 m**.

III.6.2 CONCEPTION DE L’INFRASTRUCTURE (pile/culée) :

III.6.2.1 Prédimensionnement des piles/ guide SETRA :

Pour cette variante on a choisi le même de type que la variante précédente avec les dimensions suivantes :

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

Tableau III- 8 : Choix et dimensions de la pile retenue

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur (m)		$H_D = 25.15$ $H_G = 24.94$ $H_M = 30.95$	
Largeur		4 m	
Longueur		9.2 m	
Epaisseur de murs		0.45 m	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux de 25 m avec $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	13.8×10.2×2.50 (m×m×m)	

III.6.2.2 Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que celui de la variante 1 et ses dimensions sont définies dans le tableau suivant :

Tableau III- 9 : Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	HD =5.5 HG= 3.55	
	Longueur	11.80	
	Épaisseur	2.4	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	4.5	
	Épaisseur	0.60	
Semelles	Largeur	10.20	
	Longueur	13.80	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 12	

III.7 Variant 04 : « Pont mixte multi-poutres hyperstatique »

Le pont multi poutre (quadri poutre) appartient aussi aux ouvrages mixtes de référence. La conception de cet ouvrage est très proche de celle du bipoutre. Cependant le passage à quatre poutres métalliques par rapport aux bipoutres, permet de diminuer la hauteur des poutres tout en conservant la même raideur.

Cette diminution de la hauteur des poutres augmente le gabarit libre sous l'ouvrage. Il est particulièrement bien adapté au franchissement biais. Sa relative raideur en torsion ne nécessite pas de contreventement inférieur.

III.7.1 PREDIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE

III.7.1.1 Implantation des appuis

On propose dans cette variante un viaduc à travées continues (hyperstatique) et à hauteur constante. L'implantation des culées pour la partie droite donne une longueur totale de 200 m (On propose une variante de 3 travées. Une Travée principale de 80 m, et deux travées de rive de 60 m.).

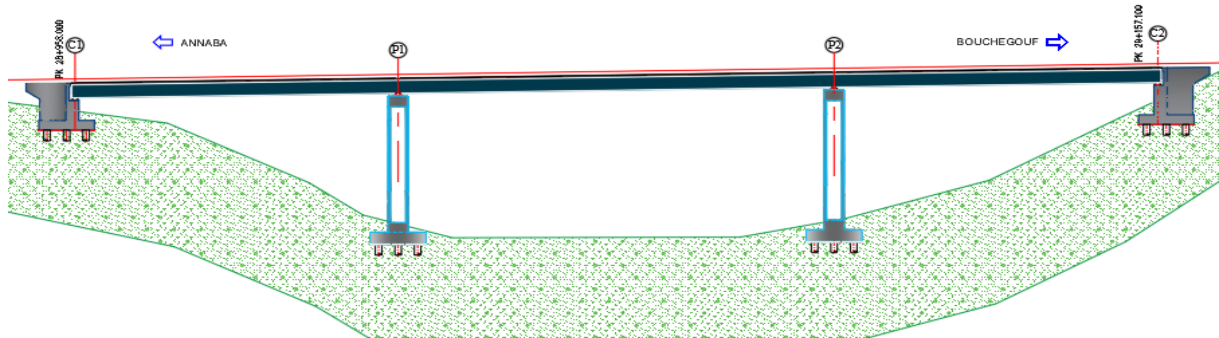


Figure III 8 - : schéma statique de la variante 4 :

III.7.1.2 CONCEPTION TRANSVERSALE (SELON DOCUMENT SETRA) :

Le pont repose sur 04 poutres PRS principaux espacés par 2.40m entretoisée entre elle par des entretoises chaque, et une dalle en béton armé fixée sur les poutres principales par des goujons.

Tableau III- 10: Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 3 [SETRA]

Elément	formules		Valeur
Epaisseur de la dalle	$0.13 + \frac{L-L_T}{26}$ Au droit des poutre		0.30 m
	$0.12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier		0.25 m
Hauteur des poutres	Largeur h_p	$\frac{L}{14} \leq H \leq \frac{L}{16}$	2700 mm
L'âme de la poutre	Largeur h_w	$h_w = h_p - (t_b + t_i)$	2570 mm
	Épaisseur t_w	$t_w \geq 0.005 \times h_w = 16.30mm$	30 mm
Semelle inferieur	Largeur b_s	$(0.25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{125}) (0.92 + \frac{X}{150})$	800 mm
	Épaisseur t_b	$20 \leq t_b \leq 150$	80 mm
Semelle supérieur	Largeur b_i	$B_{inf} - 0.02$	900 mm
	Épaisseur t_i	$20 \leq t_i \leq 150$	50 mm

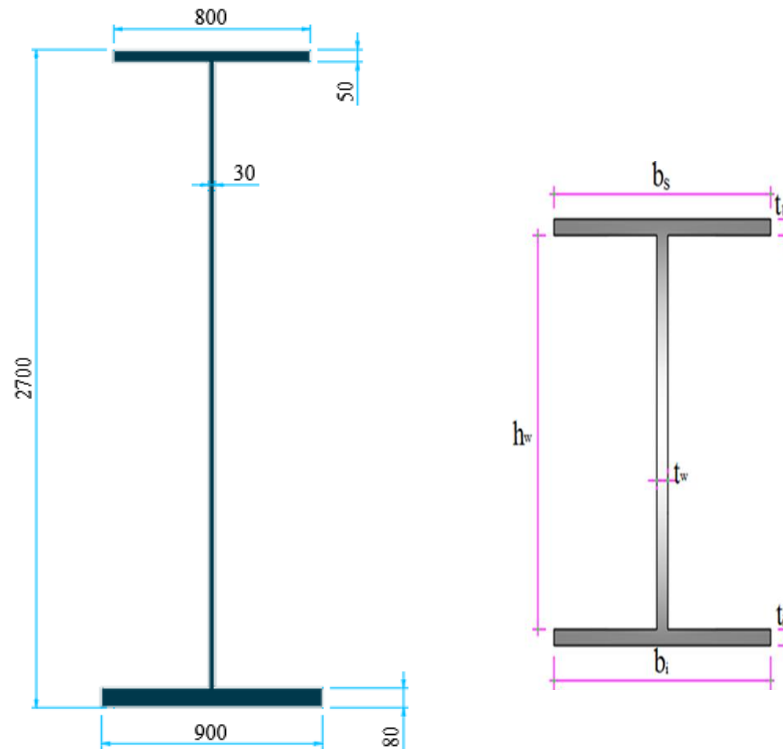


Figure III- 9: dimension de la poutre

III.7.1.3 Entretoisement :

L'ossature transversale ne participe pas directement à la flexion longitudinale du tablier. Cependant, cette flexion sous charge excentrée provoque une flexion transversale, d'où la nécessité de rigidifier le pont dans cette direction à l'aide d'un entretoisement adéquat. La largeur du tablier (≤ 14 m) ainsi que l'importance des charges ferroviaires nous ont amené à choisir comme éléments transversaux des entretoises réparties chaque 7 m longitudinalement.

Elles ont une section en I, elles sont positionnées à mi-hauteur de ces dernières pour éviter le déversement lors du lancement et en service. Une hauteur libre est laissée entre la dalle et l'entretoise permettant l'entretien, ainsi que le glissement du coffrage lors du coulage de la dalle. Pour notre projet on utilise des entretoises en HEB 800.

III.7.2 CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée) :

III.7.2.1 Prédimensionnement des piles/ guide SETRA :

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

Tableau III- 11:Choix et dimensions de la pile retenue			
Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur (m)		$H_D = 28.51$ $H_G = 29.25$	
Largeur		4 m	
Longueur		9.2 m	
Epaisseur de Murs		0.45 m	
Fondations	Type	Profonde sur 12 pieux de 25 m avec $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	13.8×10.2×2.50 (m×m×m)	

III.7.2.2 Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que celui de la variante 1 et ses dimensions sont définies dans le tableau suivant :

Tableau III- 12: Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H D = 6.7 H G = 4.71	
	Longueur	11.8	
	Épaisseur	2.4	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	3.10	
	Épaisseur	0.60	
Semelles	Largeur	10.20	
	Longueur	13.80	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 12	

III.8.8 ANALYSE MULTICRITERE

III.8.1 COMPARAISON ENTRE LES 04 VARIANTES

L'objectif de cette analyse est d'optimiser le processus décisionnel, se positionne comme un instrument d'aide à la décision permettant de comparer différentes options en fonction de critères préalablement définis. Chacune des quatre variantes proposées fera l'objet d'une évaluation, prenant en compte des critères tels que l'esthétique, l'économie, l'entretien, la technique d'exécution, et les délais de réalisation. Ces critères seront évalués conformément aux recommandations des documents traitant de ce type d'analyse, en plus de l'avis technico-commercial des ingénieurs sur le terrain. L'objectif est également d'intégrer le délai de réalisation de chaque variante dans le processus de décision.

On compare les quatre modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements ...)

Tableau III- 13: Avantages et inconvénients des 4 variantes

Variants	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)	<ul style="list-style-type: none"> • Il ne demande pas une expérience, ni la qualité de main- d'œuvre. • Une bonne réutilisation des coffrages. • Maîtrise de la préfabrication des poutres • Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis 	<ul style="list-style-type: none"> • La multiplication du nombre des appuis nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. • Leur mode de construction n'aide pas dans notre site accidentel. • Les poutres très hautes ça crée le fluage a longue durée. • La portée de ce type d'Ouvrage limitée à 40m. • Le coût des jointe de chausse de liaison de travée (coute d'entretien et cout initiale). • Plus rentable pour un nombre important de poutres préfabriqués.
Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	<ul style="list-style-type: none"> • On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. • Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. • Franchir des vallées très profondes • La facilité de franchir en courbe. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le poids est très important. • L'exécution nécessite une main- d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. • Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage)
Variante 03: Pont mixte bipoutres	<ul style="list-style-type: none"> • La possibilité de franchir des grandes portées. • La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. • La rapidité de l'exécution. • La facilité de franchir en courbe. 	<ul style="list-style-type: none"> • La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. • La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. • Entretien périodique. • Sensibilité au gradient thermique.
Variante 04 : Pont mixte Multi poutres	<ul style="list-style-type: none"> • Le multi poutre possède les mêmes avantages que le bipoutre, en plus, il permet d'augmenter le gabarit de l'ouvrage. 	<ul style="list-style-type: none"> • Cette variante a les mêmes inconvénients du bipoutre mais le multi poutre est plus chère.

III.8.2 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES QUATRE VARIANTES

Tableau III-14 : devis estimatif et quantitatif des variantes

Les Variants Proposé		Devis Estimatif Et Quantitatif
1	Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.	595 881 790.00
2	Pont a caisson construit par encorbellements successifs	666 866 480.00
3	Pont mixte bi-poutre isostatique avec une section variable.	668 328 990.00
4	Pont mixte quadri-poutres hyperstatique avec une section constante.	726 418 840.00

Le détail de devis se trouve dans ANNAEXE B.

III.8.3 ANALYSE DES VARIANTES

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiel suivant :

Variante 01 (pont précontrainte VIPP)

Cette variante présente le tablier le moins coûteux. Cependant, en raison de la courbure et de la hauteur des piles qui dépassent les 25 m, l'utilisation de grues est difficile, voire impossible. Il faudra donc utiliser un lanceur, dont le coût n'a pas été évalué. De plus, un nombre important d'appuis est également nécessaire.

Variante 02 (Pont a caisson construit par encorbellements successifs)

L'exécution de ce type des ponts nécessite une main- d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.

Variante 03 (pont mixte bi-poutre)

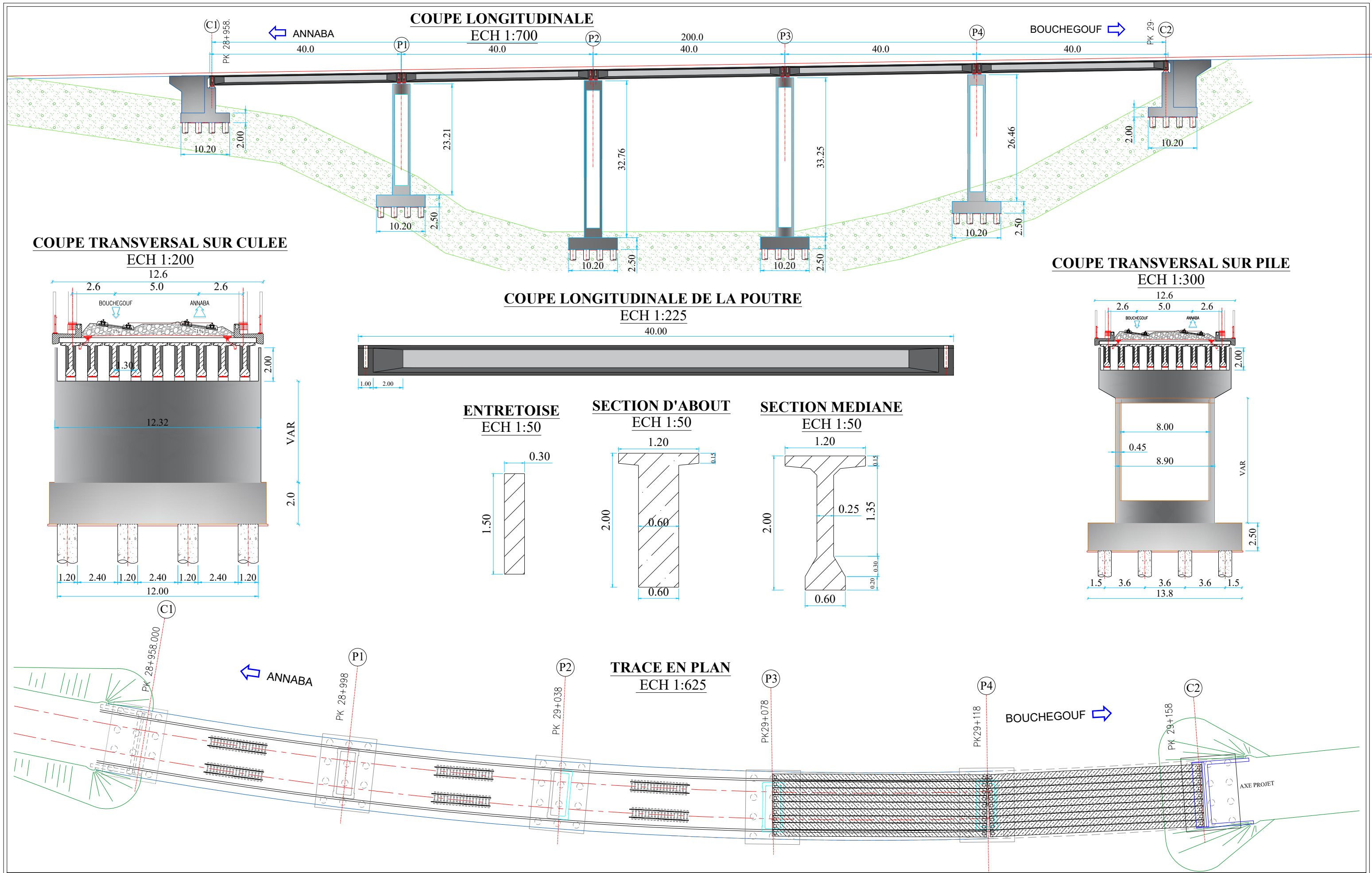
C'est la variante la plus rapide à réaliser et la plus esthétique, idéale pour un tracé courbe. Le seul problème des ponts mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion, mais ce problème a été résolu par l'utilisation de peintures de protection résistantes à l'oxydation.


Variante 04 (pont mixte quadri-poutres)

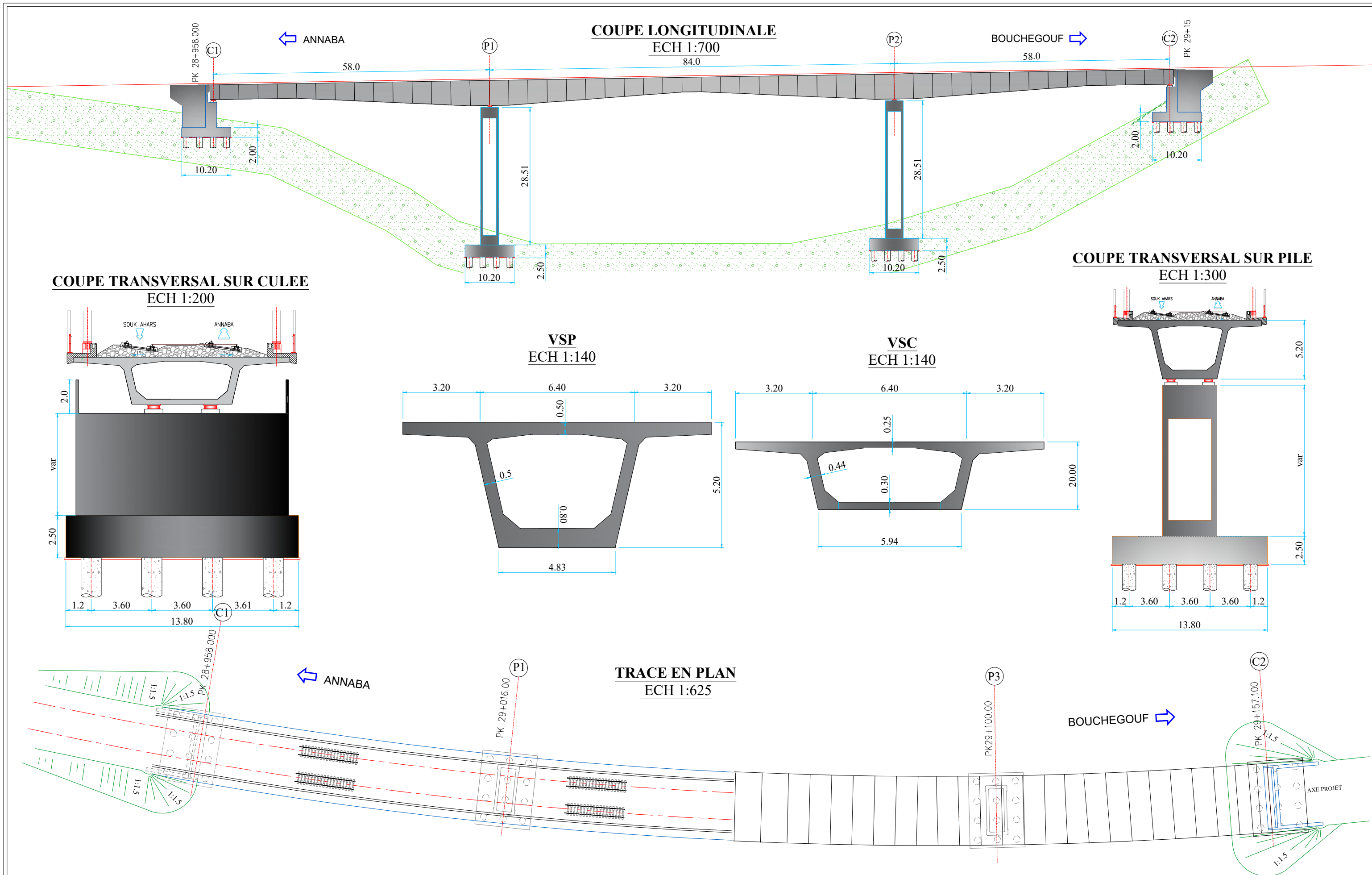
La variante la plus coûteuse offre les mêmes avantages que la deuxième variante. Ce type d'ouvrage est généralement réservé aux tabliers très larges ou très élancés, ou lorsque l'on souhaite augmenter le gabarit libre sous l'ouvrage en diminuant la hauteur des poutres. Dans notre cas, le tablier n'est pas assez large et il n'y a aucun problème de gabarit, donc nous ne pouvons pas opter pour ce type d'ouvrage.

III.8.4 CONCLUSION

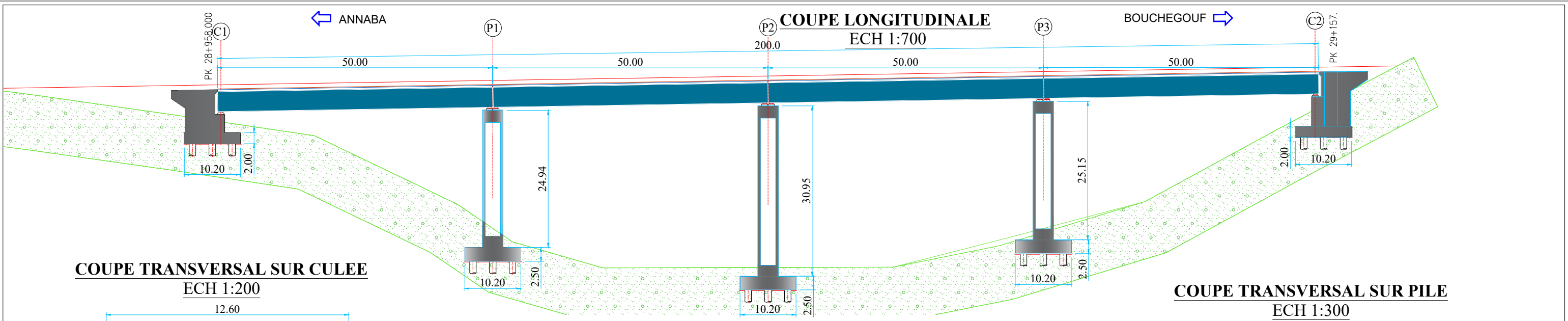
A l'issue de cette étude comparative des variantes proposer dans le cadre de notre ouvrage On opte pour le choix de la variante mixte bi poutre. Cette variante retenue sera l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.



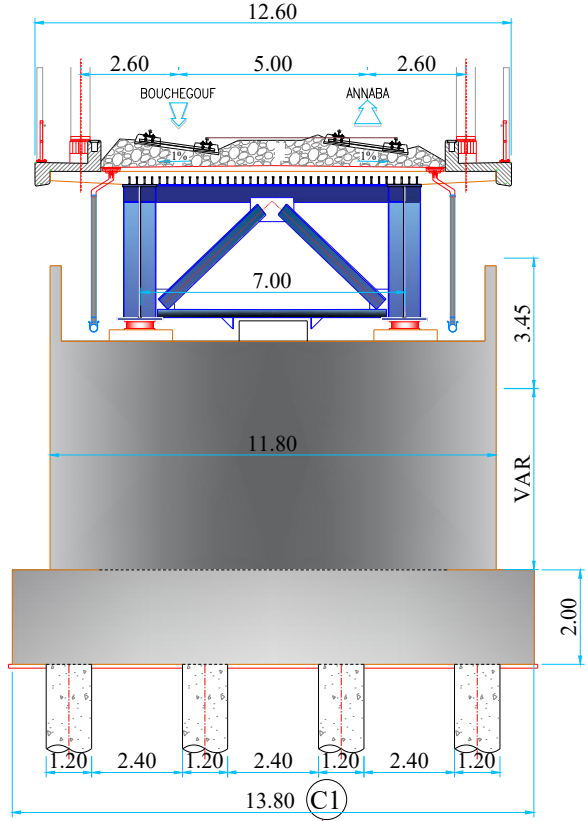
 <p>ENSTP الدرجعة الوطنية العليا للأشغال العمومية École Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Civil and Geomatics Engineering</p>	PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE II	VARIANTE	Planche N°	Année universitaire
	CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN PONT FERROVIAIRE AU PK 28+958 LIGNE MINIÈRE TEBESSA - ANNABA	ADJA MOSTAPHA LATRECHE KHALIL	CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	VARIANTE 01 : PONT À POUTRES PRÉCONTRAINES DE TYPE VIPP	1/1	2023 / 2024



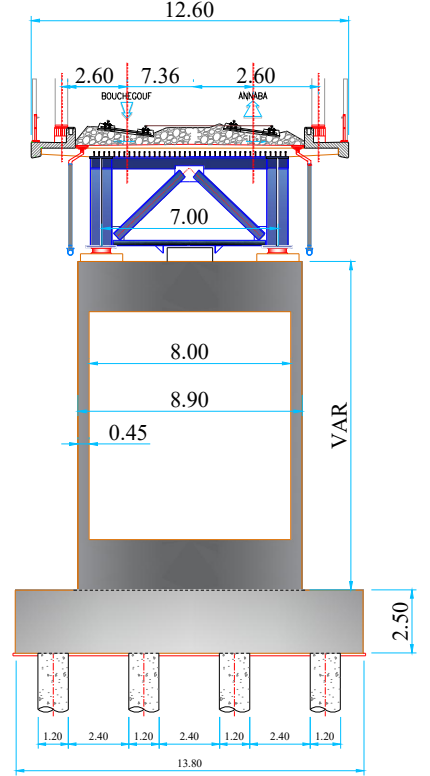
PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE II	VARIANTE	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN PONT FERROVIAIRE AU PK 28+958 LIGNE MINIÈRE TEBESSA - ANNABA	ADJA MOSTAPHA LATRECHE KHALIL	CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	VARIANTE 02 : Pont voussoir construit par encorbellement successif	1/1	2023 / 2024



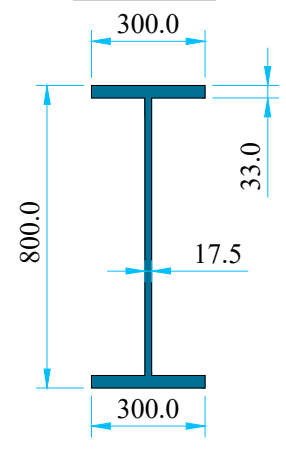
COUPE TRANSVERSAL SUR CULEE
ECH 1:200



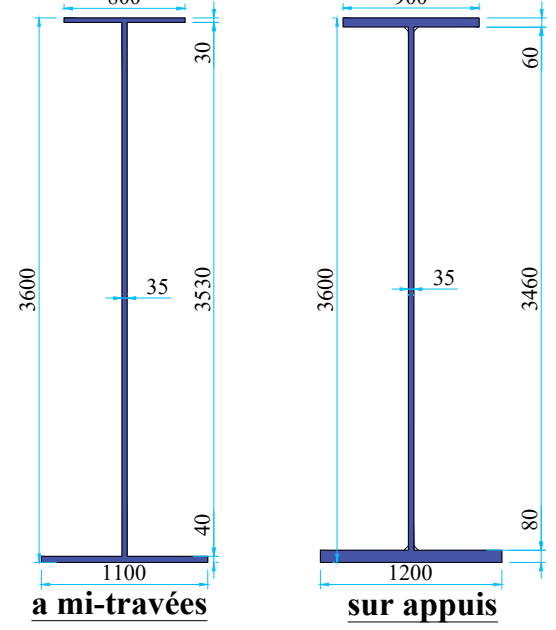
COUPE TRANSVERSAL SUR PILE
ECH 1:300



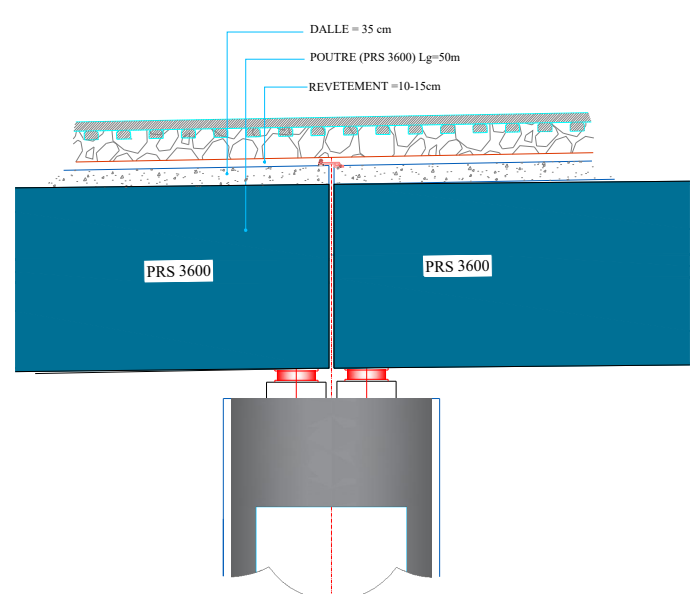
COUPE SUR HEB 800
ECH 1:20



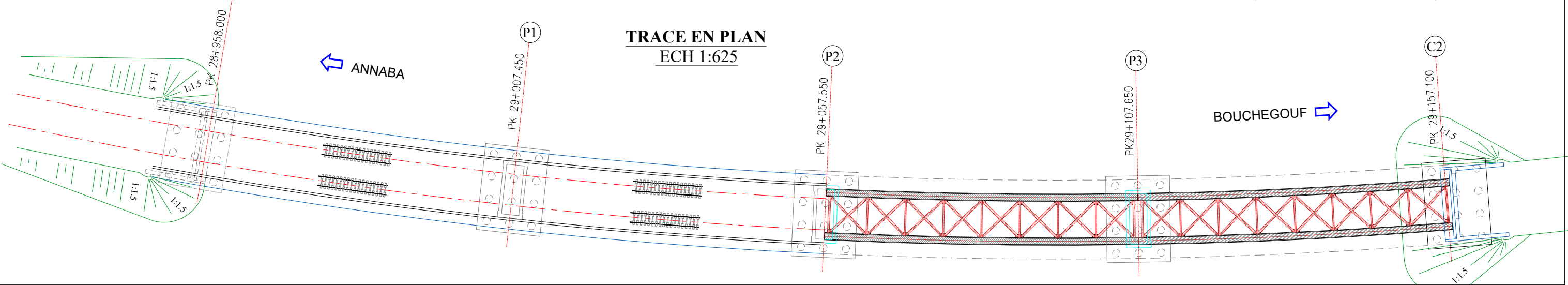
COUPE SUR PRS 3600
ECH 1:50



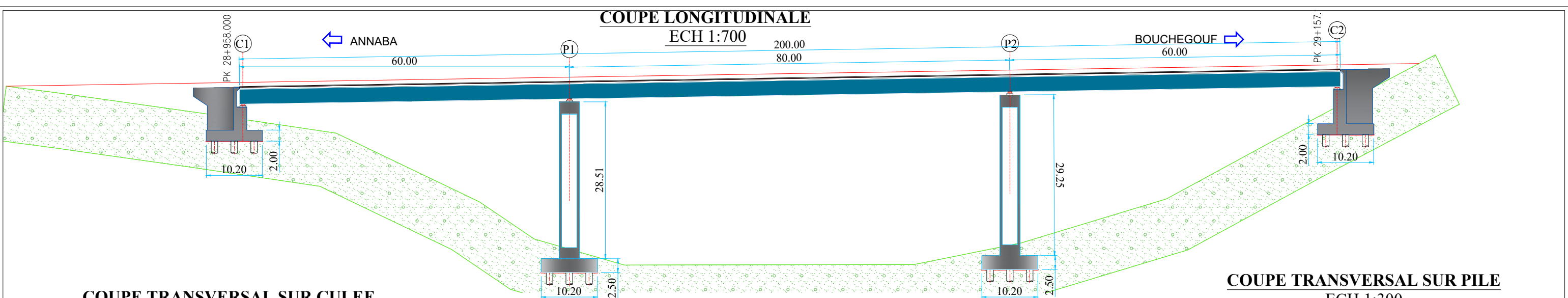
COUPE LATÉRALE SUR PILE
ECH 1:140



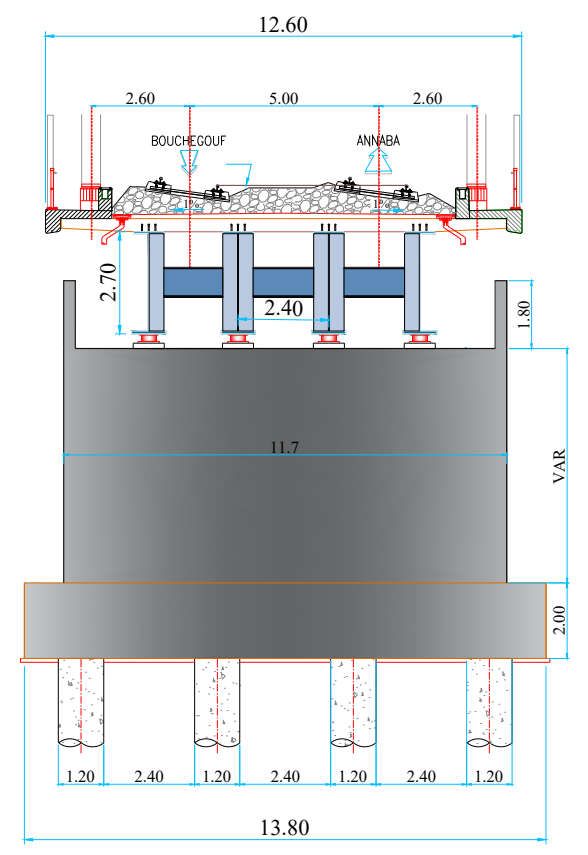
TRACE EN PLAN
ECH 1:625



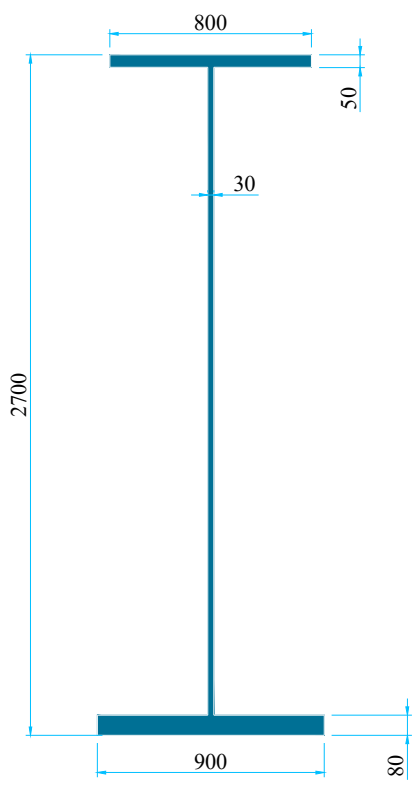
PROJET DE FIN D'ETUDE CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN PONT FERROVIAIRE AU PK 28+958 LIGNE MINIÈRE TEBESSA - ANNABA	Réalisé par ADJA MOSTAPHA LATRECHE KHALIL	CHAPITRE II CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	VARIANTE VARIANTE 03 : PONT MIXTE BI-POUTRE	Planche N° 1/1	Année universitaire 2023 / 2024



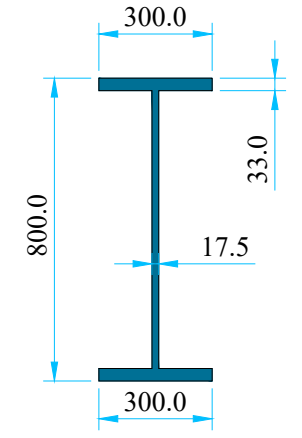
COUPE TRANSVERSAL SUR CULEE
ECH 1:200



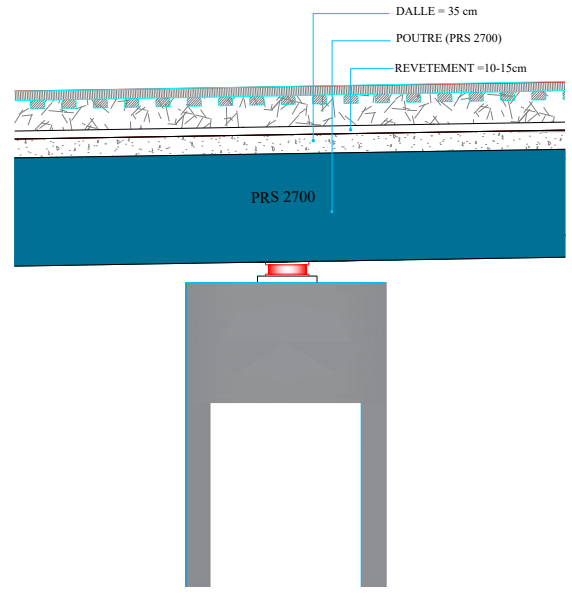
COUPE SUR PRS 2700
ECH 1:30



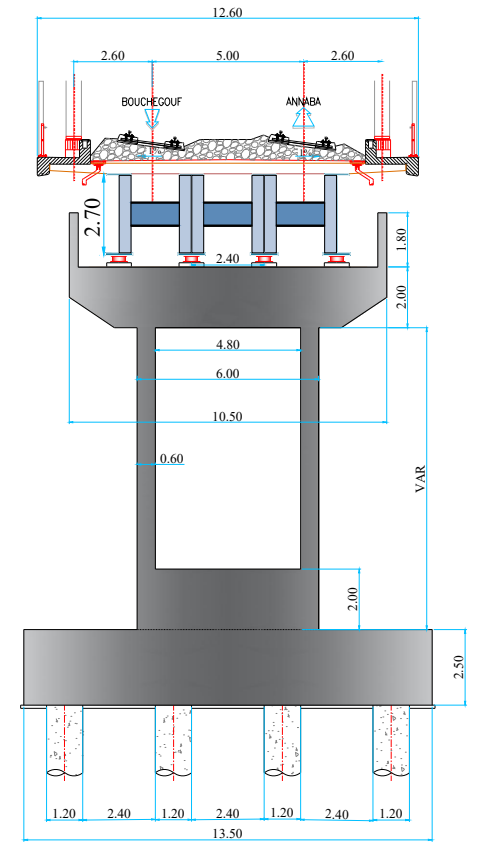
COUPE SUR HEB 800
ECH 1:20



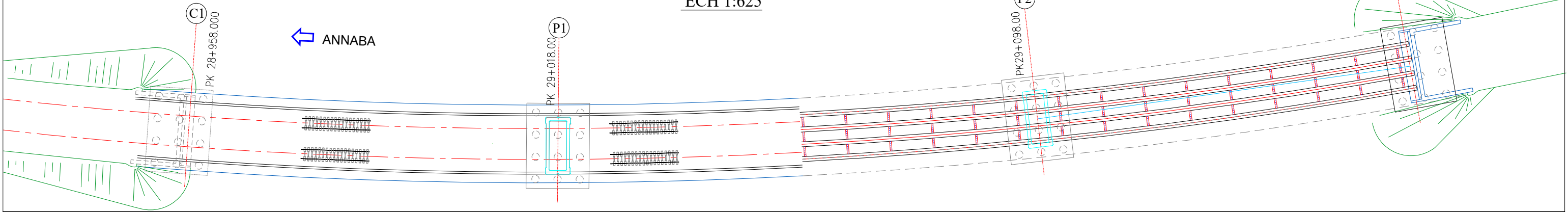
COUPE LATERALE SUR PILE
ECH 1:140



COUPE TRANSVERSAL SUR PILE
ECH 1:300



TRACE EN PLAN
ECH 1:625



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE II	VARIANTE	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN PONT FERROVIAIRE AU PK 28+958 LIGNE MINIÈRE TEBESSA - ANNABA	ADJA MOSTAPHA LATRECHE KHALIL	CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	VARIANTE 04 : PONT MIXTE MULTI POUTRE	1/1	2023 / 2024



Chapitre IV

MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL



IV.1 INTRODUCTION

La conception et le calcul des éléments d'un pont dépendent largement du choix et de la qualité des matériaux utilisés, ainsi que des charges exercées sur la structure et des diverses hypothèses de calcul préalablement définies conformément aux normes et aux exigences du maître de l'ouvrage.

IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

- ❖ Eurocode 1 - bases de calcul et actions sur les structures ;
- ❖ Eurocode 2 - projet des structures de béton ;
- ❖ Eurocodes 3 et 4 – construction mixte ;
- ❖ Eurocode 7 - projet géotechnique
- ❖ Eurocode 8 - indications établies pour la résistance sismique des structures.
- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 ;
- ❖ Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art - RPOA 2008
- ❖ Code UIC 776-1 charge à prendre dans le calcul des pont rails.

IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1 Béton

Le béton utilisé dans les constructions mixtes varie de la classe C20/25 à la classe C60/75 (ou pour les bétons légers (LC20/25 à LC60/75) conformément à la norme EN1994- 2.

IV.3.1.1 Résistances caractéristiques

On va utiliser des bétons avec des résistances caractéristiques à la compression suivante :

- Béton pour la superstructure : $f_{c28} = 30$ Mpa
- Béton pour l'infrastructure : $f_{c28} = 30$ Mpa

Pour un âge $j \leq 28$ jours, on peut admettre que la résistance f_{cj} des bétons suit approximativement la loi suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad (MPa)$$

Pour $j > 28$ jours, f_{cj} suit la même loi, mais elle atteint au plus $1.1f_{c28}$

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \quad (MPa)$$
$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (\text{pour la superstructure}) \\ (\text{pour l'infrastructure}) \end{array}$$

Contrainte limite de compression :

Un état limite est état dans lequel une condition requise d'une construction ou l'un de ces éléments est strictement satisfaite, on distingue un état limite ultime (E.L.U) et un état limite de service (E.L.S).

Contrainte de calcul à L'ELU :

Les règles BEAL donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à l'état limite ultime :

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

Avec :

- **0.85** est un coefficient de minoration qu'a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.
- **θ** Coefficient tenant compte de la durée **t** probable de l'application de la combinaison des charges, il vaut :
 - 1.00 si $24h < t$
 - 0.90 si $1h < t < 24h$
 - 0.85 si $t < 1h$
- **γ_b** Coefficient de sécurité égale a :
 - 1.50 en situation durable ou transitoire (SDT)
 - 1.15 en situation accidentelle (SA)

Tableau IV- 1: Contrainte de calcul à l'ELU dans le béton

f_{bu} (MPa)	SDT	SA
La superstructure	17	26.08
L'infrastructure	17	26.08

Contrainte de calcul à L'E.L.S. :

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.S σ_b est définie par les formules suivantes :

- $0.5f_{c28}$ En service
- $0.6f_{cj}$ En construction

Module d'élasticité :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, (la déformation) finale du béton (déformation instantanée augmentée par le fluage) est déterminé en prenant comme module d'élasticité :

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

Tableau IV- 2: Modules d'élasticité du béton

	E_{ij} (Mpa)	E_{vj} (Mpa)
La superstructure	34 179.56	11 496.76
L'infrastructure	34 179.56	11 496.76

Coefficient de poisson (ν) :

Le coefficient de poisson 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 quand au cas d'un béton fissuré ν devient nul.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{racourcissement relatif longitudinal}}$$

On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes :

- 0.2 en zone non fissurée (ELS)
- 0 en zone fissurée (ELU)

Déformation transversale du béton :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

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

IV.3.1.2 Les aciers :

Les aciers passifs :

Le type des aciers utilisés pour les armatures du béton sont les aciers à **haute adhérence** dont les caractéristiques sont :

- Nuance FeE 500

- Limite d'élasticité (contrainte limite élastique) $f_y = 500$ MPa.
- Contrainte de rupture $f_u = 550$ MPa
- Module d'élasticité longitudinale de l'acier est de $E_s = 210000$ Mpa.

Dans les calculs à l'état limite ultime, on introduit le coefficient de sécurité γ_s , tel que la contrainte admissible dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Et que γ_s vaut :

- 1.00 pour les situations accidentelles
- 1.50 pour les situations normales

L'allongement des aciers est limité à : 10/1000

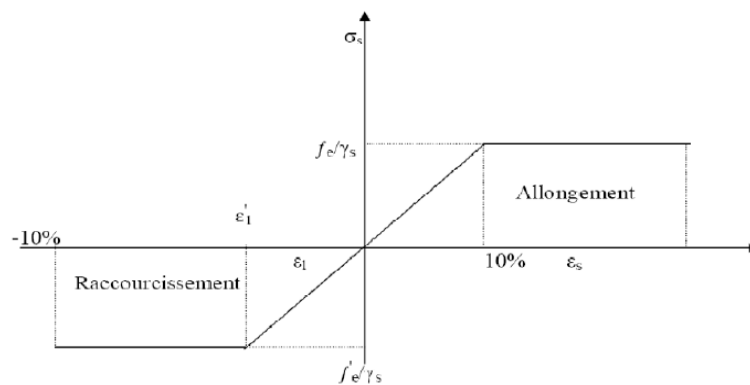


Figure IV- 1: Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures.

A l'état limite de service La contrainte $\overline{\sigma}_s$ pour une fissuration préjudiciable, sera déterminée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_s \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{1.6 f_{c28}} \right] \quad (MPa)$$

Les aciers des poutres métalliques :

L'acier utilisé pour les poutres PRS et les connecteurs est le S355, la limite élastique est donc :

$$\sigma = f_y = 355 \text{ MPa}$$

Tableau IV- 3: Contraintes limites d'élasticité f_y

Epaisseur de plaque (mm)	Max ($t \leq \cdot$)	16.00	40.00	63.00	80.00	100.00	150.00
	Min ($t > \cdot$)	0.00	16.00	40.00	63.00	80.00	100.00
f_y (MPa)		355.00	345.00	335.00	325.00	315.00	295.00

Tableau IV- 4: Contrainte limite à la rupture f_u

Epaisseur de plaque (mm)	Max ($t \leq \cdot$)	3.00	100.00	150.00	250.00
	Min ($t > \cdot$)	0.00	3.00	100.00	200.00
f_u (MPa)		510.00	490.00	470.00	450.00

Pour les aciers couverts par le présent Eurocodes, on doit prendre en compte dans les calculs les valeurs de propriété suivantes :

- Coefficient de poisson $\nu_a = 0.3$
- Module de cisaillement :

$$G_a = \frac{E}{2(1 + \nu_a)} = 8,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$



Chapitre V
EVALUATION
DES CHARGES ET SOLLICITATIONS



V.1. Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire est normalement pris en compte sous forme de circulation ferroviaire, les trains et convois ferroviaires n'intervenant que par les caractéristiques des convois (charges verticales, espacements d'essieux et vitesse des trains). Le trafic proprement dit, faisant intervenir également le nombre des trains, la composition et le volume du trafic, n'est considéré que pour les vérifications à la fatigue. Pour représenter la circulation ferroviaire, et évaluer ses effets maximaux, on introduit trois schémas de charge (UIC71, SW, Train à vide) qui permettent de constituer trois chargements fondamentaux (UIC71+SW/0, SW/2, train à vide) ; ces chargements, une fois majorés dynamiquement, forment en compagnie des efforts horizontaux correspondants les actions de circulation ferroviaire.

V.2. Domaine d'application

Le présent point s'applique au trafic ferroviaire sur voies à écartement normale et à écartement large. Les schémas de charges définis dans le présent point ne décrivent pas des charges réelles. Ils ont été choisis de façon que leurs effets, avec les accroissements dynamiques pris en compte séparément, représentent bien les effets du trafic de service. Lorsqu'il faut tenir compte d'un trafic en dehors des schémas de charges spécifiés au présent point, il faut définir, pour le projet considéré, des modèles de charge alternatifs avec les règles de combinaison correspondantes. Le présent point ne s'applique pas aux actions dues :

- ❖ Aux chemins de fer à écartement étroit.
- ❖ Aux tramways et autres chemins de fer légers.
- ❖ Aux chemins de fer historiques.
- ❖ Aux chemins de fer à crémaillères et à petites roues.

V.3. Evaluation des charges et surcharges

L'ouvrage doit être résisté ou efforts appliqués qui sont les suivantes :

1. La charge permanente (CP).
2. La charge complémentaire permanente (CCP).
3. Les surcharges dues au trafic ferroviaire (d'exploitation).

V.3.1. La charge permanente (CP)

Le poids propre des sections est déterminé en considérant une masse volumique de 78 kN/m³ pour les éléments en acier et de 25 kN/m³ pour les éléments en béton armé

Tableau V- 1 : Le poids totale de l'acier

Eléments	Surface (m ²)	Epaisseur(mm)	Volume (m ³)	Poids (KN)
Ame	173	35	6.055	472.29
Binf	3.2	Variable	3.76	293.28
Bsup	2.4	Variable	2.1	163.8
Total :			11.915	929.37

Tableau V- 2 les charges parmanenmts CP

Piece	Nombre	Surface	Longueur	Volume	Poids (KN)
Poutre	2	-	-	11.915	1870.655
Entretoise	9	Variable	6.97	2.187186	171.694101
Dalle	1	4.123	50	206.15	5153.75
Raidisseur	16	0.00423	Variable	Variable	50.738004
Totale					7246.837105

V.3.2. La charge complémentaire permanente (CCP)

V.3.2.1 Rails de la voie

La voie est constituée de longs rails soudés. Les caractéristiques du matériel de voie Utilisées sont les suivantes : -Une hauteur de 172 mm -Un poids de 0.603 KN/m -Pour deux rails on prend : 1.2 KN/m

V.3.2.2 Les traverses

Les traverses utilisées sont en béton bi-blocs, d'une longueur de 2,24 à 2,50 m et d'un poids de 245 kg à 300 kg ; les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre

$$N_{\text{travers}} = \frac{200 \times 1666}{1000} = 333.2$$

Prenons 334 travers de 280kg de poids en trouve :

$$P_{\text{travers}} = 2.8 \times 334 = 935.2 \text{ kN}$$

$$P_{\text{travers}} = 4.67 \text{ kN/m}$$

V.3.2.3 Ballast

Selon NF EN 1991-1-1 le poids de ballast normal est de 20kN/m^3 , prenons une épaisseur de 60cm.

$$P_{\text{Ballast}} = 20 \times 0.6 \times 9.1 = 109.2 \text{ KN/m}$$

V.3.2.4 Revêtement

L'imperméabilisation de notre ouvrage est constituée d'une couche de 8 cm de chape de protection surmontée d'une chape d'étanchéité de 2 cm d'épaisseur. Le poids volumique de la chape d'étanchéité est de 22 KN/m^3 :

$$P(\text{étanchéité}) : 0.02 \times 12.6 \times 22 = 5.544 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la chape de protection et d'évacuation d'eau} : 0.08 \times 12.6 \times 25 = 25.2 \text{ KN/ml}$$

V.3.2.5 Caténaire

La caténaire est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Les caténaires ont un poids de $2,4 \text{ kN/m}$.

V.3.2.6 Corniches

$$P_{\text{Corniche}} = 0.69 \times 25 = 17.25 \text{ kN/m}$$

V.3.2.7 Gard corps

Le poids linéaire du Garde-corps est 1 kN/m .

Récapitulatif :

Tableau V- 3 :La charge complémentaire permanente (CCP)

Eléments	Poids propre (KN/ml)
Rail	1.2
Traverse	9.34
Ballaste	109.2
Etanchéité + chape de protection	30.744
Caténaire	4.8
Corniche	34.5
Garde-corps	2
Totale	191.784

V.3.3. Les surcharges dues au trafic ferroviaire

(Selon le livret 2.01 1995) on définit 4 schémas de charge UCI 71, SW/0, SW/2, train à vide puis les trois chargements verticaux fondamentaux.

V.3.3.1. Schéma de charge UIC71

Le modèle de charge UIC71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies comme indiqué à la figure suivante :

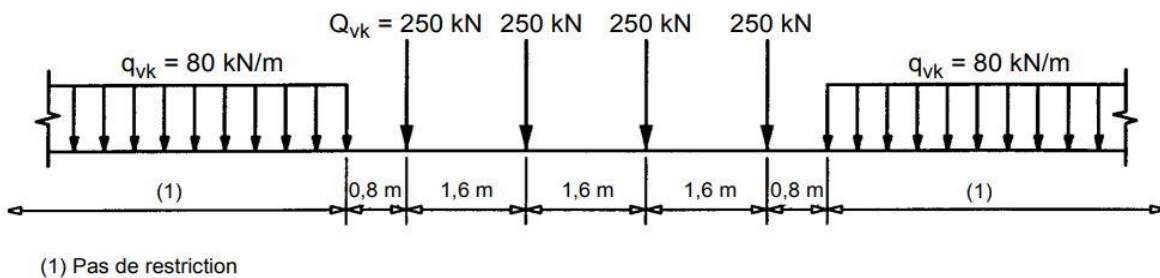


Figure V- 1- Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

V.3.3.2. Schémas de charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Le modèle de charges SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd. La disposition des charges correspond au schéma de la Fig les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent au Tableau1.

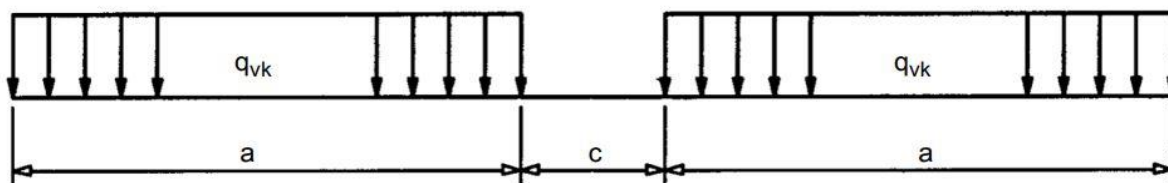


Figure V- 2: Schémas de charges SW/0 et SW/2

Tableau V- 4: valeurs caractéristiques des charges verticales pour les schémas des charges SW/0 et SW/2

Classe de charge	qvk(KN/m)	a(m)	c(m)
SW/0	133	15	5,3
SW/2	150	25	7

V.3.3.3. Modèle de charges "Train à vide"

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé "Train à vide". Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 10.0 kN/m.

V.3.4. Chargements verticaux

Les chargements verticaux à prendre en compte pour l'étude qui suit sont :

- UIC71
- SW/2
- Train à vide

V.3.5. Transmission des charges aux structures

❖ **Pose de voie ballastée :**

On tient compte de la répartition due au ballast et aux rails en considérant successivement les deux répartitions suivantes, quel que soit le type de traverse retenu :

La force d'essieu ponctuelle de 250 KN se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur $a_1 = 2,25 + e/2$ où (e) défini sur le schéma ci-dessous (e en m).

La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$P = \frac{250}{1.60 \times a_1} [KN/m^2]$$

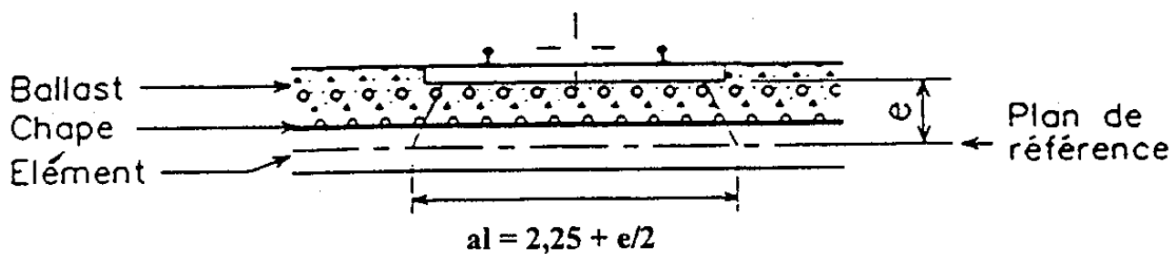


Figure V- 3 :répartition due au ballast et aux rails

Avec : $a_1 = 2,25 + 0,58/2 = 2,54$ m donc : $P = \frac{250}{1,60 \times 2,54} [KN/m^2]$

$$P = 61,5 KN/m^2$$

La force d'essieu ponctuelle de 250 KN se répartit sur 2 bandes longitudinales continues de largeur $a_2 = 0,30 + e/2$ où (e) est défini sur le schéma ci-dessous (e en m). La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$P = \frac{250}{1,60 \times 2a_2} [KN/m^2]$$

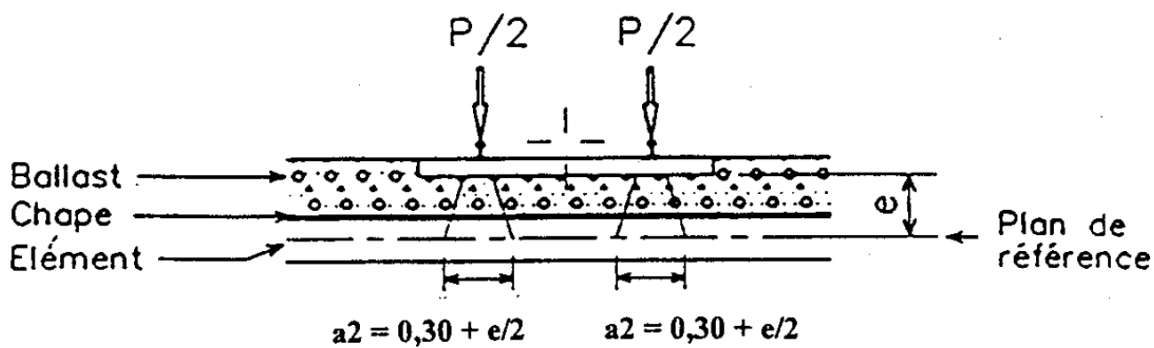


Figure V- 4 répartition due au ballast et aux deux rails

Avec : $a_2 = 0,3 + 0,58/2 = 0,59$ m ; don c : $P = \frac{250}{1,60 \times 0,59} [KN/m^2]$

$$P = 132,4 KN/m^2$$

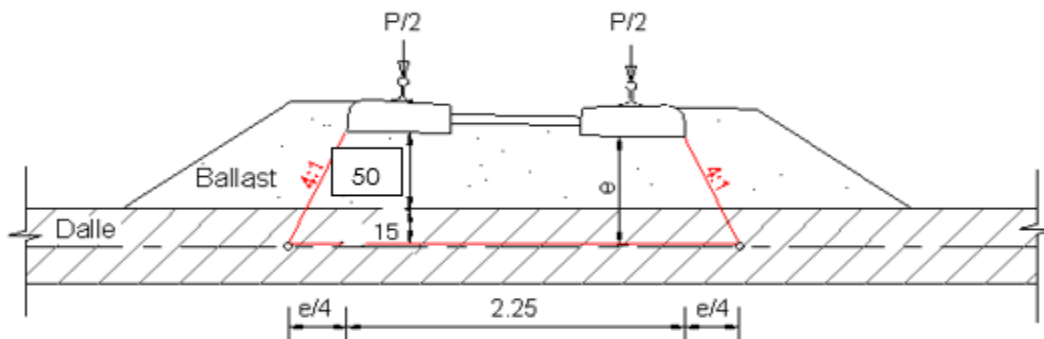


Figure V- 5: Diffusion des charges des rails et des traverses

V.3.6. Effets dynamiques :

Les principaux facteurs influençant le comportement dynamique sont indiqués ci-après :

- La fréquence propre de la structure ;
- L'espacement des essieux ;

- La vitesse de trafic sur le pont ;
- L'amortissement de la structure ;
- Les défauts de roues (méplats) ;
- Les défauts verticaux de la voie.

Ces effets dynamiques sont pris en compte au moyen de coefficients ϕ_2 ou ϕ_3 , si les 2 conditions correspondantes relatives à la flèche sous poids permanent (poids propre et poids des superstructures) et la vitesse sont toutes deux vérifiées.

V.3.6.1. Domaine d'application

Le coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance.

Ces coefficients dynamiques ne sont valables que pour des vitesses $V < 220$ km/h et que si la flèche sous poids permanent est située entre les limites indiquées à la figure

$L=50$ m (portée en mètres)

Limite supérieure de la flèche δ_s :

$$20m < L=50 < 100m \rightarrow \delta_s = 0.564L^{1.184} (mm)$$

$$\delta_s = 57.92 \text{ mm}$$

Limite inférieure de la flèche δ_i :

$L > 25$ m \rightarrow pas de limite inférieure

V.3.6.2. Coefficient dynamique :

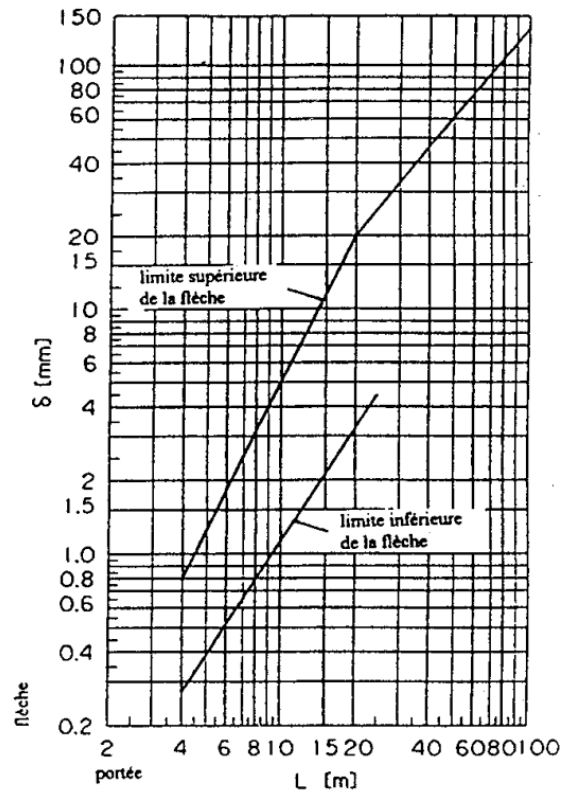
Le coefficient dynamique ϕ , qui amplifie les effets des charges statiques dans les modèles de charges UIC71, SW/0 et SW/2, est défini comme ϕ_2 ou ϕ_3 . En règle générale, le coefficient dynamique ϕ est déterminé comme ϕ_2 ou ϕ_3 en fonction de la qualité de l'entretien de la voie, selon les modalités suivantes :

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\phi} - 0.2} + 0.82$$

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

$L\phi$ = la portée mécanique égale à 48.80m (livret 2.01 article 1.3 partie 1.3.2.2.3).

Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard : $\phi_3 = 1.047$



V.3.7. Effort de lacet

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à 100 KN multiplier par a coefficient $\alpha \geq 1$, On prend $\alpha = 1,1$.

V.3.8. Forces centrifuges

Les forces centrifuges et le dévers doivent être pris en compte lorsque la voie posée sur le pont est en courbe sur la totalité ou une partie de l'ouvrage.

Les forces centrifuges doivent être considérées comme agissant vers l'extérieur dans le sens horizontal à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement.

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127R} (fxQ_{vk}) \quad (kN)$$

Q_{tk} : Valeurs caractéristiques des forces centrifuges ;

Q_{vk} : Valeurs caractéristiques des charges verticales, $Q_{vk} = 250 \text{ km/h}$;

V : Vitesse maximum [km/h] ;

R : Rayon de courbure [m], $R = 800 \text{ m}$;

$$Q_{tk} = 62,992 \text{ kN}$$

V.3.9. Forces de démarrage et de freinage :

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

a. Force de démarrage :

Pour le schéma de charges UIC 71 et les schémas de charges SW :

$$Q_{lak} = 33 \text{ (KN/m)} \times L \text{ (m)} \leq 1000 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_{lak} = 1000 \text{ KN}$$

b. Force de freinage :

Pour le schéma de charges UIC 71 et le schéma SW/0 :

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (KN/m)} \times L \text{ (m)} \leq 6000 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_{lbk} = 1000 \text{ KN}$$

Pour le schéma de charges SW/2 :

$$Q_{lbk} = 35 \text{ (KN/m)} \times L \text{ (m)}$$

Donc :

$$Q_{lbk} = 1750 \text{ KN}$$

Avec :

L : la longueur de la partie d'ouvrage chargée.

V.3.10. Effet du vent

$P = 1.5 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages avec circulation

$P = 2 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages sans circulation (phase de construction)

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie

V.3.11. Action dues aux variations de température

V.3.11.1. La variation uniforme

Les valeurs caractéristiques minimale et maximale de la température

- Température extérieure maximale : $T_{e \text{ max}} = +35^\circ\text{C}$
- Température extérieure minimale : $T_{e \text{ min}} = -15^\circ\text{C}$

V.3.11.2. Le gradient thermique

Le type de tablier de notre ouvrage est : tablier mixte (acier + béton)

Donc Les valeurs caractéristiques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont :

En phase de construction : $\pm 15^\circ\text{C}$

En phase de service : $\pm 8^\circ\text{C}$

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

V.3.12. Actions accidentelles :

V.3.12.1. Déraillement sur le pont

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentelle. Deux situations de calcul doivent être considérées :

- Situation de calcul 1 : les véhicules déraillés demeurent dans la zone de la voie sur le tablier du pont.
- Situation de calcul 2 : les véhicules déraillés demeurent dans la zone de la voie sans tomber du pont mais restant en équilibre sur le bord.

Pour le cas 1 :

Il convient d'éviter l'effondrement de la plus grande partie de la structure mais on peut tolérer des dommages locaux. Les parties de la structure concernées doivent être dimensionnées à l'ELU pour les charges équivalentes suivantes :

Deux charges linéaires d'intensité, $q_{A1d} = 50 \text{ KN/ml}$ disposées sur une longueur de 6.40m, écartées de 1.40m parallèles à la voie et se trouvant dans la position la plus défavorable dans une zone de largeurs égale 1.5 fois l'écartement des rails, s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie.

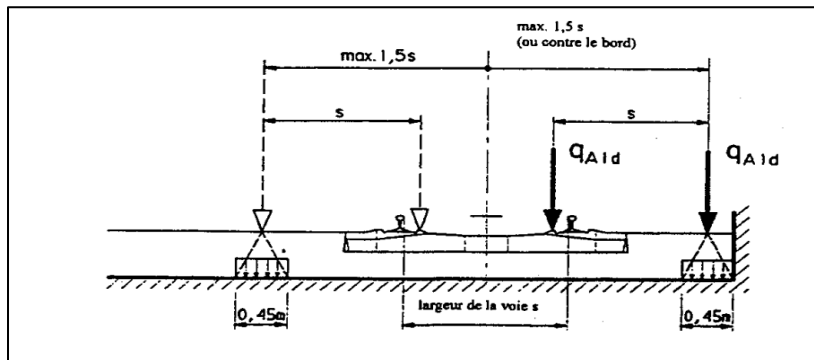


Figure V- 6 Situation de calcul I - Charge équivalente q_{A1d} et Q_{A1d}

Pour le cas2 :

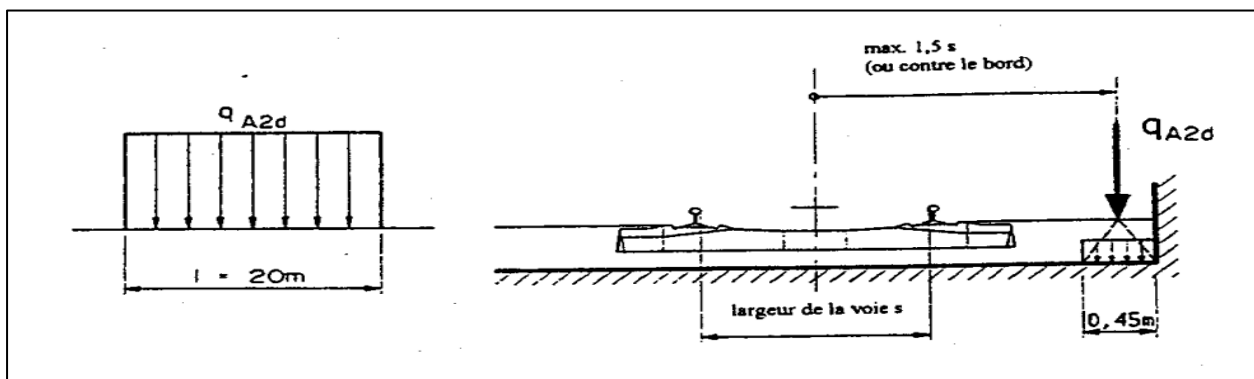


Figure V- 7: Situation de calcul II - Charge équivalente q_{A2d} et Q_{A2d}

Le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité générale, il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale, d'intensité $qA2d = 80 \text{ KN/ml}$, disposée sur une longueur totale de 20m et située transversalement : soit à une distance maximale de 1.5 fois l'écartement des rails, soit sur le bord de la structure concernée.

V.3.13. Groupe de charges

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on traite leurs assemblages. Les actions de circulation ferroviaire sont des actions composées, qui sont des assemblages de ces actions élémentaires pour une voie comme pour plusieurs voies, ces actions composées, appelées groupes de charges, tiennent compte en effet d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie, et d'une simultanéité de chargement de plusieurs voies.

Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que de circulation ferroviaire. Pour les ouvrages larges, chaque structure doit être dimensionnée pour le plus grand nombre de voies qu'il soit possible de disposer géométriquement, de la façon la plus défavorable, quelle que puisse être la position des voies existantes.

Le tableau suivant définit les différents groupes de charges pour un ouvrage supportant 02 voies (UIC page 29) :

Tableau V- 5 :Groupe de charges

Nombre De voies chargées	Groupe de charge	Voie chargée	Forces verticales		Forces Horizontales
			LM 71	SW/2	Accélération freinage
1	Gr11	T1	1	0	1
1	Gr16	T1	0	1	1
2	Gr21	T1	1	0	1
		T2	1	0	1
2	Gr26	T1	1	0	1
		T2	0	1	1

V.4. EVALUATION DES EFFORTS

V.4.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est d'étudier la répartition des efforts engendrés par le poids propre des éléments de l'ouvrage et les autres surcharges qui lui sont appliquées. Pour ce faire, nous utilisons des méthodes de répartition manuelles : longitudinalement (lignes d'influence) et transversalement (méthode de Jean Courbon ou méthode de Guyon-Massonnet). Nous examinons également des méthodes numériques basées sur la méthode des éléments finis. Cependant, dans ce chapitre, nous nous concentrerons sur les méthodes manuelles.

V.4.2. REPARTITION LONGITUDINALE

V.4.2.1. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANT :

- Charge permanente « CP »
- ❖ Moment dû à la charge permanente « CP »

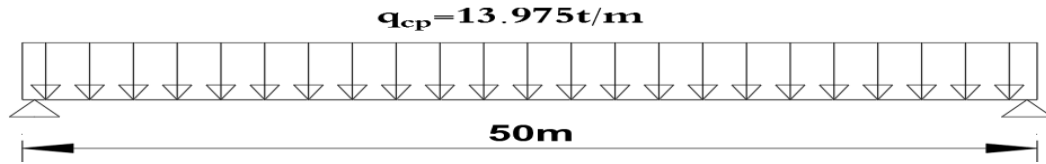


Figure V- 8: Charge permanente CP

Toutes les charges permanentes, comme en statique, font que le tablier est en équilibre en tout point, ce qui permet d'appliquer les conditions d'équilibre. Les conditions d'équilibre sont les suivantes :

$$\sum M_{/p1} = 0$$

$$\sum R_i = R_1 + R_2 = 683.75 t$$

$$R_1 = R_2 = \frac{q_{CP} \times L}{2} = 349.375t$$

$$M_x = R_A(x) - \frac{q_{CP} \times x^2}{2}$$

- Effort tranchant dû à la charge permanente « CP » :

$$R_A = R_B = 349.375t$$

$$T_x = R_B - q_{CP} \times x \quad \text{tels que } q_{CP} = 13.975 t$$

➤ Résultats de M_{CP} dans les différentes sections de tablier :

Tableau V- 6: Résultats de M_{cp} dans les différentes sections de la poutre

Sections	0 m	5 m	10 m	15 m	20 m	25 m
Moments (t.m)	0	1572.1875	2795	3668.4375	4192.5	4367.188
effort tranchant (t)	349.375	279.55	209.625	139.75	69.875	0

➤ Répartition transversale :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{CP} \text{ t} \xleftrightarrow{\text{implique}} R_1 (\%) \\ 349.375 \text{ t} \xleftrightarrow{\text{implique}} 100\% \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} R_1 (\%) = \frac{q_{CP} \times 100}{349.375} \\ R_1 (\%) = 50 \% \\ R_2 (\%) = 50 \% \end{array} \right.$$

❖ Charges complémentaires permanente « CCP » :

➤ Moment du au complément de la charge permanente « CCP » :

$$q_{CCP} = 17.671 \text{ t/m}$$

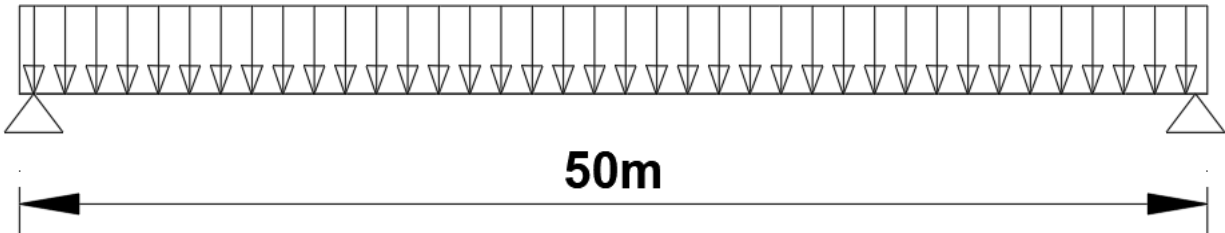


Figure V- 9: Charge permanente CCP

$$\sum M_{/p_1} = 0$$

$$\sum R_i = R_1 + R_2 = 883.55 \text{ t}$$

$$R_A = R_B = \frac{q_{CCP} \times L}{2} = 441.775 \text{ t}$$

$$M_x = R_A(x) - \frac{q_{CCP} \times x^2}{2}$$

➤ Effort tranchant dû à la charge permanente « CCP » :

$$R_A = R_B = 349.375t$$

$$T_x = R_B - q_{CP} \times x \quad \text{telsque} \quad q_{CP} = 13.975 t$$

➤ Résultats de M_{CCP} et T_{CCP} dans les différentes sections de la poutre :

Tableau V- 7: Résultats de Mccp dans les différentes sections de la poutre

Sections	0 m	5 m	10 m	15 m	20 m	25 m
Moments (t.m)	0	1987.988	3534.2	4638.6375	5301.3	5522.188
effort tranchant (t)	479.45	389.595	299.74	209.885	120.03	30.175

Répartition transversale :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{CP} \text{ t} \xleftrightarrow{\text{implique}} R_1 (\%) \\ 441.775t \xleftrightarrow{\text{implique}} 100\% \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} R_1 (\%) = \frac{q_{CCP} \times 100}{441.775} \\ \left\{ \begin{array}{l} R_1 (\%) = 50 \% \\ R_1 (\%) = 50 \% \end{array} \right. \end{array} \right.$$

❖ Les surcharges :

➤ Théorie des lignes d'influence :

Les ponts ferroviaires supportent des charges mobiles causées par le passage des trains, ce qui diffère des charges statiques des autres structures. Ces charges mobiles ont un point d'application variable, ce qui rend l'analyse complexe. Trouver la position et la section les plus critiques sous ces charges mobiles est un défi majeur. Il est important de noter que la position maximisant un effet (comme le moment fléchissant) peut différer pour un autre effet (comme l'effort tranchant). L'objectif principal de l'ingénieur est de déterminer la position provoquant les contraintes les plus élevées.

Dans ce cas on utilise les fonctions d'influence pour le calcul de (M, T). Les graphes qui représentent ces fonctions sont appelés « lignes d'influences »

a) Plusieurs charges concentrées P_i : b) Charge répartie q sur une longueur c :

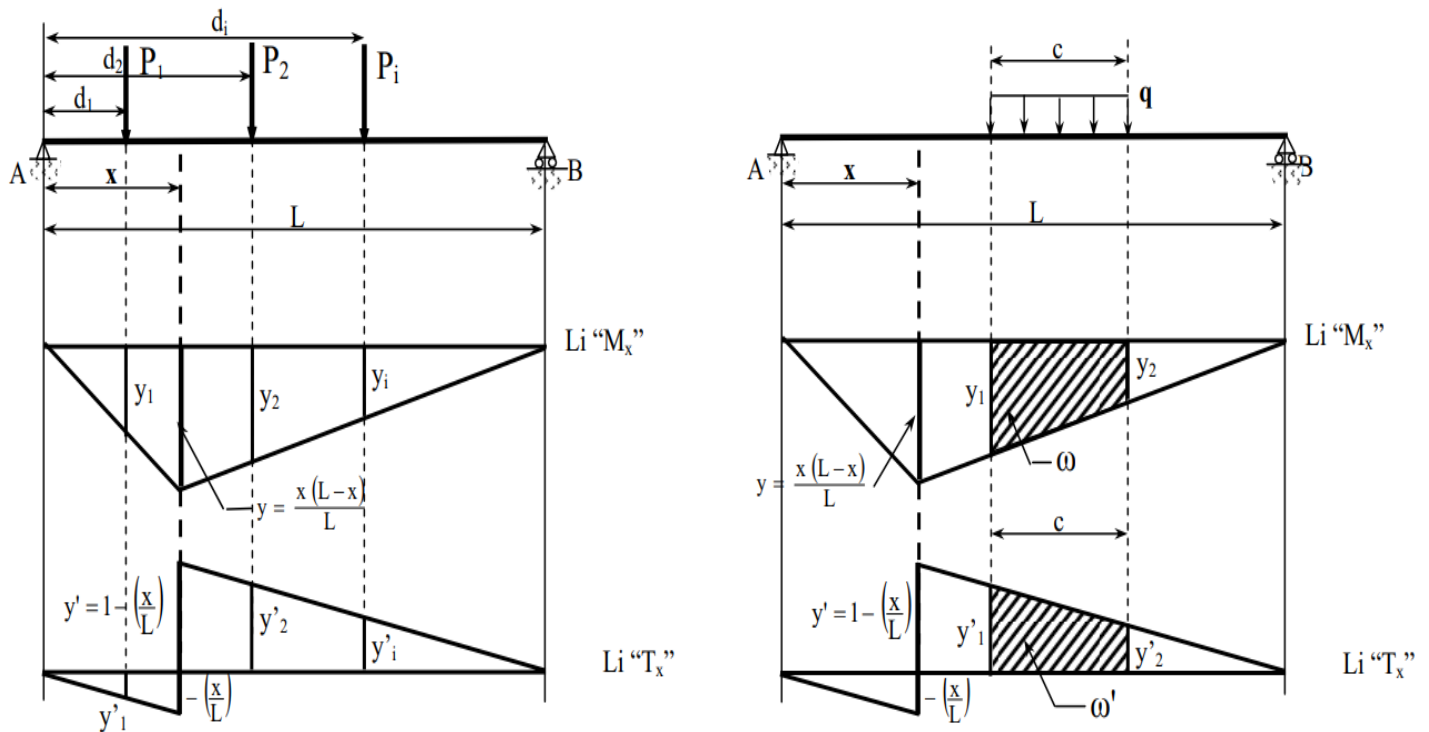


Figure V- 10:types des lignes d'influence

Dans le cas (a), on somme :

$$M_x = \sum_{i=1}^n P_i y_i = P_1.y_1 + P_2.y_2 + \dots + P_n.y_n$$

Avec : y_i : ordonnée correspondant à P sur la L_i de M_x .

$$T_x = \sum_{i=1}^n P_i z_i = P_1.z_1 + P_2.z_2 + \dots + P_n.z_n$$

Avec : z_i : ordonnée correspondant à P sur la L_i de T_x :

Dans le cas (b) :

$$M_x = q \cdot \omega ; \omega : \text{aire de la ligne digne d'influence de } M_x \text{ comprise entre } y_1 \text{ et } y_2.$$

$$T_x = q \cdot \omega' ; \omega' : \text{aire de la ligne digne d'influence de } T_x \text{ comprise entre } z_1 \text{ et } z_2.$$

➤ Moments et efforts tranchants dû aux surcharges UIC 71 :

- Pour $x = 5m$

➤ Exemple de calcul :

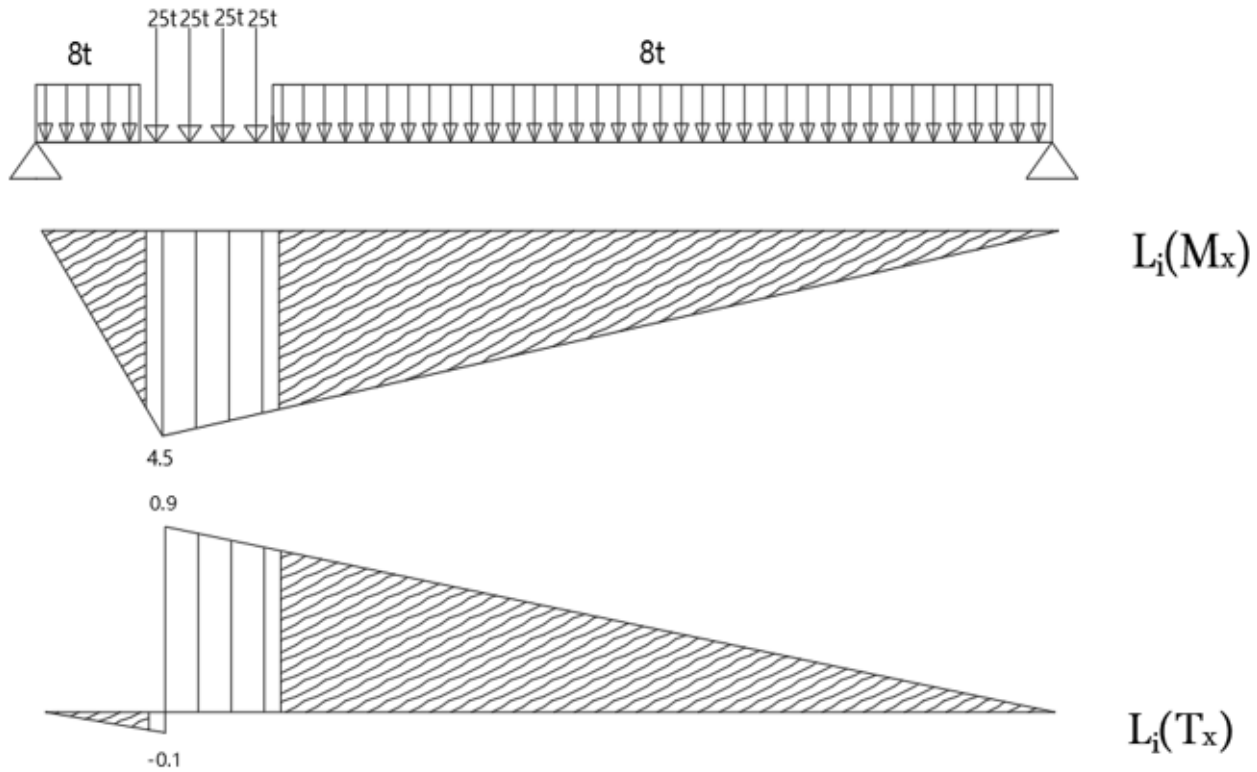


Figure V- 11: Poutre sous charge UIC 71 a $x= 5m$

$$M_{UIC} = 25 \times (4.5 + 4.34 + 4.18 + 4.02) + 39.4 \times 3.86 + 4.2 \times 3.78 = 566.04 \text{ t/m}$$

$$T_{UIC} = 25 \times (0.9 + 0.868 + 0.84 + 0.8) + 39.4 \times 0.77 - 0.1 \times 25 - 4.2 \times 0.1764 = 227.21 \text{ t}$$

➤ Résultats de M_{UIC} et T_{UIC} dans les différentes sections de la poutre :

Tableau V- 8:Résultats de MUIC et TUIC dans les différentes sections de la poutre

sections	0 m	5 m	10 m	15 m	20 m	25 m
Moments (t.m)	0	566.64	1974.4	2506.9	2958.44	3127.36
efforts tranchants (t)	235	227.21	154	143.2	131.06	120

- **Moment dû aux surcharges SW2**
- **Pour $x = 5m$**
- **Exemple de calcul :**

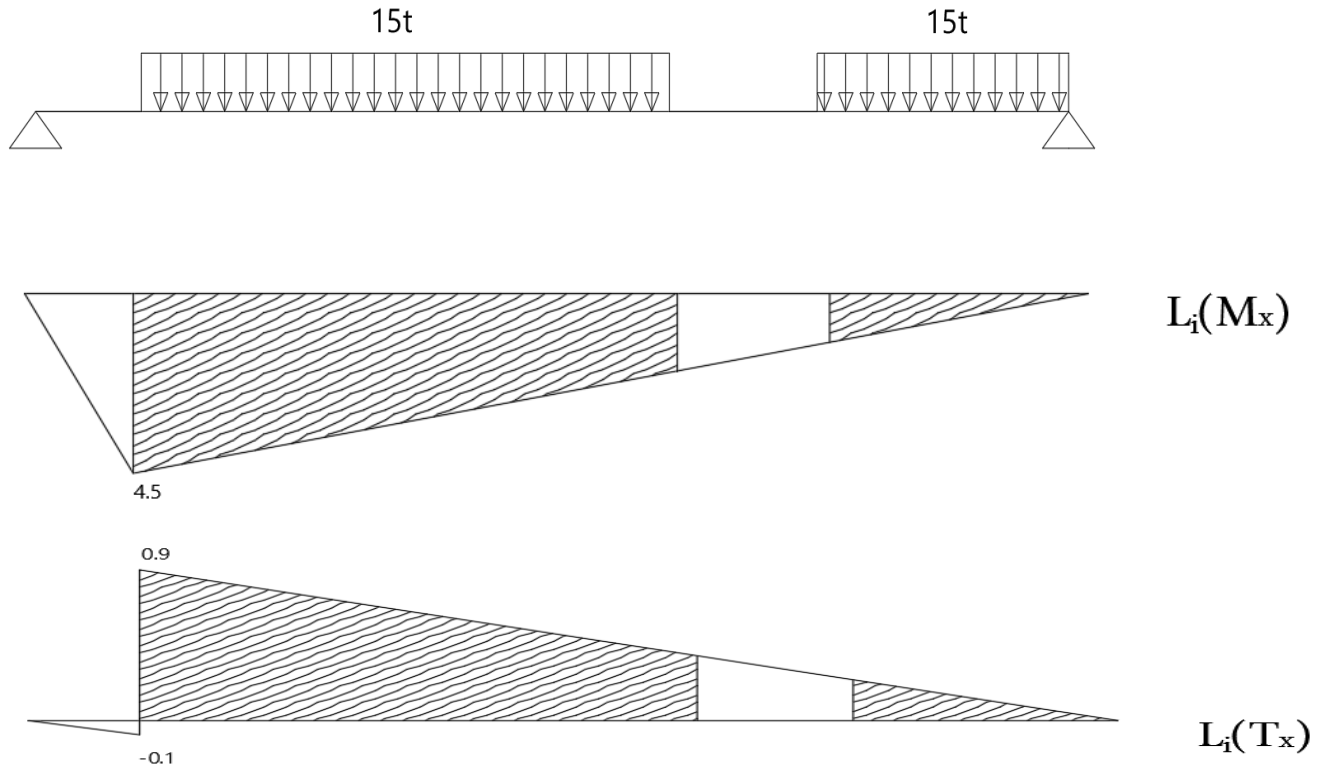


Figure V- 12:Poutre sous chargement SW2 a $x=5m$

$$M_{SW_2} = 15 \times \left(\frac{4.5 + 2}{2} \right) \times 25 + 15 \times \left(\frac{1.3 \times 13}{2} \right) = 1227.2 \text{ t/m}$$

$$T_{SW_2} = 15 \times (16.25) + 1.69 \times 15 = 269.1 \text{ t}$$

- **Résultats de M_{SW_2} et T_{SW_2} dans les différentes sections de la poutre :**

Tableau V- 9:Résultats de M_{SW_2} et T_{SW_2} dans les différentes sections de la poutre

<i>sections</i>	0m	5m	10m	15m	20m	25m
Moments (t.m)	0	1316.25	2311.5	2825.09	3218.75	3558.75
efforts tranchants (t)	354.78	309.1	296.3	250.64	196.875	112.75

- **Moment dû aux surcharges train à vide**
- **Pour $x = 5m$**
- **Exemple de calcul :**

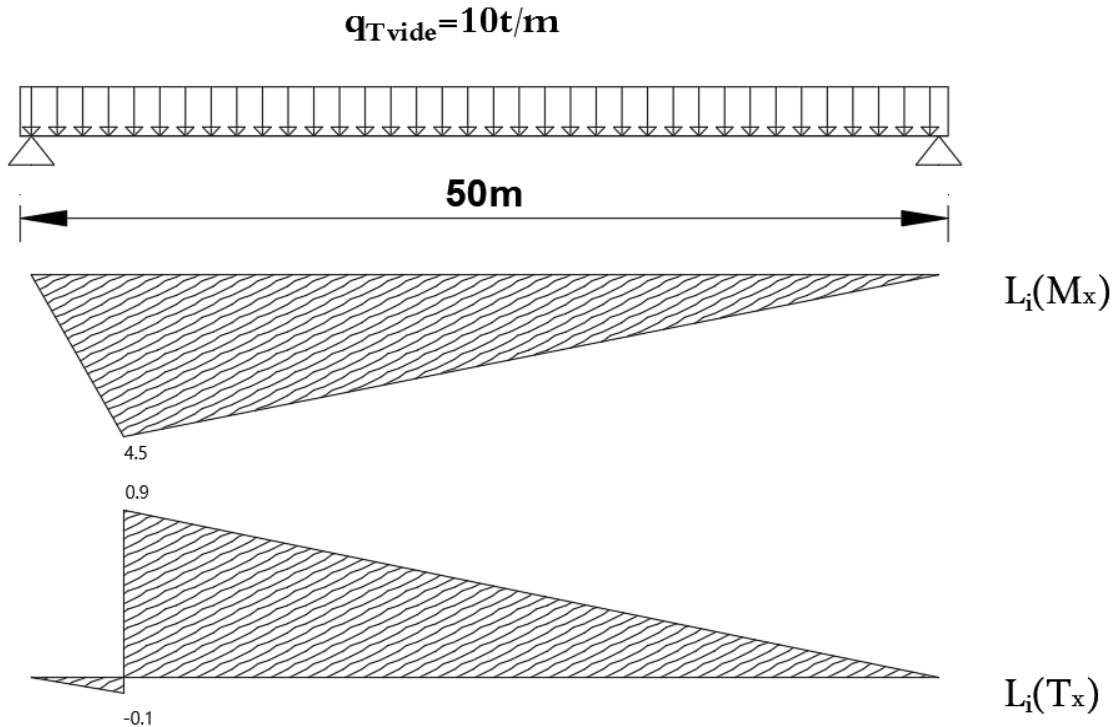


Figure V- 13: Poutre sous chargement train à vide a $x=5m$

- **Résultats de M_{Tvide} et T_{Tvide} dans les différentes sections de la poutre :**

Tableau V- 10: Résultats de M_{Tvide} et T_{Tvide} dans les différentes sections de la poutre

Sections	0 m	5 m	10 m	15 m	20 m	25 m
Moments (kN.M)	0	1125	2000	2625	5000	6250
effort tranchant (kN)	250	200	150	100	50	0

V.4.3. REPARTITION TRANSVERSALE DES SURCHARGES :

V.4.3.1.Introduction

Apes avoir évaluée les efforts longitudinaux, Nous avons calculé les valeurs maximales des sollicitations globales dans les différentes sections de la poutre provoquées sous chaque système de charge dans le sens longitudinal du tablier, maintenant, notre objectif est de faire la répartition

transversale de ces sollicitations à fin obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement et déduire la poutre la plus sollicitée. Pour pouvoir répartir ces sollicitations transversalement, deux méthodes sont les plus utilisées à savoir. On va choisir la méthode simplifiée.

➤ LES SURCHARGES UIC71 POUR UNE VOIE

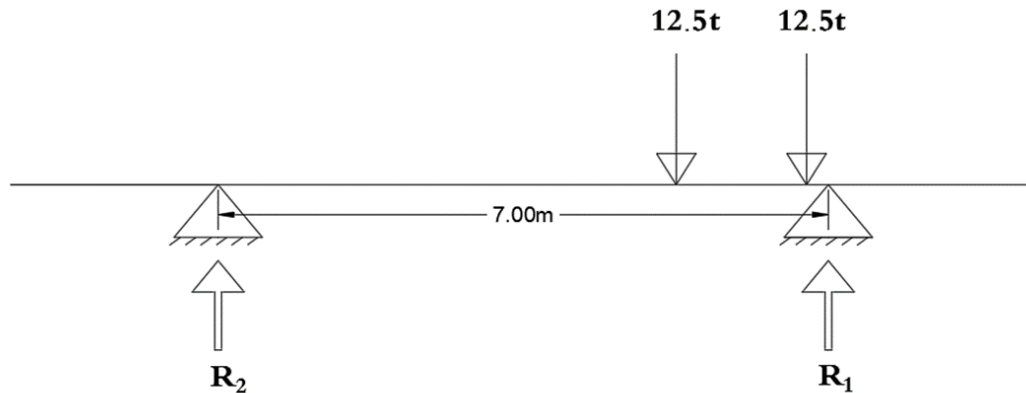


Figure V- 14:Schéma transversal pour les surcharges UIC71

❖ Calcul avec étapes intermédiaires :

$$\sum M_{/p1=0} \quad \sum R_i = R_1 + R_2 = 25 t$$

$$R_1 = \frac{0.584 \times 21.404 \times \left(\frac{0.584}{2} + 1.052 + 0.584\right) + \left(0.496 \times 21.404 \times \frac{0.496}{2}\right) - 0.0828}{7}$$

$$R_1 = 20.2 t$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 20.2 t \xrightarrow{\text{implique}} R_1 (\%) \\ 25 t \xrightarrow{\text{implique}} 100\% \end{array} \right\} \longleftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} R_1 (\%) = \frac{20.2 \times 100}{25} \\ R_1 (\%) = 80.8 \% \\ R_2 (\%) = 19.2 \% \end{array} \right.$$

➤ LES SURCHARGES SW2 POUR UNE VOIE

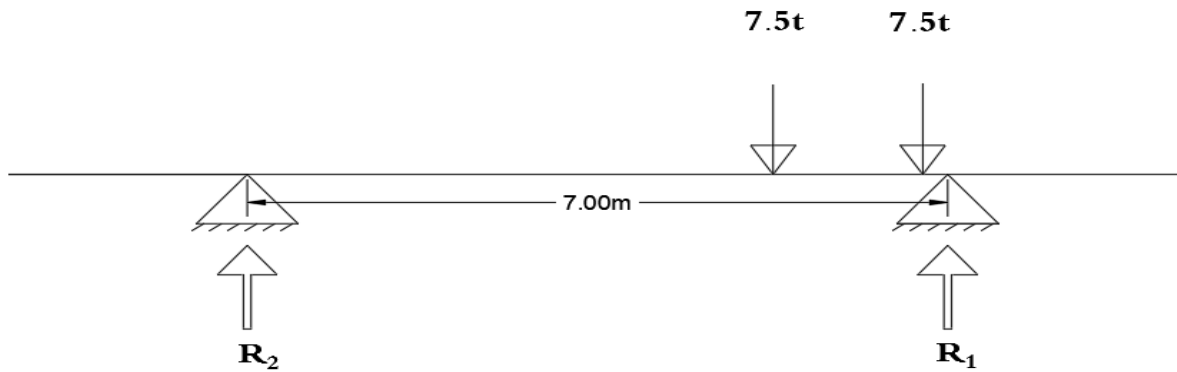


Figure V- 15:Schéma transversal pour les surcharges sw2

❖ Calcul avec étapes intermédiaires :

$$\sum M_{/p1}=0$$

$$\sum R_i = R_1 + R_2 = 15 t$$

$$R_1 = 2.71 t$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.71 t \xleftrightarrow{\text{implique}} R_2 (\%) \\ 15 t \xleftrightarrow{\text{implique}} 100\% \end{array} \right\} \longleftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} R_2 (\%) = \frac{2.71 \times 100}{15} \\ R_2 (\%) = 18.06 \% \\ R_1 (\%) = 81.94 \% \end{array} \right.$$

➤ LES SURCHARGES SW2 ET UIC71 :

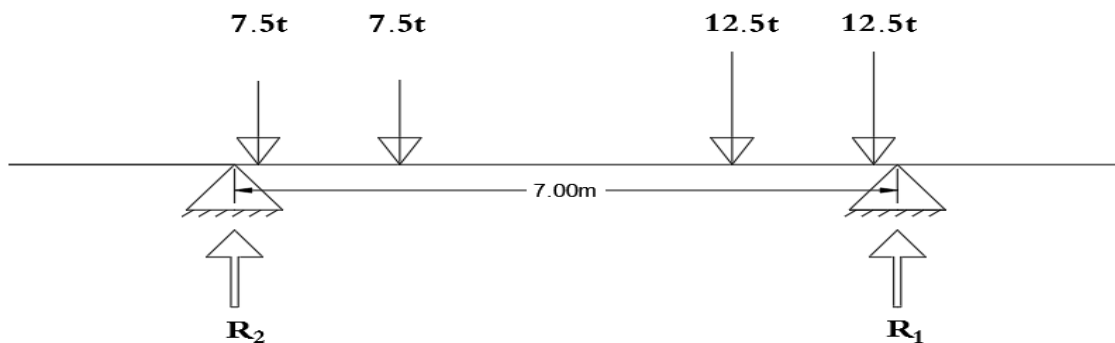


Figure V- 16:Schéma transversal pour les surcharges sw2 et uic71

❖ Calcul avec étapes intermédiaires

$$\sum M_{/p_1} = 0 \quad \sum R_i = R_1 + R_2 = 15 + 25 t = 35 t$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 14.72 t \xrightarrow{\text{implique}} R_2 (\%) \\ 35 t \xrightarrow{\text{implique}} 100\% \end{array} \right. \iff \left\{ \begin{array}{l} R_2 (\%) = \frac{14.72 \times 100}{35} \\ R_2 (\%) = 42.06 \% \\ R_1 (\%) = 57.94 \% \end{array} \right.$$

➤ LES SURCHARGES UIC71 POUR DEUX VOIE

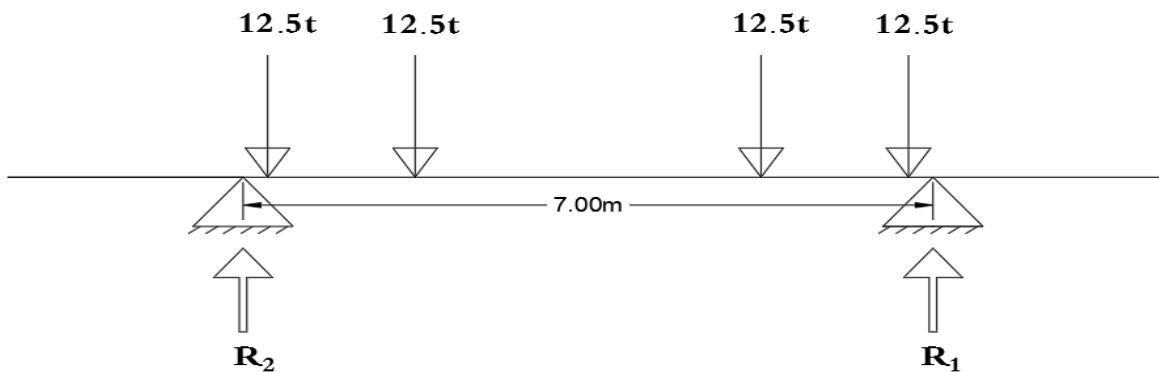


Figure V- 17:Schéma transversal pour les surcharges uic71 en deux voie

❖ Calcul avec étapes intermédiaires

$$\sum M_{/p_1} = 0 \quad \sum R_i = R_1 + R_2 = 25 + 25 t$$

$$R_1 = 25 t$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 25t \xrightarrow{\text{implique}} R_1 (\%) \\ 50 t \xrightarrow{\text{implique}} 100\% \end{array} \right. \iff \left\{ \begin{array}{l} R_1 (\%) = \frac{25 \times 100}{50} \\ R_1 (\%) = 50 \% \\ R_2 (\%) = 50 \% \end{array} \right.$$

V.5. MODELE DE CALCUL NUMIRIQUE

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure afin d'élaborer un modèle capable de décrire de manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Le but de cette modélisation est de créer un modèle numérique en éléments finis qui simule le comportement réel du pont sous conditions et charges extérieures. La méthode des éléments finis (MEF) permet de faire un gain colossal en matière de temps et d'énergie, car elle regroupe à la fois les domaines des sciences de l'ingénierie, la mécanique des milieux continus et la méthodologie des matériaux de construction.

V.5.1. LOGICIEL DE CALCUL

Dans notre projet on a choisi d'utiliser le logiciel **MIDAS CIVIL 2022**, c'est un logiciel de calcul des structures particulièrement adapté aux ouvrages d'art. Ce programme offre une gamme de fonctionnalités pour la modélisation tridimensionnelle, l'analyse statique et dynamique.



Figure V- 18: MIDAS CIVIL 2022

V.5.2. Modélisation :

Idéalisation des différents éléments du système comme suit :

- Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage ;
- Définition des différentes sections par importation sous format DXF ;
- Le tablier est modélisé par les éléments Beam ;
- Les appuis et supports sont positionnés à leurs emplacements réels avec des éléments
- Supports ;
- L'élément rigide reliant le tablier aux appuis est représenté par Rigid link ;

- Définition des charges statiques et roulantes avec leurs combinaisons, selon exigences de l'UIC ;
- Calcul et exploitation des résultats ;

V.5.3. Vue en 3D du modèle

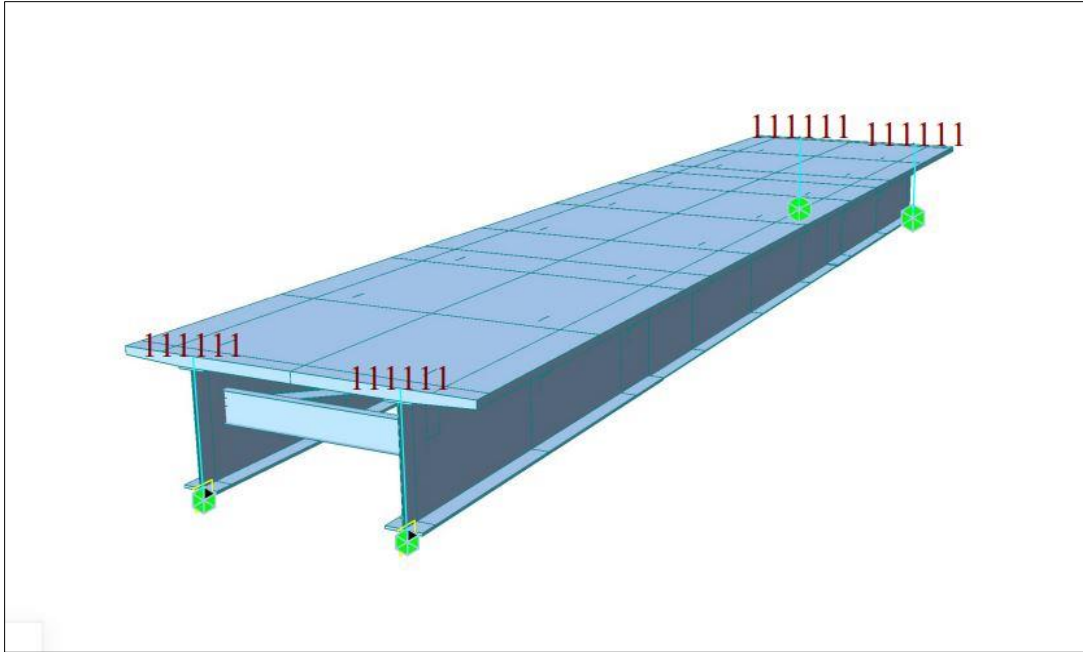


Figure V- 19:Vue en 3D du modèle

V.5.4. Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons :

Pour bien analyser le tablier, nous avons besoin des combinaisons d'actions dans l'État Limite Ultime (ELU) ainsi que dans l'État Limite de Service (ELS). Pour les définir, il est nécessaire de commencer par noter les charges requises dans l'étude.

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues aux :

- Poids propre PP ;
- Charges supplémentaires CCP ;
- Surcharges

Exemple :

Les charges linéaires :

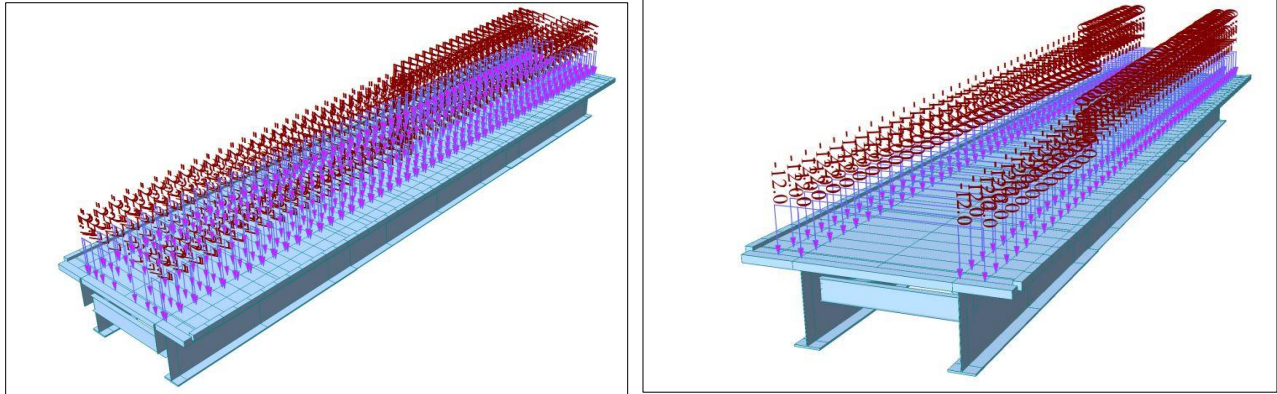


Figure V- 20Exemple de charge linéaire.

V.5.5. Les charges roulantes

Les charges (UIC 71, SW2) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée

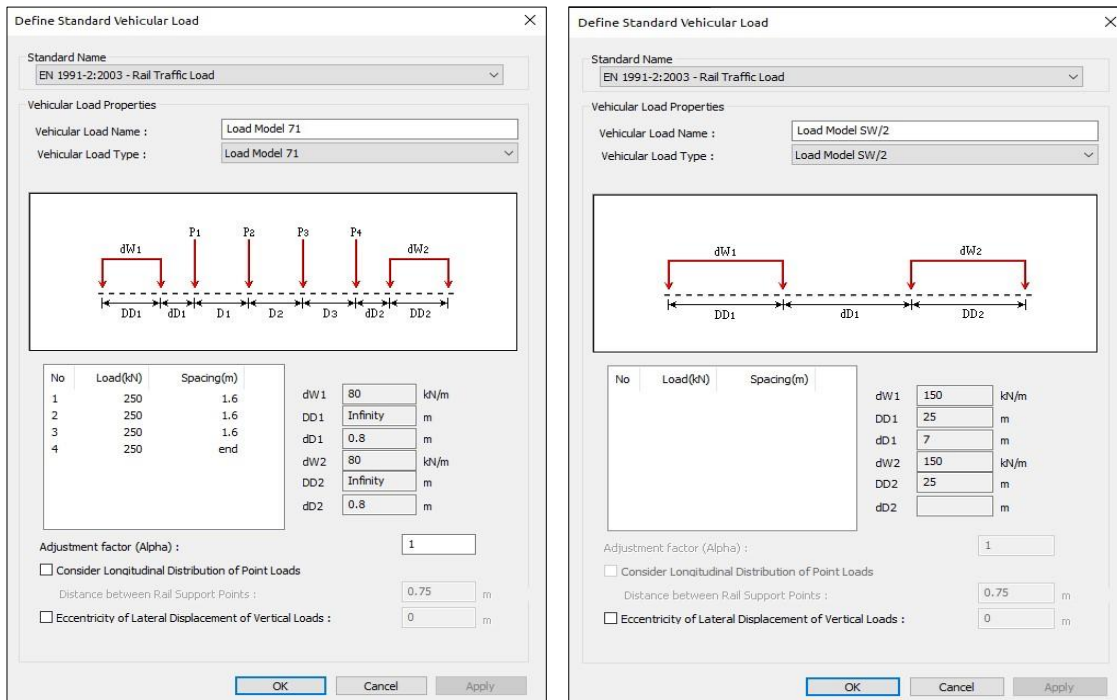


Figure V- 21: Affectation des charges type UIC71 et SW2

V.5.6. Résultats obtenus :

Les résultats obtenus par logiciel sont donnés ci-dessous, les figures représentent quelques diagrammes des moments de flexion et des efforts tranchants :

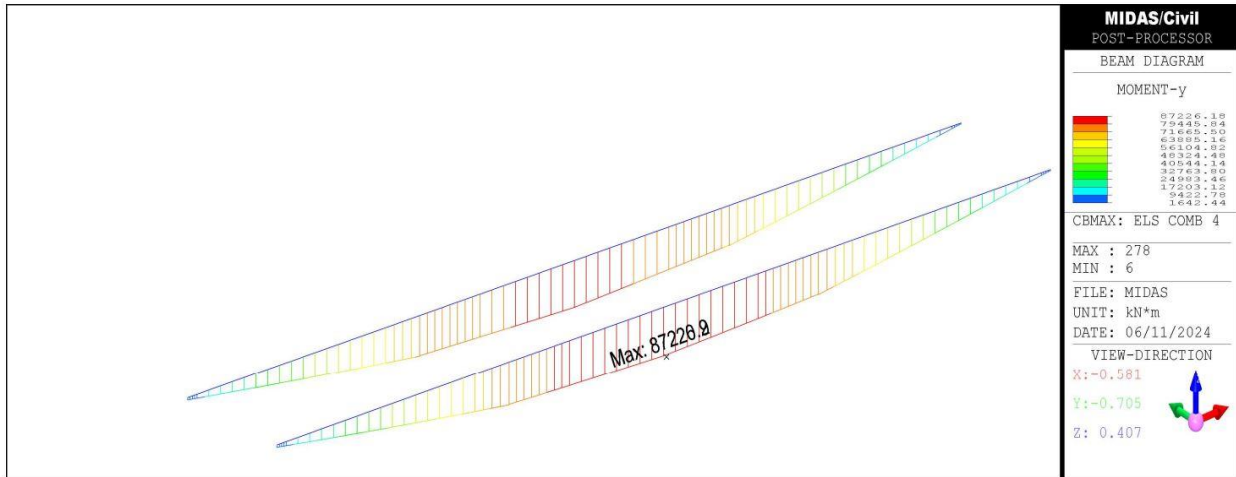


Figure V- 22: Moment fléchissant max longitudinal a ELS

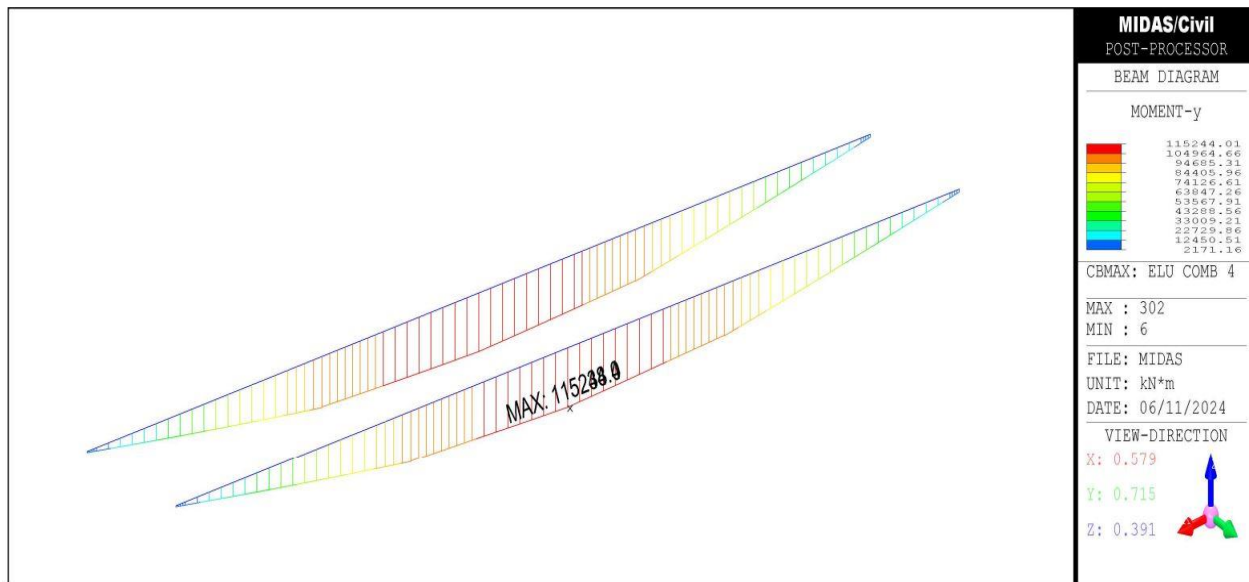


Figure V- 23 : Moment fléchissant max longitudinal a ELU

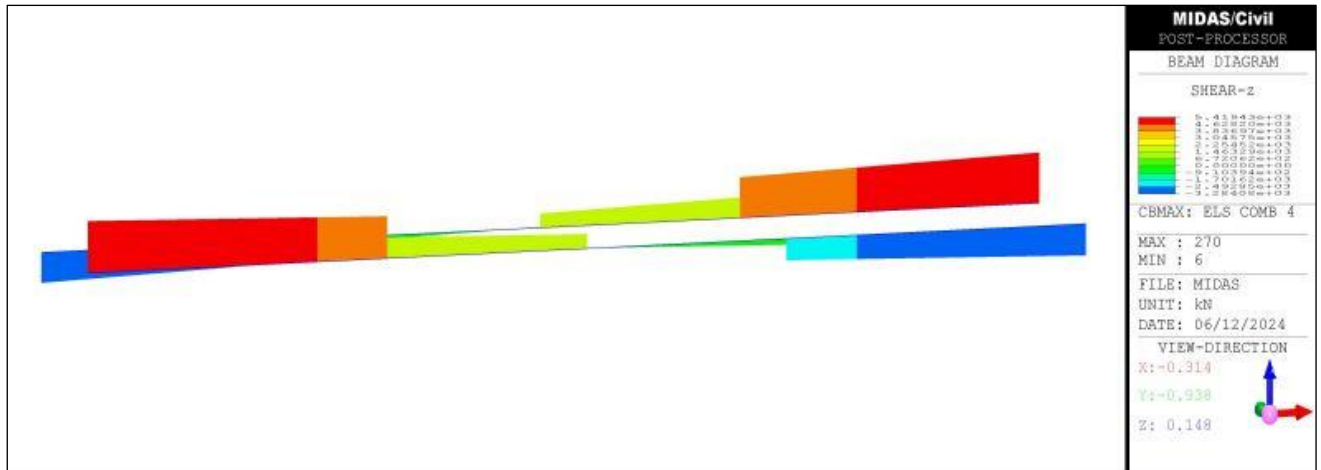


Figure V- 24 : Effort tranchant max longitudinal a ELS

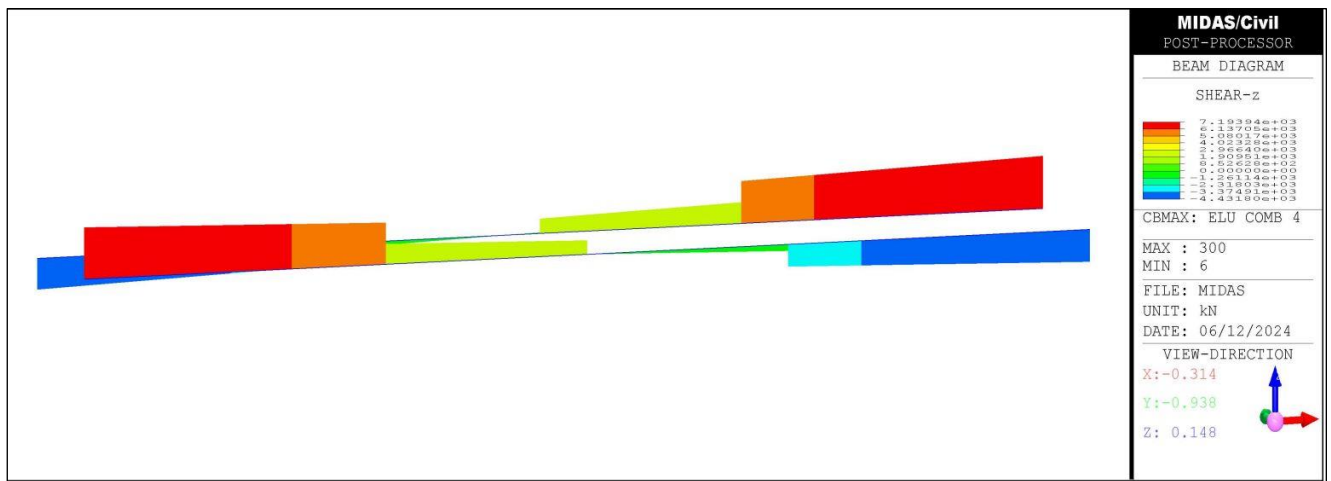


Figure V- 25 : Effort tranchant max longitudinal a ELU

V.5.7. Comparaison Entre Les Résultats des 2 méthodes (MIDAS CIVIL et calcul manuel) :

Tableau V- 11:Tableaux récapitulatifs des moments et efforts tranchants

	Combinaison	Moment (t.m)		Effort tranchant (t)	
		Manuel	Midas Civil	Manuel	Midas Civil
ELU	1.35 G + 0.9T	6675.2859	6614.46	534.023	538.64
	1.35 G + 1.35 SW/2 + 0.9T	10614.7668	10796.07	926.75	925.95
	1.35 G + 1.45 UIC71 + 1.45 UIC71 + 0.9T	10303.0235	10308.89	670.31	653.65
	1.35 G + 1.45 UIC71 + 1.2SW2 + 1.45 × 0.5FUIC + 0.9T	11101.647	11426.30	924.9	939.7
ELS	G + 0.6T	4944.56	4899.60	395.56	400.9
	G + 1 UIC71 + 1 SW/2 + 0.6T	7862.735	7997.09	715.34	685.89
	G + 1 UIC71 + 1 UIC71 + 0.6T	7446.448	7447.48	583.5625	619.12
	G + 1 UIC71 + 1SW2 + 0.75 × FUIC + 0.75 × DSW2 + 0.6T	8248.9649	8337.3	701.2327	724.92

V.6. CONCLUSION :

Une bonne modélisation avec une bonne estimation des charges nous amène à des résultats d'efforts les plus réels que possible. Ceci peut être prouvé en utilisant deux méthodes différentes, avec un écart minimal entre les résultats.



Chapitre VI
ETUDE DE LA SECTION MIXTE



V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude du tablier de l'ouvrage. Cette partie consiste à dimensionner et à vérifier tous les éléments du tablier (les poutres, les entretoises, la section mixte, l'hourdi et les assemblages). On se basera sur les résultats du logiciel de calcul MIDAS CIVIL.

V.2. HYPOTHESE DE CALCUL

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

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

$$\text{Pour l'acier : } \left(\frac{\delta l}{l}\right)_a = \frac{\sigma_a}{E_a}.$$

$$\text{Pour le béton : } \left(\frac{\delta l}{l}\right)_b = \frac{\sigma_b}{E_b}.$$

$$\text{D'après la première hypothèse on a : } \left(\frac{\delta l}{l}\right)_a = \left(\frac{\delta l}{l}\right)_b \Rightarrow \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n.$$

n : coefficient d'équivalence qui varie en fonction de E_b . Ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

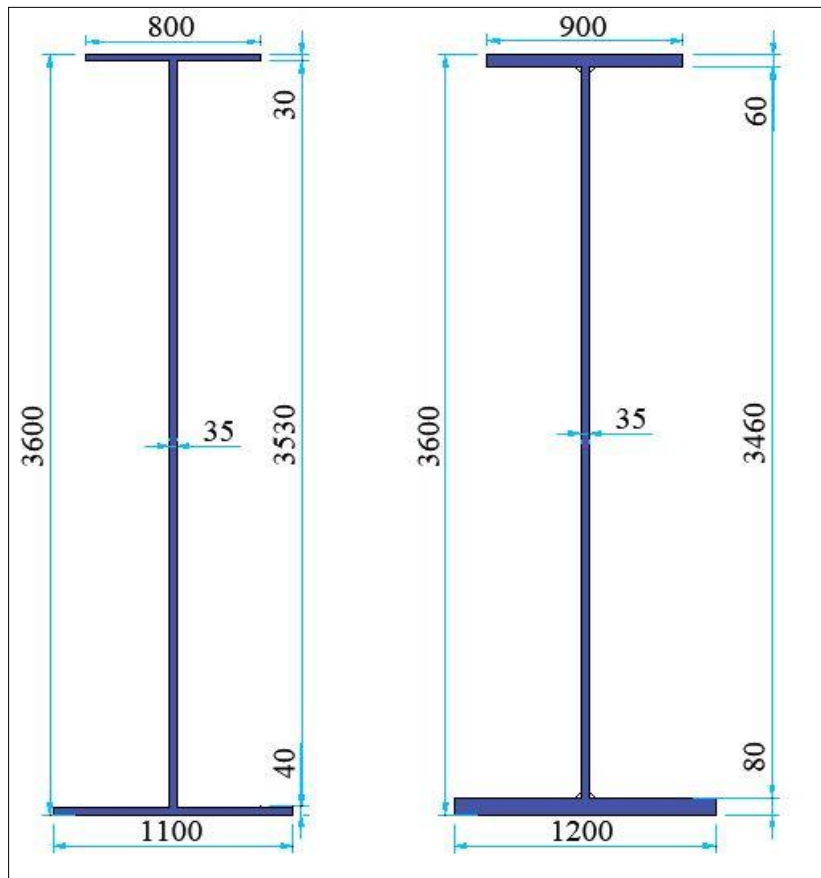
- La résistance en traction du béton est négligée.
- La section mixte peut être transformée en une section équivalente et homogène d'acier, l'aire du béton comprimé sera remplacée par une aire équivalente d'acier $B_n = B/n$, de même centre de gravité.

Tableau VI- 1: Coefficient d'équivalence n .

Sollicitations	Champ d'application	n
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	Charge permanente	18
Effets différés	Retrait	15
Charge de longue durée	CP	∞

V.3. CALCUL DE LA SECTION MIXTE

V.3.1. Caractéristiques Géométriques du PRS



à mi-travée

à l'appui

Figure V.1: Section de poutre.

V.3.1.1. Section à mi-travée

- La Surface

$$S = \sum a_i \cdot b_i = 0.19155 \text{ m}^2$$

- Centre de gravité

$$y_{G_a} = \frac{\sum y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 1.618 \text{ m}$$

- Moments d'inertie

$$I_X = \sum \frac{a_i \cdot b_i^3}{12} + S_i \cdot (y_{G_a} - y_i)^2 = 0.3378 \text{ m}^4$$

$$I_Y = \sum \frac{b_i \cdot a_i^3}{12} = 0.0057 \text{ m}^4$$

V.3.1.2. Section sur appui

- La Surface

$$S = \sum a_i \cdot b_i = 0.2711 \text{ m}^2$$

- Centre de gravité

$$y_{G_a} = \frac{\sum y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 1.5006 \text{ m}$$

- Moments d'inertie

$$I_X = \sum \frac{a_i \cdot b_i^3}{12} + S_i \cdot (y_{G_a} - y_i)^2 = 0.5685 \text{ m}^4$$

$$I_Y = \sum \frac{b_i \cdot a_i^3}{12} = 0.0152 \text{ m}^4$$

V.3.2. Caractéristiques Géométriques de la Dalle

V.3.2.1. Détermination de la largeur efficace

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

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

Où :

b_0 : entraxe entre les files de goujons extérieures.

$$b_{ei} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_i \right\}$$

Où :

L_e : est la portée équivalente dans la section transversale concernée.

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

$$\beta_1 = \beta_2 = 1,$$

Sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité :

$$(\beta_1 \text{ et } \beta_2 \leq 1).$$

$$\beta_i = 0.55 + 0.025 \times \frac{L_e}{b_{ei}} \leq 1$$

Avec :

b_{ei} pris égal à la largeur efficace à mi- travée d'extrémité.

On a :

$$b_0 = 0.5 \text{ m.}$$

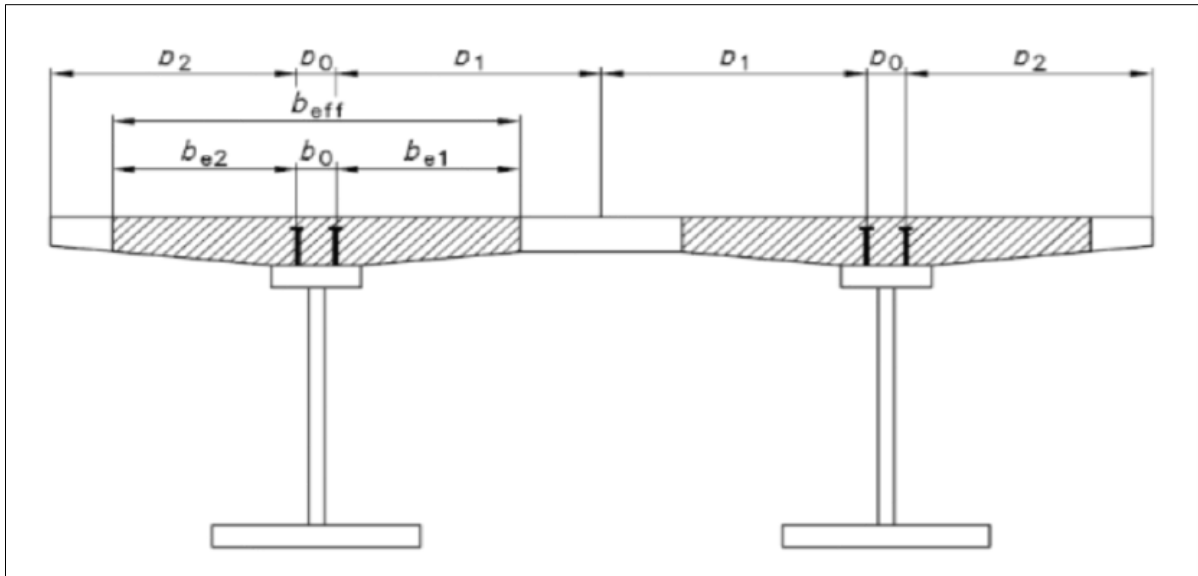


Figure V.2 : Définition de la largeur efficace.

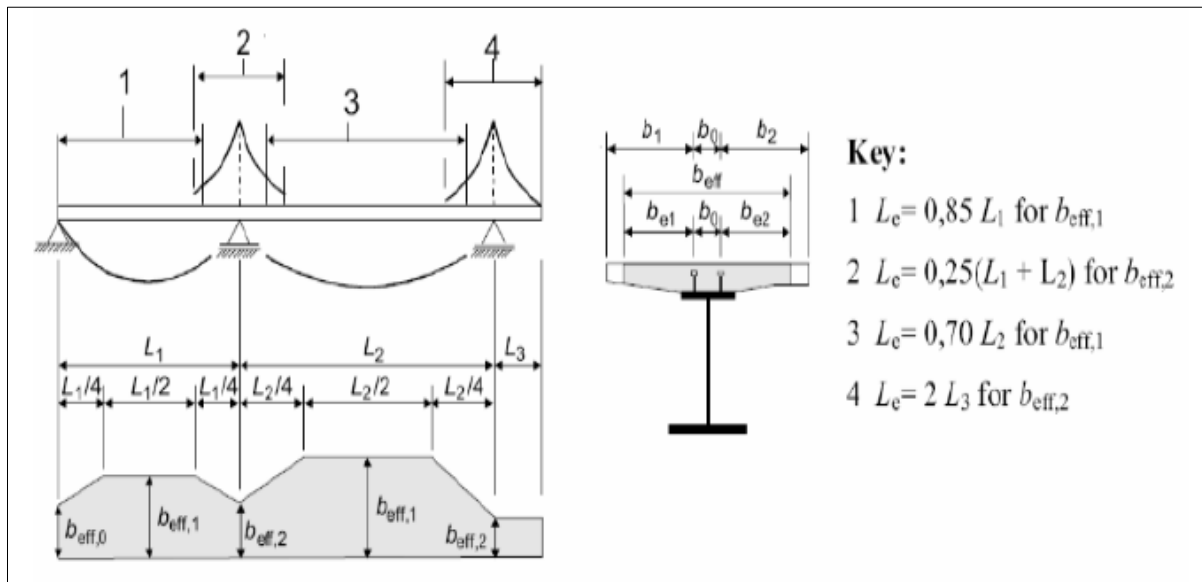


Figure V.3 : Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.

- b_{eff} (sur appui d'extrémité)

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

$$L_e = 0,8 \times L_1 = 0,8 \times 50 = 40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min \{ 5; 3,25 \} = 3,25 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_2 \right\} = \min \{ 4; 2,14 \} = 2,14 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0,55 + 0,025 \times \frac{40}{3,25} = 0,858.$$

$$\beta_2 = 0,55 + 0,025 \times \frac{40}{2,14} = 1,017.$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff } 0} = 0.5 + 0.858 \times 3.25 + 1.017 \times 2.14 = 5.465 \text{ m.}$$

- b_{eff} (mi-travée)

$$L_e = 0.85 \times L_1 = 0.85 \times 50 = 42.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min \{ 5; 3.25 \} = 3.25 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_2 \right\} = \min \{ 4; 2.14 \} = 2.14 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff } 1} = 0.5 + 3.25 + 2.14 = 5.89 \text{ m.}$$

En peut considérer une largeur efficace constante le long de la surface entière de chaque travée

$$b_{\text{eff}} = 5.89 \text{ m.}$$

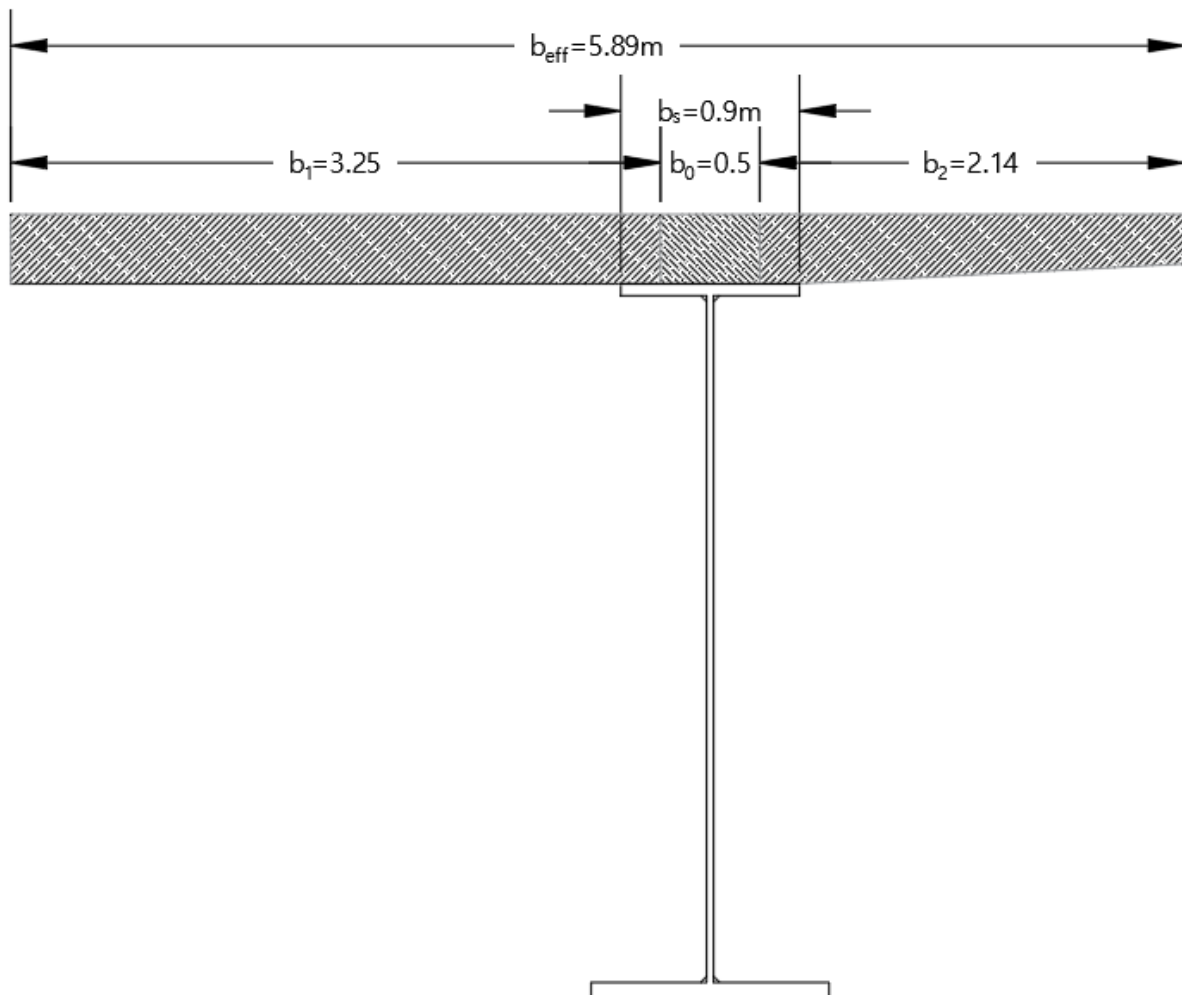


Figure V.4 : La section de la dalle.

V.3.3. Caractéristiques géométriques de la dalle

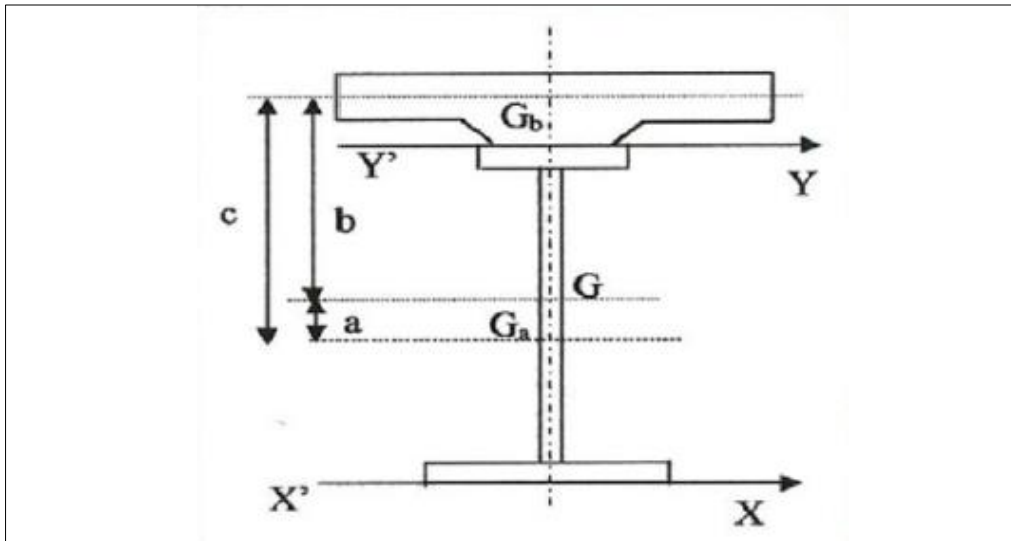


Figure V.5 : Centre de gravité de la section mixte.

V.3.3.1. Calcul de surface

- Section à mi-travée

$$S_n = S_a + \left(\frac{S_b}{n}\right) \Rightarrow \begin{cases} S_a = 0.19155 \text{ m}^2 \\ S_b = 2.0615 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Où :

S_a = Section d'acier.

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence.

Ce que donne :

$$\begin{cases} S_6 = 0.5351 \text{ m}^2 \\ S_{18} = 0.3061 \text{ m}^2 \\ S_{15} = 0.3290 \text{ m}^2 \\ S_{\infty} = 0.1916 \text{ m}^2 \end{cases}$$

- Section sur appui

$$\begin{cases} S_a = 0.2711 \text{ m}^2 \\ S_b = 2.0615 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_6 = 0.6147 \text{ m}^2 \\ S_{18} = 0.3856 \text{ m}^2 \\ S_{15} = 0.4085 \text{ m}^2 \\ S_{\infty} = 0.2711 \text{ m}^2 \end{cases}$$

V.3.3.2. Position du centre de gravité de la section mixte

$$\int_S y \cdot ds = \int_{S_b} y \left(\frac{dS_b}{n} \right) + \int_{S_a} y dS_a = 0$$

On a donc :

$$\begin{cases} b \cdot \left(\frac{S_b}{n} \right) + a \cdot S_a = 0 \\ a + b = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_n = \frac{S_b \cdot c}{n \cdot S_n} \\ b_n = \frac{S_a \cdot c}{S_n} \end{cases}$$

Où :

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

V.3.3.3. L'inertie de la section mixte

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

$$I = I_A + \left(\frac{I_B}{n} \right) + \left(\frac{S_a \cdot S_b}{n \cdot S} \right) \cdot c^2$$

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

I_B : inertie propre du béton par rapport à G_b.

V.3.3.4. Les caractéristiques mécaniques de la section mixte

La distribution des contraintes dans une section mixtes ou mise à un moment fléchissant :

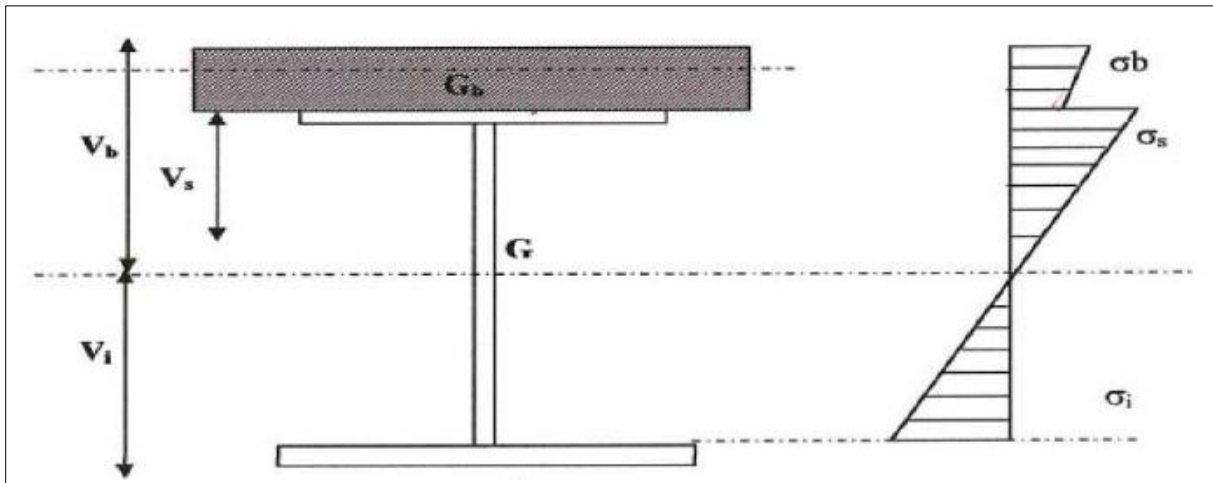


Figure V.6 : La distribution des contraintes dans une section mixte.

$$V : \begin{cases} V_{bn} = b_n + Y_{gb} \cdot \\ V_{sn} = b_n - Y_{gb} \cdot \\ V_{in} = a_n + Y_{gb} \cdot \end{cases} \quad W : \begin{cases} W_{bn} = \frac{I}{V_{bn}} \text{ m}^3. \\ W_{sn} = \frac{I}{V_{sn}} \text{ m}^3. \\ W_{in} = \frac{I}{V_{in}} \text{ m}^3. \end{cases}$$

Tableau VI- 2: Récapitulative de la section mixte à mi-travée.

n	6	18	15	∞
S_a (m ²)	0.19155	0.19155	0.19155	0.19155
S_b (m ²)	2.06150	2.06150	2.06150	2.06150
c (m)	2.15700	2.15700	2.15700	2.15700
S_n (m ²)	0.53513	0.30608	0.32898	0.19155
a_n (m)	1.38491	0.80710	0.90109	0.00000
b_n (m)	0.77209	1.34990	1.25591	2.15700
I_a (m ⁴)	0.3378	0.3378	0.3378	0.3378
I_b (m ⁴)	0.02104	0.02104	0.02104	0.02104
I_n (m ⁴)	0.91571	0.67464	0.71371	0.3378
V_{bn} (m)	0.94709	1.52490	1.43091	2.33200
V_{sn} (m)	0.59709	1.17490	1.08091	1.98200
V_{in} (m)	3.00291	2.42510	2.51909	1.61800
W_{bn} (m ³)	0.96687	0.44242	0.49878	0.14580
W_{sn} (m ³)	1.53362	0.57421	0.66029	0.17154
W_{in} (m ³)	0.30494	0.27819	0.28332	0.21014

Tableau VI- 3: Récapitulative de la section mixte sur appui.

n	6	18	15	∞
S_a (m ²)	0.19155	0.19155	0.19155	0.19155
S_b (m ²)	2.06150	2.06150	2.06150	2.06150
c (m)	2.15700	2.15700	2.15700	2.15700
S_n (m ²)	0.61468	0.38563	0.40853	0.27110
a_n (m)	1.27130	0.67548	0.76512	0.00000
b_n (m)	1.00310	1.59892	1.50928	2.27440
I_a (m ⁴)	0.56850	0.56850	0.56850	0.56850
I_b (m ⁴)	0.02104	0.02104	0.02104	0.02104
I_n (m ⁴)	1.35738	0.98766	1.04317	0.56850
V_{bn} (m)	1.17810	1.77392	1.68428	2.44940
V_{sn} (m)	0.82810	1.42392	1.33428	2.09940
V_{in} (m)	2.77190	2.17608	2.26572	1.50060
W_{bn} (m ³)	1.15217	0.55677	0.61936	0.23210
W_{sn} (m ³)	1.63914	0.69362	0.78182	0.27079
W_{in} (m ³)	0.48969	0.45387	0.46041	0.37885

V.3.4. Le Retrait du Béton

V.3.5. Calcul du retrait à la mise en service

Le calcul de ε_{cs} nécessite de connaître l'âge t du béton à l'instant t_{ini} considéré.

A cet instant, chaque plot a un âge différent. Pour simplifier, on considère l'âge moyen de tous les plots.

V.3.5.1. Retrait endogène

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ca}(t) &= \beta_{ca}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5(30 - 10) \cdot 10^{-6} = 5 \times 10^{-5} \\ \beta_{as}(t) &= 1 - e^{(-0.2 \times t) \times 0.5} = 1 - 0.15 = 0.85.\end{aligned}$$

On déduit :

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0.85 \times 5 \times 10^{-5} = 4.25 \times 10^{-5}$$

V.3.5.2. Retrait de dessiccation

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0}$$

ε_{cd0} : est appelé retrait de dessiccation de référence et calculé par :

$$\varepsilon_{cd0} = 0.85 \times (220 + 110\alpha_{ds1}) \times e^{-\alpha_{ds2} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \times \beta_{rh} \times 10^{-6}$$

L'humidité relative retenue pour le projet est de 90 % donc on en déduit le coefficient :

$$\beta_{rh} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 0.42$$

f_{cm0} : est une valeur de référence de la résistance à la compression égale à 10 MPa.

Les coefficients α_{ds1} et α_{ds2} traduisent la rapidité de prise du ciment. Pour un ciment à prise normale (N), on a :

$$\alpha_{ds1} = 4 \text{ et } \alpha_{ds2} = 0.12$$

D'où on déduit :

$$\varepsilon_{cd0} = 1.643 \times 10^{-4}$$

Le coefficient k_h dépend du rayon moyen :

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c : l'aire de la section de béton.

$$A_c = 3.93 \text{ m}^2$$

U : le périmètre exposé à la dessiccation. C'est donc le périmètre en contact direct avec l'atmosphère (en soustrayant la largeur des semelles métalliques supérieures ainsi que la largeur de la chape d'étanchéité).

$$u = 24.7 - (11.78 - 1.8) = 14.72 \text{ m.}$$

$$h_0 = 533.97 \text{ mm} \geq 500 \Rightarrow h_{kh} = 0.7 \left(\begin{array}{c} \text{tableaux 3.3} \\ \text{EN1992 - 1 - 1 - 2004} \end{array} \right).$$

Par hypothèse, l'âge t_s du béton quand le retrait de dessiccation commence, est pris égal à 1 jour. Alors, on a :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04\sqrt{h_0^3}} = 0.0518.$$

D'où on déduit :

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0.0518 \times 0.7 \times 1.643 \times 10^{-4} = 5.957 \times 10^{-6}$$

V.3.5.3. Retrait à la mise en service

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 5.957 \times 10^{-6} + 4.25 \times 10^{-5} = 4.845 \times 10^{-5}$$

- **Calcul du retrait au temps infini**

L'âge du béton est alors infini. En faisant tendre t vers l'infini dans les expressions du paragraphe précédent, on déduit :

$$\beta_{as}(\infty) = 1; \beta_{ds}(\infty, t_s) = 1.$$

Par suit, on a :

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 5 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(\infty, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0} = 1 \times 0.7 \times 1.643 \times 10^{-4} = 1.1501 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{cs}(\infty) = 1.15 \times 10^{-4}$$

- **Calcul du retrait thermique**

L'EN1994-2 permet de prendre en compte le retrait thermique apporté par la différence de température ΔT entre l'acier de charpente et le béton au moment du bétonnage. La valeur de ΔT est recommandée à 20°C mais est modifiable dans l'Annexe. En appliquant strictement l'EN1994-2, on obtiendrait alors :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \cdot \Delta T = 2 \times 10^{-4}$$

Ce qui est relativement élevé.

Avec :

$$\alpha_{th}^c = 10^{-5}$$

Nous considérons actuellement que l'ordre de grandeur du retrait équivalent est la moitié de l'effet sur la section mixte du refroidissement du béton :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^c \cdot \frac{\Delta T}{2} = 10^{-4}$$

- **Bilan retrait à court terme**

Pour les vérifications à la mise en service, on applique à chaque plot de bétonnage dès que le béton est mis en œuvre, un retrait :

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{th} = 5.957 \times 10^{-6} + 4.25 \times 10^{-5} + 10^{-4} = 1.49 \times 10^{-4}$$

V.3.6. Hypothèse de calcul des contraintes dues aux retraits

- Nous considérons une poutre à inertie constante.
- $n = 15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δdx du au retrait peut se faire librement (figure a et b).

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

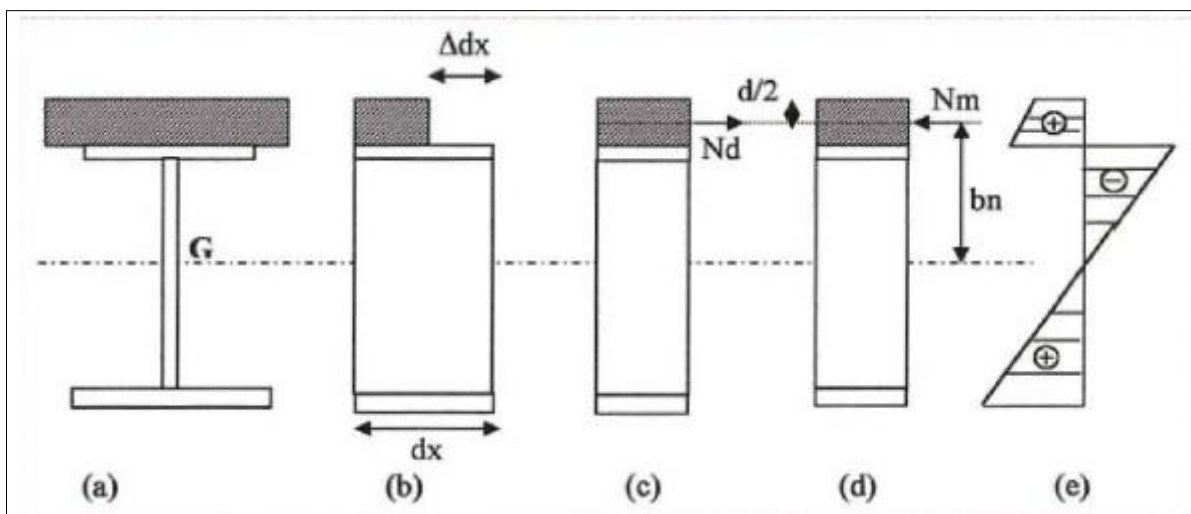


Figure V.7 : Effets du retrait du béton dans la section mixte.

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut :

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r$$

Avec :

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

ε_r : coefficient de retrait.

En considérant que :

$$\Delta dx = \varepsilon_r \cdot dx .$$

Avec ε_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à : $\varepsilon_r = 1.5 \times 10^{-4}$.

Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité b_n ($n=15$) une force de réaction (Figure d), et on obtient :

- Un effort normal de compression : $N_m = -N_b$.
- Un moment de flexion (positif) : $M_m = N_m \cdot b_n = \sigma_b \cdot \omega$

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

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{al} = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{b2} = -\eta \cdot \sigma_b \cdot \frac{\omega}{I} \cdot V_b$

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

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{al} = \beta \cdot \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{b2} = \sigma_b \cdot \frac{\omega}{I} \cdot V_b$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique : $\sigma_a = \eta \cdot \beta \cdot \sigma_b \pm \eta \cdot \sigma_b \cdot \frac{\omega}{I}$
- Dans le béton : $\sigma_b = -\beta \cdot \sigma_b - \sigma_b \cdot \frac{\omega}{I} \cdot V_b$

Notations :

$n = 15$ (Coefficient d'équivalence).

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

B : section de béton.

A : section d'acier.

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

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

$$\beta = \frac{B_n}{B_n + A} = \frac{B_{15}}{B_{15} + A} = \frac{\frac{2.06150}{15}}{\frac{2.06150}{15} + 0.19155} = 0.42$$

$$W_{15} = b_{15} \cdot B_{15} = 1.25591 \times \frac{2.06150}{15} = 0.172 \text{ m}^3.$$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r = \frac{E_a}{n} \cdot \varepsilon_r = \frac{2.1 \times 10^5}{15} \times 1.5 \times 10^{-4} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 2.1 \times 0.172 = 0.361 \text{ MN.m}$$

V.3.6.1. Contraintes Résultantes

- **Dans le béton**

$$\sigma_{br} = \sigma_b \cdot (1 - \beta) - \frac{M}{W_b} = 2.1 \times (1 - 0.42) - \frac{0.361}{0.49878} = 0.49 \text{ MPa.}$$

- **Dans l'acier**

$$\sigma_{sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot \left(\frac{M}{W_s} \right) = -15 \times 0.42 \times 2.1 - 15 \times \left(\frac{0.361}{0.66029} \right) = -21.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ir} = -n. \beta. \sigma_b + n. \left(\frac{M}{W_i} \right) = -15 \times 0.42 \times 2.1 + 15 \times \left(\frac{0.361}{0.2833} \right) = 5.88 \text{ MPa}$$

V.3.6.2. Contraintes pondérées dues au retrait

$$\alpha = 1.32$$

$$\sigma_{br} = 1.32 \times 0.49 = 6.468 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr} = 1.32 \times (-21.43) = -28.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ir} = 1.32 \times (5.88) = 7.77 \text{ MPa}$$

V.3.7. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Tableau VI- 4 : Les contraintes due aux retrait et température a mi-travée

Effet	Retrait	$\Delta T(+)$	$\Delta T(-)$
n	15	6	6
ϵ_r	0,00015	0,0001	-0,0001
Bn	1374,33	3435.83	3435.83
β	0,42	0,642	0,642
ωn	0,172	0.2665	0.2665
Ea	210000	210000	210000
Eb	14000	35000	35000
$\sigma_b(\text{Mpa})$	2,1	3,5	-3,5
Mn(MN.m)	0,361	0.92	-0.92
σ_{br}	0,49	0,3014	-0,3014
σ_{sr}	-21.41	-17.081	17.081
σ_{ir}	5.88	4.62	-4.62

Tableau VI- 5: Les contraintes due aux retrait et température a mi-travée

Effet	Retrait	$\Delta T(+)$	$\Delta T(-)$
n	15	6	6
ϵ_r	0,00015	0,0001	-0,0001
B_n	1374.33	3435.83	3435.83
β	0.34	0.56	0.56
ω_n	0.21	0.34	0.34
Ea	210000.00	210000.00	210000.00
Eb	14000.00	35000.00	35000.00
$\sigma_b(\text{Mpa})$	2.10	3.50	-3.50
$M_n(\text{MN.m})$	0.44	1.21	-1.21
σ_{br}	0.69	0.50	-0.50
σ_{sr}	-18.94	-16.15	16.15
σ_{ir}	3.61	3.04	-3.04

V.3.8. Vérification des Contraintes de Cisaillement (ELS)

La contrainte de cisaillement moyen due à l'effort tranchant T doit satisfaire à la condition suivante :

$$\tau_{\max} = \frac{T}{h.e} \leq \tau_{\text{adm}}$$

e : l'épaisseur de l'âme ; h : la hauteur de l'âme.

h : la hauteur de l'âme.

On a un effort tranchant maximum égale a :

$$T = 9.397 \text{ MN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T}{h.e} = \frac{9.397}{3.53 \times 0.035} = 76.058 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = 0.6 \times 355 = 213 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_{\max} \leq \tau_{\text{adm}}$$

Le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicitée est vérifié. Vérification à l'Etat Limite de Service

V.3.8.1. Vérification des Contraintes Normales

On procédera à la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de semelle « σ_a inf. » et dans la semelle supérieur « σ_a sup. » ainsi que la contrainte de compression de béton « σ_b ». Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

- **Vérification Pour l'acier**

$\sigma_{a \text{ sup}} \leq \sigma_{a c}$ ($\sigma_{a c}$: la contrainte admissible dans le cas de compression de semelle).

$\sigma_{a \text{ inf}} \leq \sigma_{a \text{ tr}}$ ($\sigma_{a c}$: la contrainte admissible dans le cas de traction de semelle).

$$\sigma_{a c} = \frac{2}{3} \sigma_e = 237 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a c} = \frac{3}{4} \sigma_e = 266.25 \text{ MPa}$$

- **Vérification pour le béton**

σ_{bc} : la contrainte admissible dans le béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 18 \text{ MPa}$$

V.3.8.2. Etapes de Vérification

V.3.9. Etapes de Vérification :

Les contraintes dues aux différentes étapes sont cumulées au fur et à mesure jusqu'à ce qu'on arrive à l'étape où les surcharges sont considérées ; (04) quatre étapes de calcul sont considérées pour le calcul des contraintes, ces derniers suivent les phases de construction de l'ouvrage.

Étape (1) :

Mise en place de l'ossature métallique est de dénivellation aller.: ($N = \infty$)

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{b1} = 0 \\ \sigma_{S1} = \frac{M_{cp}}{W_s} \\ \sigma_{i1} = -\frac{M_{cp}}{W_i} \end{array} \right.$$

Étape (2) :

Dans cette étape on procède à la dénivellation retour après prise du béton, la section travaille en mixte. ($N = 18$)

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{b2} = \frac{M_{ccp}}{n.W_b} \\ \sigma_{S2} = \sigma_{S1} + \frac{M_{ccp}}{W_s} \\ \sigma_{i2} = \sigma_{i1} - \frac{M_{ccp}}{W_s} \end{array} \right.$$

Étape (3) :

Sous l'effet du CCP $n = 18$ et retrait $n = 15$

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{b3} = \sigma_{b2} + \sigma_{\text{retrait}} \pm \sigma_{\text{température}} \\ \sigma_{S3} = \sigma_{S2} + \sigma_{\text{retrait}} \pm \sigma_{\text{température}} \\ \sigma_{i3} = \sigma_{i2} + \sigma_{\text{retrait}} \pm \sigma_{\text{température}} \end{array} \right.$$

Étape (4) :

On considère l'effet des surcharges avec n=6 moments positifs. Ces moments provoquent des contraintes de compression dans le béton et dans l'acier.

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{b4} = \sigma_{b3} + \frac{M}{n.W_b} \\ \sigma_{s4} = \sigma_{s3} + \frac{M}{W_s} \\ \sigma_{i4} = \sigma_{i3} + \frac{M}{W_i} \end{array} \right.$$

V.3.9.1. Vérification des contraintes sur la section mi-travée

Tableau VI- 6: Les résultats des contraintes à mi-travée.

Charge	n	M (MN.m)	σ_s	σ_i	σ_b
CP	∞	21.197	123.569	-100.870	0.000
CCP	18	27.798	48.410	-99.924	2.66
Retrait	15	0.361	-21,41	5.88	0,49
Surcharge	6	30.974	20.19	101.57	5.34
σ_1 (MPa)			123.569	-100.870	0.000
σ_2 (MPa)			171.979	-200.794	2.66
σ_3 (MPa)			133.488	-190.294	3.4514
σ_4 (MPa)			153.678	-88.724	8.7914
max			171.979	-200.794	8.7914
$\sigma_{admissible}$ (MPa)			237	266.25	18
Vérification			Oui	Oui	Oui

V.3.9.2. Vérification des contraintes sur la section des appuis

Tableau VI- 7: Les résultats des contraintes à l'appui.

Charge	n	M (MN.m)	σ_s	σ_i	σ_b
CP	∞	19.242	71.058	-50.790	0.000
CCP	18	23.989	34.585	-52.854	2.393
Retrait	15	0.270	-18.94	3.61	0.69
Surcharge	6	27.977	17.068	57.132	4.047
σ_1 (MPa)			71.058	-50.790	0.000
σ_2 (MPa)			105.643	-103.664	2.393
σ_3 (MPa)			70.553	-116.184	3.583
σ_4 (MPa)			87.621	-173.316	7.63
max			105.643	173.316	7.63
$\sigma_{admissible}$ (MPa)			237	266.25	18
Vérification			oui	oui	oui

V.4. LES PHENOMENES D'INSTABILITE ELASTIQUE

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

- Le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
- Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple).

V.4.1. La Classe de Résistance

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

ε : coefficient de réduction plastique.

f_y : la valeur nominale de la limite élastique.

$$t_{\max} = \max(t_w, t_f) = t_f = 80 \text{ mm} > 40$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.8136 \approx 0.814$$

❖ Section sur pile :

- **Ame (paroi fléchie)**

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon t_q : c = d = 3460 \text{ mm et } t = t_w = 35 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3460}{35} = 98.857 > 72\varepsilon = 58.608 \Rightarrow (\text{ame n'est pas de classe 1})$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3460}{35} = 98.857 > 83\varepsilon = 67.562 \Rightarrow (\text{ame n'est pas de classe 2})$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3460}{35} = 98.857 \leq 124\varepsilon = 100.936 \Rightarrow (\text{ame classe 3})$$

- **Semelle supérieure (paroi comprimée)**

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon t_q : c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{900 - 35}{2} = 432.5 \text{ mm et } t = t_f = 60 \text{ mm}$$

$$\frac{432.5}{60} = 7.21 < 10\varepsilon = 8.14 \Rightarrow \text{semelle classe 1}$$

- **Semelle inférieure**

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon t_q : c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{1200 - 35}{2} = 582.5 \text{ mm et } t = t_f = 80 \text{ mm}$$

$$\frac{582.5}{80} = 7.28 < 10\varepsilon = 8.14 \Rightarrow \text{semelle classe 1}$$

Donc on a un profilé PRS de classe 03.

❖ Section a mi travée

• Ame (paroi fléchie)

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon \text{ tq : } c = d = 3530 \text{ mm et } t = t_w = 35 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3530}{35} = 100.857 > 72\varepsilon = 58.608 \Rightarrow (\text{ame n'est pas de classe 1})$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3530}{35} = 100.857 > 83\varepsilon = 67.562 \Rightarrow (\text{ame n'est pas de classe 2})$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3530}{35} = 100.857 \leq 124\varepsilon = 100.936 \Rightarrow (\text{Ame classe 3})$$

• Semelle supérieure

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon \text{ tq : } c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{800 - 35}{2} = 382.5 \text{ mm et } t = t_f = 30 \text{ mm}$$

$$\frac{382.5}{30} = 12.75 > 10\varepsilon, 12\varepsilon, 15\varepsilon \Rightarrow \text{semelle classe 4}$$

• Semelle inférieure

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon \text{ tq : } c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{1100 - 35}{2} = 532.5 \text{ mm et } t = t_f = 40 \text{ mm}$$

$$\frac{532.5}{40} = 13.313 > 10\varepsilon, 12\varepsilon, 15\varepsilon \Rightarrow \text{semelle classe 4}$$

Donc section classe 1

Donc on a un profilé PRS de classe 04.

V.4.2. Résistance en section

❖ Section sur pile :

Critère de vérification :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

N_{Ed} : effort normal sollicitant de calcul.

$N_{c.Rd}$: effort normal résistant de calcul et :

$$N_{c.Rd} = N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$N_{pl.Rd}$: effort normal plastique résistant de calcul.

γ_{M0} : coefficient de sécurité lié à la résistance ($\gamma_{M0} = 1$).

La combinaison la plus défavorable est : 1.35 G + 1.45 UIC71 + 1.2 SW/2

$$N_{Ed} = -2.806 \text{ MN} \quad \text{et} \quad N_{pl.Rd} = \frac{271100 \times 355 \times 10^{-6}}{1} = 96.24 \text{ MN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} = \frac{2.806}{96.24} = 0.029 \leq 1 \quad (\text{Résistance en section vérifiée}).$$

NB : la résistance en section de la section a mi travée se trouve au Annex

V.4.3. Vérification de la Poutre Fléchie

V.4.3.1. La vérification au moment fléchissant

Pour un élément fléchi, cette vérification revient à éviter une ruine de l'élément par épuisement de la résistance en section, par voilement ou par déversement. Nous examinons ci-après les conditions de résistance des sections des éléments fléchis.

❖ Section sur pile :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} \leq 1$$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} = \frac{I_y}{y_G} = \frac{0.5685}{1.5006} = 0.3788 \text{ m}^3$$

$$M_{Ed} = 114.263 \text{ MN.m} \quad \text{et} \quad M_{c.Rd} = \frac{0.3788 \times 355}{1} = 134.491 \text{ MN.m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} = \frac{114.263}{134.491} = 0.85 \leq 1 \quad (\text{Condition Vérifiée}).$$

V.4.3.2. La vérification de l'effort tranchant

Le critère suivant doit être vérifié :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} \leq 1$$

$$V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

A_v : c'est l'aire de cisaillement.

$$A_v = (H - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 121100 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} = 9.397 \text{ MN} \text{ et } V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{121100 \times 355 / \sqrt{3}}{1} = 24.821 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = \frac{9.397}{24.821} = 0.0004 \leq 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

V.4.3.3. Interaction moment – effort tranchant

Le moment résistant plastique d'une section transversale est réduit par la présence de cisaillement.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = 0.0004 \leq 0.5 \text{ donc : interaction négligeable}$$

V.4.4. Le déversement

Dans le cas des ponts mixtes la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Cependant nous devons faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarisée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide.

Selon ENV 1994-1-1 :1992 (Eurocode 4) on doit vérifier :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b.Rd}} \leq 1$$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl.Rd} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

β_w : pour les sections de classe 1 et 2 ($\beta_w = 1$).

$W_{pl.Rd}$: module de résistance plastique de la section nominale.

f_y : valeur de la résistance limite d'élasticité minimale.

γ_{M1} : coefficient partiel de sécurité relatif au matériau ($\gamma_{M1} = 1.1$).

le risque de flambement n'est à considérer que si l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} > 0.4$$

Tels que :

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

Où :

E : Module d'élasticité longitudinale (E = 210000 MPa)

G : Module d'élasticité transversale (G = 81000 MPa).

I_y : moment d'inertie de flexion selon l'axe fort de la section mixte d'aire A

I_{ay} et I_{az} : les moments d'inertie de flexion selon l'axe fort de la section en acier par rapport à son centre de gravité C

I_{afz} : le moment d'inertie de flexion de la semelle inférieure par rapport à l'axe faible du profil en acier.

I_{at} : l'inertie de torsion de St Venant de la section en acier.

I₂^{*} : l'inertie la plus petite des deux valeurs suivantes : valeur à mi-portée, sous moment fléchissant positif, et valeur au niveau d'un appui intermédiaire, sous moment fléchissant négatif.

Z_s : est la distance entre le centre de gravité du profilé en acier et son centre de cisaillement, positive lorsque le centre de cisaillement et la semelle comprimée sont du même côté par rapport au centre de gravité

n : est le coefficient d'équivalence.

b : est la largeur de la semelle supérieure de l'élément en acier.

h_s : est la distance entre les centres de cisaillement des semelles en acier.

a : entraxe des poutre.

$$M_{cr} = \frac{1.73 \times 26.6}{40} \sqrt{\left(81000 \times 0.0114 + \frac{106.82 \times 40^2}{\pi^2}\right) \times 210000 \times 0.0067} = 5796.87 \text{ MN}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{335 \times 0.36 \times 0.78}{1912.889}} = 0.228 < 0.4 \text{ (il n'ya aucun risque de déversement).}$$

V.4.5. Le Voilement

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement).

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée lorsque le rapport $\frac{d}{d_w}$ satisfait à l'inégalité suivante :

$$\frac{d}{t_w} > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau}$$

k_τ : coefficient de voilement par cisaillement.

$$\frac{a}{d} = \frac{6.15}{3.46} = 1.78 > 1$$

a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

Donc :

$$k_{\tau} = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} \right] = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{6.15}{3.46}\right)^2} \right] = 6.602$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{3.46}{0.035} = 98.857 > 30\varepsilon\sqrt{k_{\tau}} = 30 \times 0.814\sqrt{6.602} = 62.746 \text{ (risque de voilement).}$$

Il faut vérifier que l'effort tranchant sollicitant de calcul est inférieur, ou égal à l'effort tranchant résistant de calcul :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{a,Rd}} \leq 1$$
$$V_{a,Rd} = d \cdot t_w \cdot \frac{\tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$
$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{37.4\varepsilon\sqrt{k_{\tau}}} = \frac{98.857}{78.22} = 1.264$$
$$0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.2$$

Donc :

$$\tau_{ba} = [1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8)] \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) = [1 - 0.625(1.264 - 0.8)] \cdot \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right) = 145.521 \text{ MPa}$$

$$V_{a,Rd} = 3.46 \times 0.035 \times \frac{153.72}{1.1} = 16.923 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{a,Rd}} = \frac{9.397}{16.923} = 0.56 < 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

V.5. ETUDE DES ENTRETOISES

V.5.1. Introduction

V.5.2. Entretoise Courante

Leur rôle est d'assurer la stabilité des poutres au diversement, on générale et dans les ponts mixtes à multi poutres l'espacement entre deux entretoises d'environ de 6m. En utilisant entretoise (IPE600).

V.5.2.1. Vérification de l'entretoise sous une charge transversale de vent

On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à 2,00 KN/m².

On prend un coefficient de sécurité de 1,5. La pression à l'ELU est donc $Q_{ELU} = 3,0 \text{ KN/m}^2$.

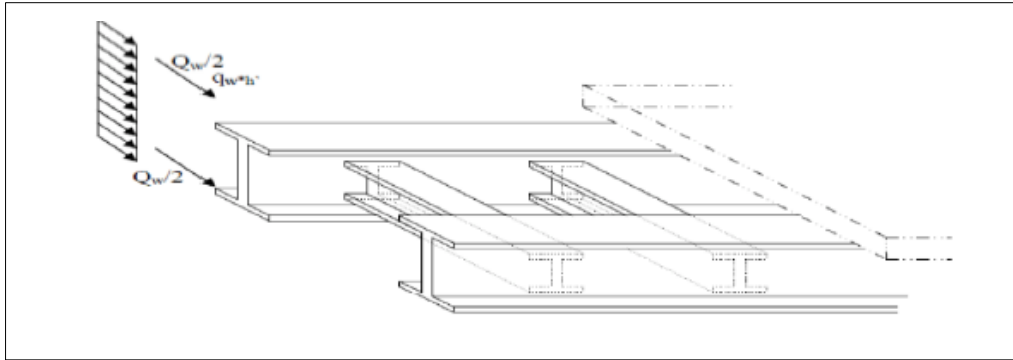


Figure V.8 : Effet de vent sur la dalle mixte.

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$$h' = h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle}} + \text{trottoirs} + \text{corniche} = 4.17 \text{ m.}$$

La force résultante de vent est alors :

$$Q_w = 3 \times 6.15 \times 4.17 = 76.94 \text{ KN}$$

On va supposer que la moitié de Q_w est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure.

D'où les efforts suivant dans les entretoises :

- **Le moment fléchissant**

$$M_e = \frac{Q_w}{2} \times h_m = 69.25 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant**

$$V_e = \frac{Q_w}{2} \times \frac{h}{b} = 128.23 \text{ KN}$$

On calcule alors :

$$\sigma = M_e \times \frac{V_a}{I} = 11.41 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_e}{h_w t_w} = 7.77 \text{ MPa}$$

Où :

h : hauteur de l'entretoise

$$h_m = \frac{h_{\text{poutre}}}{2}$$

b : la largeur de la semelle de l'entretoise.

V_a : la distance de fibre tendue de l'entretoise par rapport l'axe de gravite.

I : moment d'inertie de l'entretoise.

Et on vérifie bien que :

$$\sigma = 11.41 \text{ MPa} \leq f_e = 355 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \tau \leq 0.6f_e = 213 \text{ MPa}$$

V.5.2.2. Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{V}{t_w \cdot h_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0.6 \times \frac{2}{3} \times \sigma_e = 0.6 \times \frac{2}{3} \times 355 = 142 \text{ MPa}$$

$$\tau = 7.77 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \tau_{adm} \text{ (Condition Vérifiée).}$$

V.6. LES CONNECTEURS

V.6.1. ETUDE DES CONNECTEURS :

Le premier rôle des connecteurs est d'éviter ou réduire au juste nécessaire les déplacements relatifs entre la dalle et la poutrelle métallique. On parle d'annuler le glissement à l'interface acier béton afin que les déformations restent linéaires sur la totalité de la section mixte :

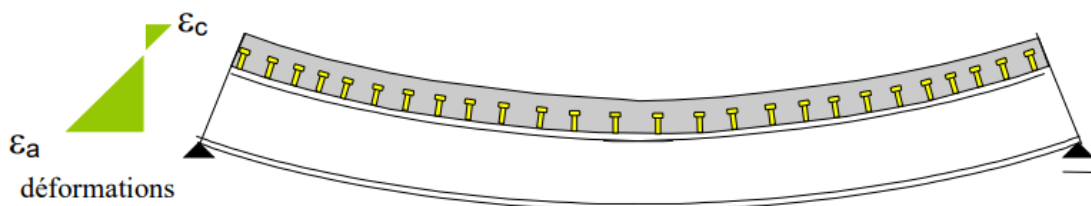


Figure V.9 : Fléchissement d'une poutre mixte sans glissement de la dalle par rapport à la poutrelle métallique

Le deuxième rôle des connecteurs est d'éviter la séparation verticale entre la dalle et la poutrelle métallique. Ceci est d'autant vrai en cas de charges appliquées à la semelle inférieure

de la poutre métallique (cas de monorail par exemple). Ce phénomène peut être schématisé de la façon suivante :

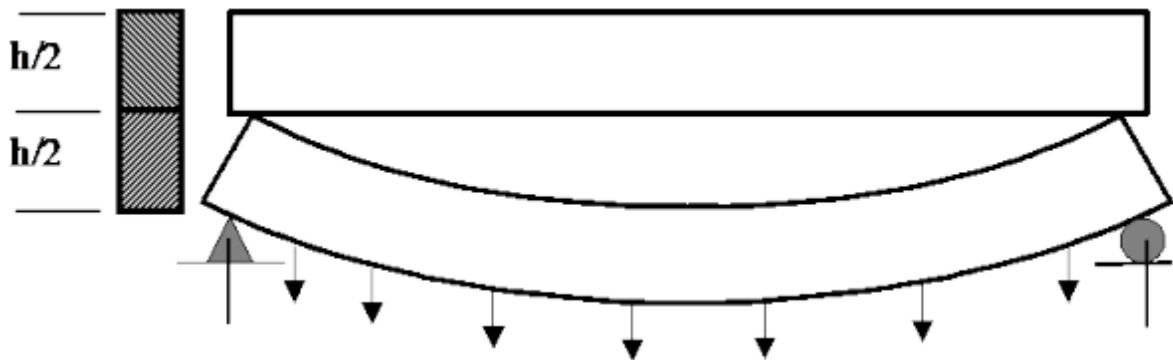


Figure V.10 Fléchissement d'une poutre mixte avec glissement de la dalle par rapport à la poutrelle métallique

V.6.2. LES TYPES DES CONNECTEURS :

Les connecteurs sont utilisés pour assurer la liaison entre la dalle de béton et la poutre métallique. Ils sont destinés à reprendre les efforts de cisaillement et de soulèvement engendrés à l'interface de liaison par flexion de la poutre mixte.

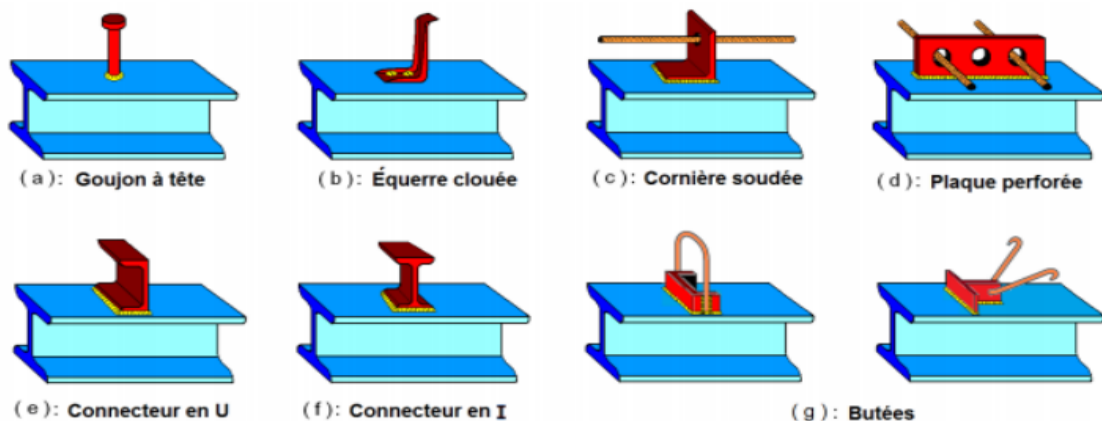


Figure V.11 : Types des goujon

V.6.3. Caractéristiques des connecteurs choisis :

- $h=180\text{mm}$, $d=22\text{mm}$.
- Goujons Nelson ST37 3K
- Limite élastique $\sigma_e = 350 \text{ Mpa}$

V.6.4. Résistance ultime des goujons :

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : $F_G = \min (F_a, F_b)$

$$F_a = \frac{A_s \times \sigma_e}{1.05} = \frac{0.2711 \times 355}{1.05} = 91.656 \text{ MN}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times b_h = 35.0455 \text{ MN}$$

Donc : $F_G = 35.0455 \text{ MN}$

$$\sigma = \frac{F_G}{B} = \frac{35.0455}{2.0615} = 16.98 \cong 17.00 \text{ MPA}$$

Section a :

$$F_{G^a} = b_2 \times \sigma \times h = 3.25 \times 17 \times 0.35 = 19.337 \text{ MN}$$

$$\tau_{ua} = \frac{F_{G^a}}{h \times l} = 1.105 \text{ MPA}$$

Section b :

$$F_{G^b} = b_2 \times \sigma \times h = 2.14 \times 17 \times 0.35 = 12.733 \text{ MN}$$

$$\tau_{ua} = \frac{F_{G^a}}{h \times l} = 0.727 \text{ MPA}$$

V.6.5. Vérification :

$$\tau_{ua} = \text{Max} (\tau_{ua}, \tau_{ua}) \leq \text{Min} (0.13 f_{cj}, 5 \text{ MPa})$$

L'ELU :

$R_{ELU} = \text{Min} (R_1, R_2)$ avec:

$$R_1 = \frac{67 \times d^2 \sqrt{f_{c28}}}{1.3}, \quad R_2 = \frac{0.7 \pi d^2 \sigma_c}{4}$$

$\Phi = 22 \text{ mm}$; $f_{cj} = 30 \text{ Mpa}$

$$R_1 = 136.63 \text{ KN}$$

$$R_2 = 94.415 \text{ KN}$$

$$R_{ELU} = 94.415 \text{ KN}$$

$$NN = \frac{F_G}{R_{ELU}} = 371.186 \text{ goujons}$$

V.6.6. Espacement des goujons :

Soit un espacement de $e = 3250/371.186$

$e \approx 8.76 \text{ cm}$. L'espacement « e » est très petit, ce qui nous ramène au choix de mettre trois files de goujons, ce qui nous donne : $371.186/3 = 123$ goujons, espacés entre eux de :

$$e = 3250/118 = 26.4\text{cm}$$

Donc on obtient : 3 files de 123 goujons, avec $e = 26.4\text{cm}$

L'ELS :

$$R_{ELS} = 0.6 \times R_{ELU} = 0.6 \times 94.415 = 56.649 \text{ KN}$$

On calcule le flux de cisaillement q :

$$q = \frac{V \mu c}{I_{mixte}} = 2.988 \text{ N/mm}$$

$$q \text{ est majoré de } 15\% \quad q_{sup} = 2.133 \times 1,15 = 3.45 \text{ N/mm}$$

$$q \text{ est minoré de } 15\% \quad q_{inf} = 2.133 \times 0,85 = 2.55 \text{ N/mm}$$

$$F_{\text{Glissement}} = 9.365 \text{ KN}$$

$$N = 165 \text{ goujons}$$

$$\text{Espacement des goujons : } E = 3.65 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } E = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de goujon par files} = 589.0/12 = 49 \text{ on prend } 50 \text{ goujons}$$

Donc on va mettre 5 files de 50 goujons.

V.7. Calcul de la flèche :

L=50 m :

$$\text{Charges permanentes :} \quad q = CP = 13.975 \text{ t/m}$$

$$\text{La charge reprise par chaque poutre :} \quad \frac{q}{2} = \frac{cp}{2} = \frac{13.975}{2} = 6.988 \text{ t/m}$$

$$n = \infty, \quad I_{\infty} = 0.5685 \text{ m}^4 \quad y_{max} = \frac{q L^4}{192 E I_{\infty}} = 0.019 \text{ m} = 1.9 \text{ cm}$$

$$\text{Charge complément permanent :} \quad q = CCP = 17.671 \text{ t/m}$$

$$\text{La charge reprise par chaque poutre :} \quad \frac{q}{2} = \frac{cp}{2} = \frac{17.671}{2} = 8.84 \text{ t/m}$$

$$n = 18, \quad I_{\infty} = 0.5685 \text{ m}^4 \quad y_{max} = \frac{q L^4}{192 E I_{\infty}} = 0.024 \text{ m} = 2.4 \text{ cm}$$

La surcharge $sw2$:

$$n = 6 , I_{\infty} = 0.5685m^4$$

$$y_{max} = \frac{q L^3}{196EI_{\infty}} = 0.034m = 3.4cm$$

La flèche maximale :

$$y_{max} = 7.7cm$$

V.8. LES ASSEMBLAGES

V.8.1. Introduction

Le montage est un travail entrant dans la réalisation d'un pont, il met en cause la sécurité et la capacité résistante finale des sections de l'ouvrage.

Un assemblage est un dispositif ayant pour but d'assurer la continuité mécanique de plusieurs pièces en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre elles en générant un minimum de sollicitations parasites.

V.8.2. Définition du Soudage

Le soudage est une opération qui consiste à exécuter le plus souvent un cordon de métal fondu liant deux pièces à assembler. Le résultat de cette opération est un joint soudé qui assure la continuité de la matière entre les parties.

On distingue deux types de soudage :

- Le soudage homogène lorsque les deux pièces à assembler sont de composition chimique identique ou voisine ainsi que le métal d'apport utilisé pour la confection des joints.
- Le soudage hétérogène lorsque la composition chimique des pièces est différente ou lorsque le métal d'apport est différent. Dans ce cas le métal d'apport est toujours un alliage présentant un joint de fusion inférieur à celui des pièces.

V.8.3. Le Principe de Soudage

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes, cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode. La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créée.

V.8.4. Types de Soudures

Les combinaisons possibles entre les types de soudure et forme de joints sont montrées schématiquement aux images ci-dessous cela illustre d'une part quelles sont les possibilités concrète de réalisation d'un joint soudé, et permet d'autre part de classer les détails soudés selon la forme du joint ou selon le type de soudure.

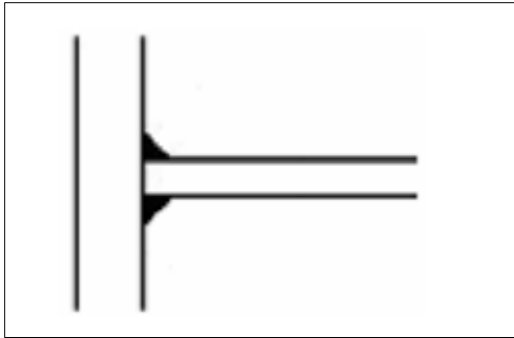


Figure V.13 : Assemblage en T.

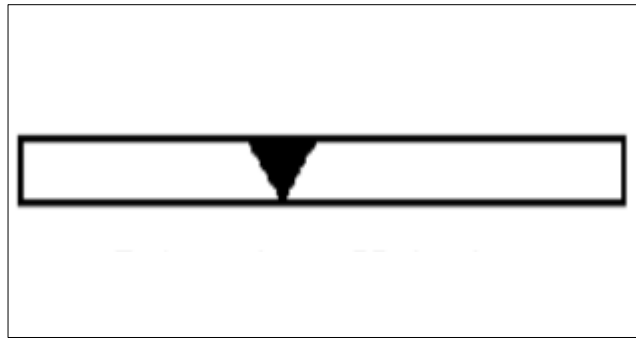


Figure V.12 : Soudures en bout.

V.8.4.1. Joint dans l'âme

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plates, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 7mm.

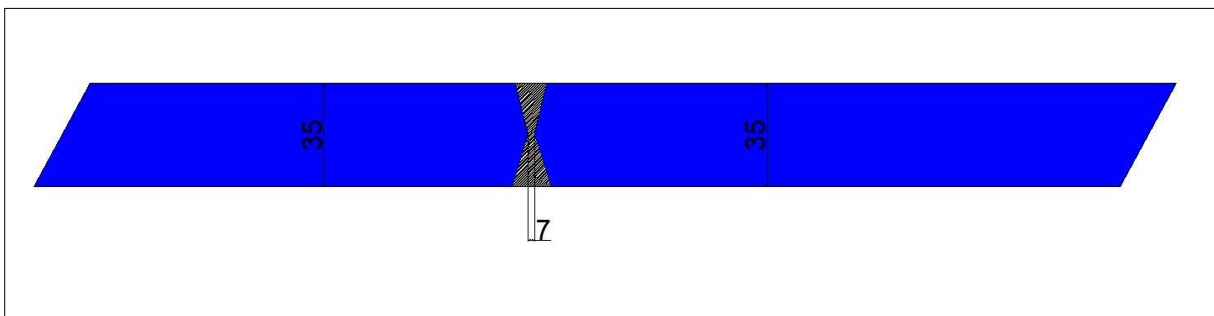


Figure V.14 : Liaison d'âme.

V.8.4.2. Joint de semelle

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 9 à 10mm.

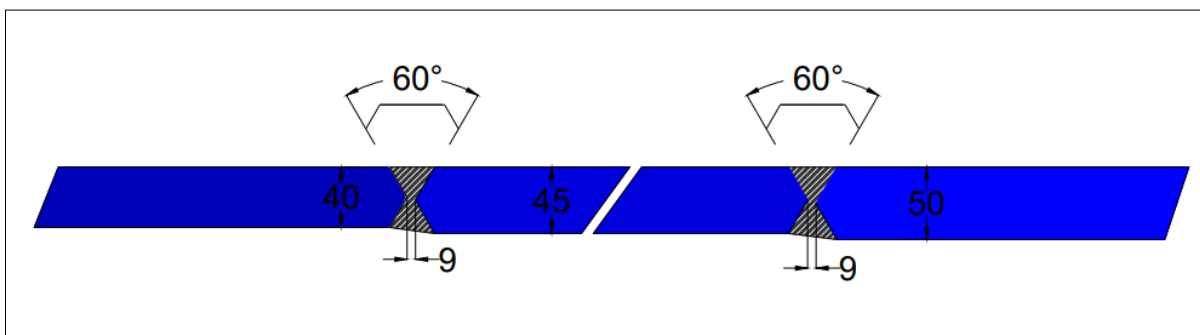


Figure V.15 : Détail de soudure de la semelle supérieure.

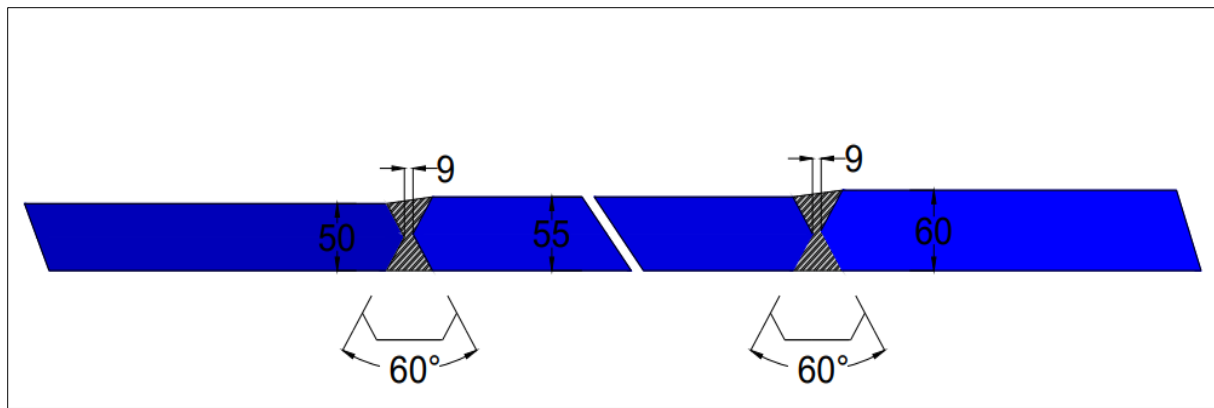


Figure V.16 : Détail de soudure de la semelle inférieure.

V.8.4.3. Joint de l'âme avec les semelles

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120° . Des angles inférieurs à 60° sont également autorisées.

Cependant, dans ce cas, il convient que la soudure soit considérée comme une soudure bout à bout à pénétration partielle.

V.8.5. Calcul des Soudures

V.8.5.1. Gorge utile

La gorge utile, « a », d'une soudure d'angle, est la hauteur du plus grand triangle (à côtés égaux ou inégaux) pouvant s'inscrire à l'intérieur des faces à souder et de la surface de la soudure, mesurée perpendiculairement au côté extérieur de ce triangle.

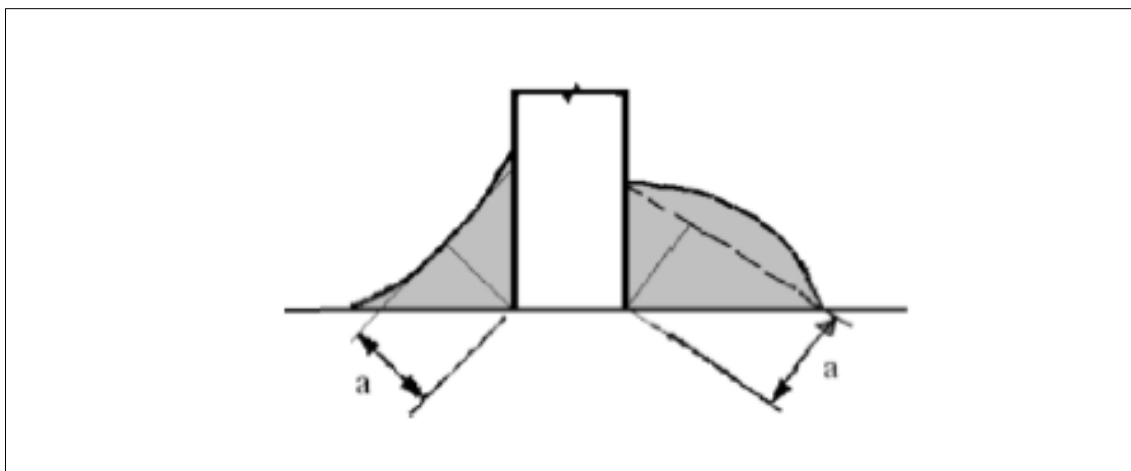


Figure V.17 : Gorge d'une soudure d'angle.

V.8.5.2. Cordons entre âme et semelle d'une poutre PRS

Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une soudure d'angle soit par la méthode simplifiée soit par la méthode directionnelle. Nous utiliserons la méthode directionnelle.

Dans la méthode directionnelle, les forces transmises par une longueur unitaire de soudure sont décomposées en composants parallèles et transversaux à l'axe longitudinal de la soudure et perpendiculaires et transversaux au plan de sa gorge.

Alors :

$$\beta_w \frac{V \cdot \mu \cdot \sqrt{3}}{2 \cdot a \cdot I} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

L'épaisseur utile du cordon de soudure :

$$a \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{t_w}{2} = 1.2 \times \frac{30}{2} = 18 \text{ mm}$$

V.8.6. Contrôle des Soudures

Le contrôle des joints soudés est indispensable pour garantir la qualité requise. On peut classer les différentes méthodes de contrôle en deux catégories :

Les contrôles destructifs, qui s'appliquent essentiellement à des éprouvettes servant au contrôle des procédés de soudage, comprenant principalement :

- Les macrographies (examen à l'œil nu ou à la lampe binoculaire avec polissage)
- Les essais de traction.
- Les essais de pliage.
- Les essais de dureté.
- Les essais de résilience.

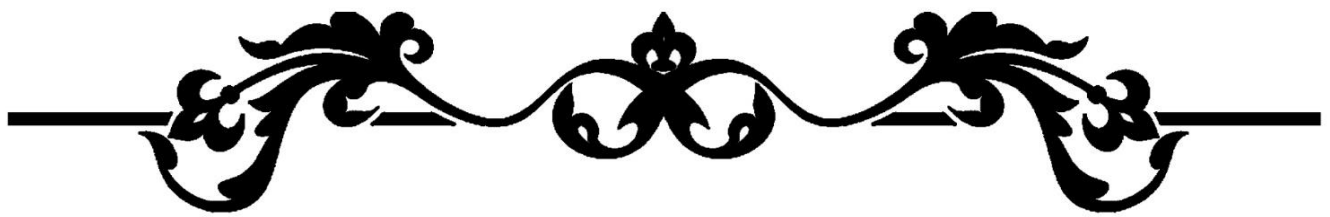
Les examens par ressuage et par magnétoscopie permettent de détecter uniquement les fissures superficielles ou celles débouchant en surface des joints soudés. Ces examens sont faciles à exécuter, ils ne demandent que très peu de matériel et sont relativement fiables.

Les examens par radiographie sont très utilisés pour révéler des anomalies volumiques, telles que les pores ou les inclusions de laitier à l'intérieur de la soudure ; par contre les fissures (surtout celles qui sont parallèles à la direction des rayons) sont très difficiles à détecter.

Les examens par ultrasons permettent de localiser les anomalies telles que les fissures et les défauts de collage avec une bonne précision en grandeur et en direction ; par contre, ce procédé nécessite un manipulateur très expérimenté du fait des multiples échos parasites que l'on peut observer sur l'écran et qui pourraient conduire à une interprétation erronée des résultats.

V.8.7. Nettoyage des Soudures

Lorsque les pièces de charpente sont préparées et pré peint avant leur usinage, il faut veiller à masquer la zone des soudures (normalement une zone de 50mm de large suffit). Les couches de peinture existantes peuvent être enlevées par sablage ou polissage en nettoyant les soudures, il ne faut pas seulement considérer la soudure elle-même, mais aussi les dépôts alcalins laissés à la surface par certains procédés de soudage et les projections ou les gouttes au voisinage des soudures.



CHAPITRE VII
ETUDE DE LA DALLE



VII.1 INTRODUCTION :

L'hourdis est une dalle en béton armé qui sert de couverture pour le pont. Le rôle de la dalle est de couvrir et de transmettre les charges d'exploitation aux poutres, ce qui correspond à la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis.

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'il participe à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales. La dalle de couverture est dans notre cas une dalle de 11.80 m de largeur totale avec deux encorbellements de 2.40 m :

- | | | |
|--|---------------------|--------------------|
| -Dalle centrale : Appuyée sur 4 cotés | $a = 7 \text{ m}$ | $b = 50 \text{ m}$ |
| -Dalle en encorbellement : Appuyée sur 1 seul côté | $a = 2.4 \text{ m}$ | $b = 50 \text{ m}$ |

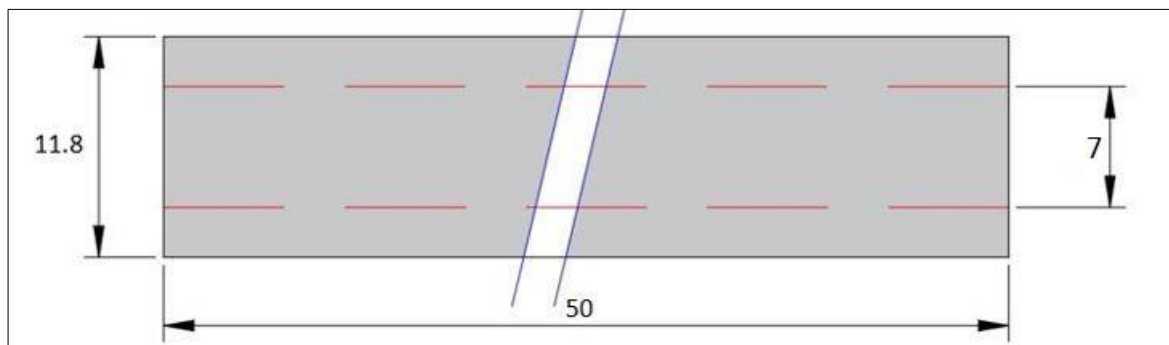


Figure VII- 1 Vue en plan de la dalle de la Travée de rive

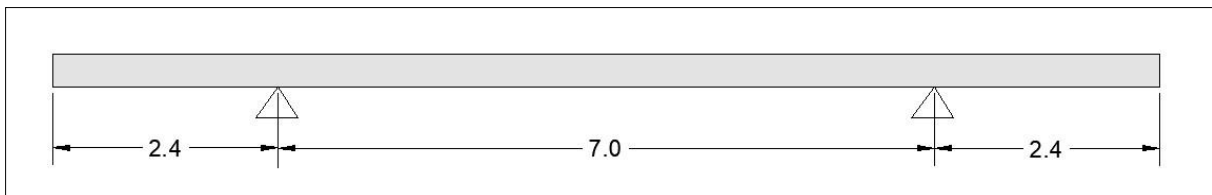


Figure VII- 2 Schéma statique de la dalle

VII.2 Calcul des moments :

Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle rectangulaire, simplement appuyée sur ses quatre côtés, pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque. On peut en déduire, par diverses combinaisons de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges. Les abaques visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires. Les abaques donnent les moments M_a et M_b , qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée a et de largeur unitaire sur une section perpendiculaire à OX). Ce moment est dit « transversal ».

M_b : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b et de largeur unitaire). Ce moment est dit « longitudinal ». M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX, ce moment est dit « transversal ».

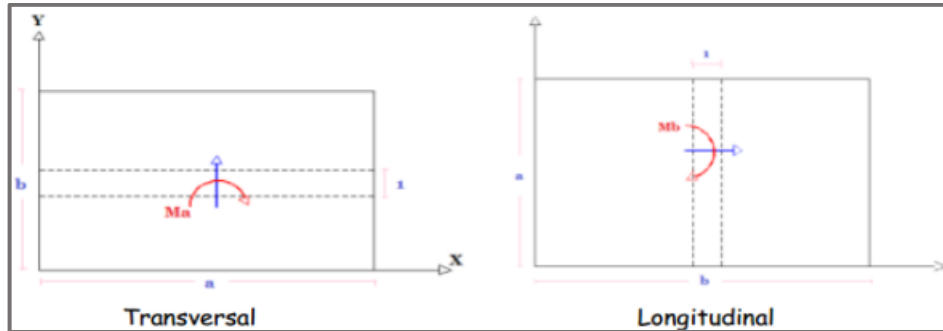


Figure VII- 3 Moments Transversal et Longitudinal sur la dalle centrale.

VII.2.1 Charges Permanentes :

VII.2.1.1 DALLE CENTRALE :

Evaluation Des Charges :

- Dalle : $0.35 \times 2.50 = 0.875 \text{ t/m}^2$
- Chape d'étanchéité : $0.10 \times 2.50 = 0.250 \text{ t/m}^2$
- ballast (0.60 m) : $0.60 \times 1.80 = 1.436 \text{ t/m}^2$
- Rail et traverse : $Q = 0.130 \text{ t/m}^2$

D'où la charge permanente répartie $Q = 2.691 \text{ t/m}^2$

$$a = 7 \text{ m} \quad b = 50 \text{ m} \quad \rho = \frac{a}{b} = 0.14 \quad \frac{1}{\rho} = 7.143$$

On a $\rho < 0.4$ on peut dire que la dalle travaille dans un seul sens (sens a).

$$\left\{ \begin{array}{l} M1 = f(\rho = 0.14) = 0.014 \\ M2 = f\left(\frac{1}{\rho} = 7.143\right) = 0.003 \end{array} \right. \quad (\text{Abaque 61})$$

M1 : moment fléchissant rapporter à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée a.

M2 : moment fléchissant rapporter à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée b. On calcul les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre :

- $M_a = M1 + \nu M2$ (à multiplier par la charge totale P)
- $M_b = M2 + \nu M1$ (à multiplier par la charge totale P)
- $\nu : 0.2$

$$P_{TOT} = 2.691 \times 7 \times 50 = 941.99 \text{ t}$$

$$M_a = (M1 + \nu M2) P = 13.753 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) P = 5.464 \text{ t.m/ml}$$

$$\frac{1}{4} M_a = 3.438 < 5.464 \text{ alors :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 13.612 \text{ t.m/ml} \\ M_b = 4.804 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$$

VII.2.1.2 CALCUL DES DALLES EN ENCORBELLEMENT SOUS CHARGES PERMANENTES :

- Dalle : (e= 35 cm) 0.875 t/m²
- Poids du trottoir : 0.625 t/m²
- Charge concentrée du au garde-corps et caténaire : 0.3 t/ml
- Ballast : 1.436 t/m² Pour une largeur de 0,65 ml
- Etanchéité : 0.250 t/m² Pour une largeur de 0,65 ml

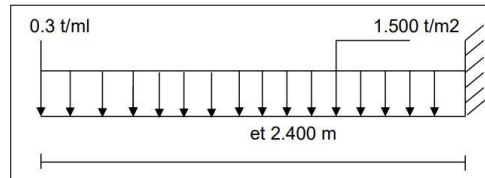


Figure VII- 4 :Dalles En Encorbellement Sous Charges Permanentes

Moment d'encastrement au droit de la poutre :

$$M_{e1} = 5.40 \text{ Tm/ml}$$

VII.2.2 CALCUL DES EFFORTS DANS LA DALLE SOUS L'EFFET DES SURCHARGES :

VII.2.2.1 SURCHARGES UIC 71

- Coefficient de majoration dynamique : 1.048
- Coefficient de réduction pour encastrement partiel sur appuis : 0.8
- On suppose que la surcharge $P = 25 \text{ T}$ d'un essieu se répartie sur deux bandes de largeur $e+25\text{cm}$
- La charge répartie est $P = 25/2 \times [1,60 \times (0,25+0,65)]$ sur une largeur de 0,90 m Le schéma de calcule est : $P = 8.681 \text{ t/m}^2$
- $P = 9.097 \text{ t/m}^2$ (Multiplié par coefficient de majoration dynamique)
Le moment calculé est de : $M = 18.14 \text{ t/ml}$

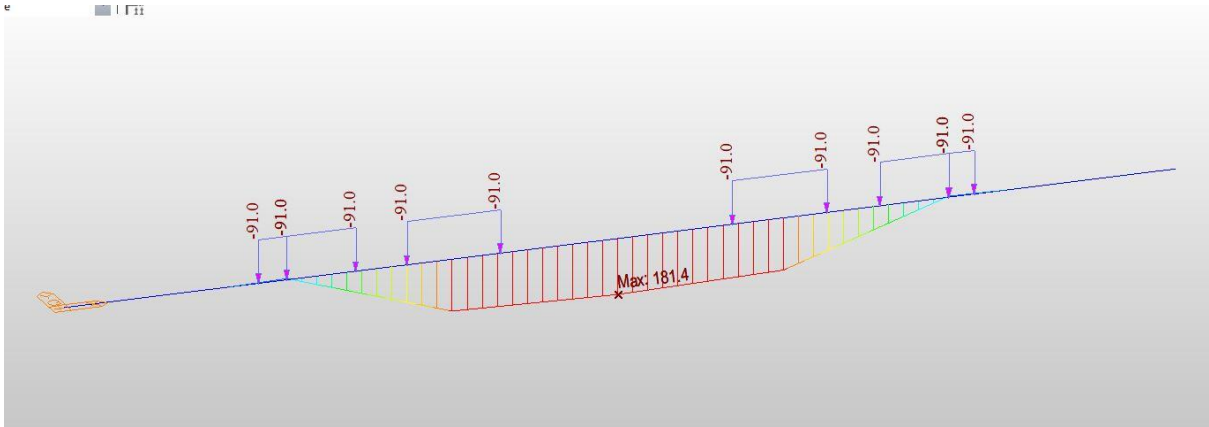


Figure VII- 5: Calcul Des Efforts Dans La Dalle Sous L'effet D'UIC71

VII.2.2.2 CALCUL DU MOMENT DU A LA SURCHARGE DU TROTTOIR

Moment d'encastrement dû à la surcharge trottoirs :

$$M_e = 0.5 * 2.400^2 / 2 = 1.44 \text{ tm/ml}$$

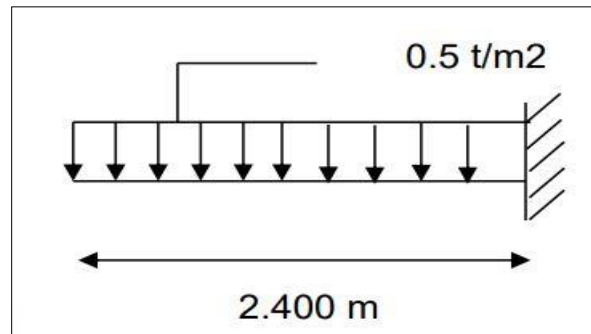


Figure VII- 6 : Dalles En Encorbellement Sous la surcharge du trottoir

VII.3 Bilan des moments :

Les moments fléchissant à prendre en compte dans le ferrailage de la dalle sont dans le tableau suivant :

Tableau VII- 1: Tableau Recapitulatif Des Moments Flechissant

Charge		Dalle centrale		Encorbellement largeur 2.400 m
		M_a	M_b	
Charge permanente		13.75	5.46	5.40
surcharge	UIC	18.14		/
Surcharge sur trottoir		/	/	1.44

VII.4 FERRAILLAGE TRANVERSALE DE LA DALLE COUVERTURE

VII.4.1 DALLE CENTRALE

Pour ELU : $M = 1.35G + 1.45 \text{ UIC } 71 = 44.87 \text{ tm/ml}$

Pour ELS : $M = G + \text{UIC } 71 = 31.89 \text{ tm/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 41.9 \text{ cm}^2 \\ A_s = 51.1 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = \text{Max} \{A_{SELU}, A_{SELS}\}$$

L'ELS est plus défavorable et donc on prend : $A_s = 51.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 11\text{HA}25$.

VII.4.2 DALLE EN ENCORBELLEMENT

Vérification de la dalle sous la situation de déraillement :

La vérification selon la situation de déraillement 1er cas :

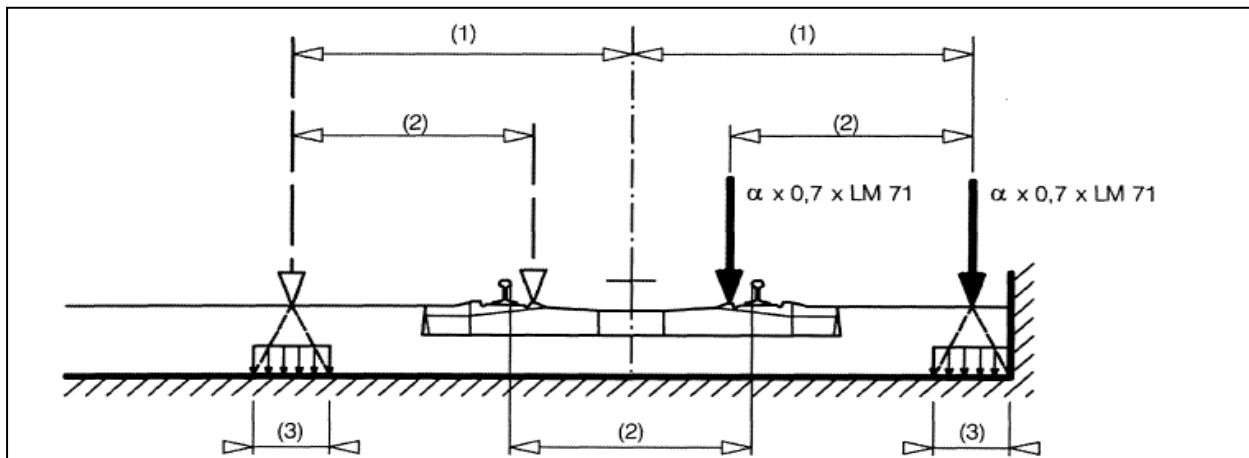


Figure VII- 7: schéma de situation de déraillement

tel que :

- max 1.5 s ou moins si au contact du bord relevé de la dalle
- Ecartement des rails S (3) Dans le cas des tabliers ballastés, on peut admettre que les forces ponctuelles sont réparties sur un carré de 450 mm de côté à la surface du tablier.

Evaluation Des Charges :

- Dalle : 0.875 t/m²
- Poids du trottoir : 0.625 t/m²
- Charge concentrée du au garde-corps et caténaire : 0.3 t/ml
- Ballast : 1.436 t/m² Pour une largeur de 0,65 ml
- Etanchéité : 0.250 t/m² Pour une largeur de 0,65 ml

Charge UIC 25t : 21.389 t/m² Pour une largeur de 0,45 ml

ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour ELU : $M = 1.35G + 1.45 \text{ UIC } 71 + 1.6 \text{ Sur-trottoir} = 23.55 \text{ tm/ml}$

Pour ELS : $M = G + \text{UIC } 71 + 1.2 \text{ Sur-trottoir} = 16.75 \text{ tm/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 27.0 \text{ cm}^2 \\ A_s = 33.9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = \text{Max} \{A_{SELU}, A_{SELS}\}$$

L'ELS est plus défavorable et donc on prend : $A_s = 33.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\text{HA}25$.

VII.5 Ferrailage Longitudinale :

Sachant que la dalle travaille dans un sens unique transversale, donc selon l'article 4a.5.1 de Livret 2.01 le ferrailage longitudinal de la dalle comportera une section minimale correspondant à 1% de la section de la dalle sur toute la longueur de l'ouvrage.

Donc : $A_s = 35.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Soit : T20/ml/ e =15cm (nappe sup)
- Soit: T25 /ml/ e =15cm (nappe inf.)

Conclusion:

Le ferrailage de la dalle est comme suit :

Tableau VII- 2: ferrailage totale de la dalle

Sens	Dalle centrale		Dalle en encorbellement	
	Nappe inf	Nappe Sup	Nappe inf	Nappe Sup
Longitudinale	8HA25	8HA16	8HA20	8HA16
Transversale	11HA25	11HA20	7HA25	7HA20

VII.6 La résistance au non-poinçonnement de la dalle

La condition de non-poinçonnement est vérifié si :

$$\text{Avec : } Q_u \leq (0.045 \cdot U_c \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

- Q_u : charge de calcul a l'état limite ultime vaut :1.6P.
- h : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle
- $U_c = 2(u+v)$ Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau VII- 3: vérification résistance au non-poinçonnement de la dalle

Charges	$Q_u(t)$	$u(m)$	$v(m)$	$U_c(m)$	$0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b (t)$
UIC	20	0.9	1.6	5	157.5

Donc : $Q_u = 20,00 < 157,00t \rightarrow$ Condition Vérifié

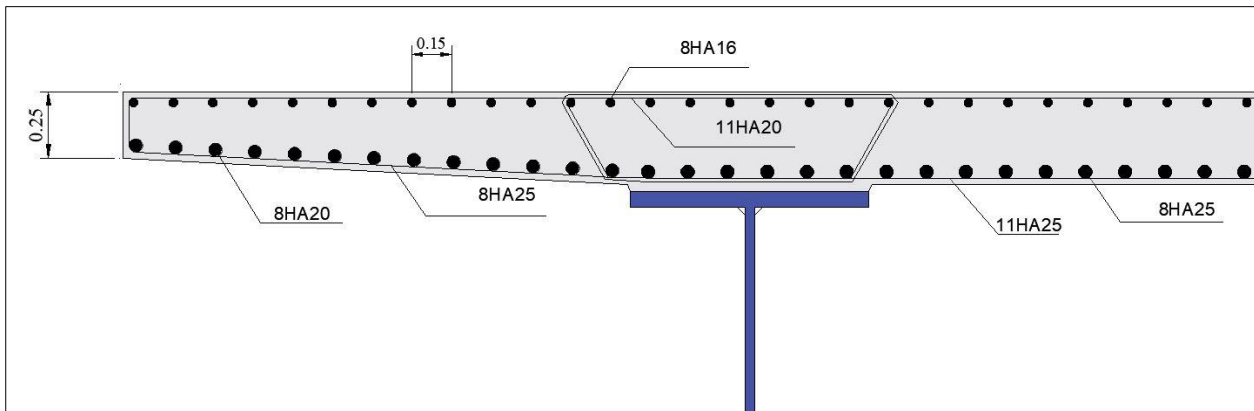
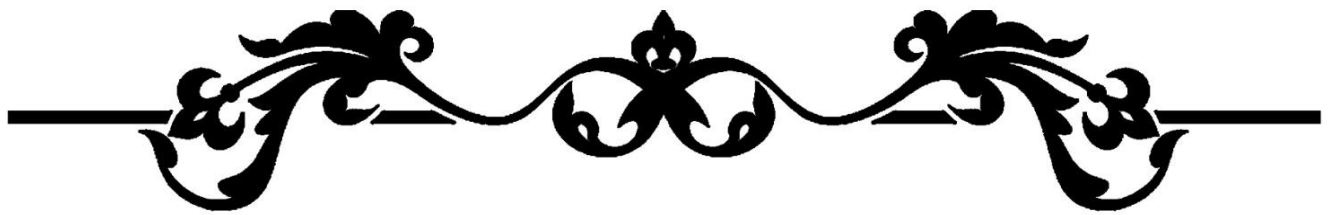
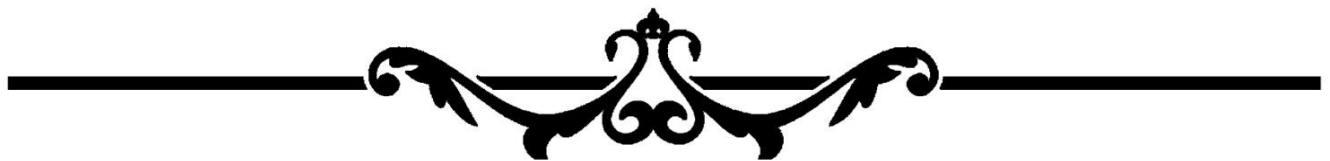


Figure VII- 8 Ferrailage de la dalle



CHAPITRE VII
EQUIPEMENTS DU PONT



VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements de pont couvrent un ensemble de dispositifs de fonctionnement très divers dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers comme le garde-corps, joint de chaussée, ils permettent de protéger la structure et ses abords et en favorisant son bon fonctionnement.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Un appareil d'appui est un élément inopposable dans la construction de l'ouvrage, dont leur rôle est d'assurer la transmission des efforts aux appuis et éviter le contact direct entre deux matériaux rigides.

Les appareils d'appui en élastomère fretté AAEF représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Ce choix est dû aux certains avantages de type d'appareils :

- Descente de charge.
- Déplacements horizontaux et rotation libre.
- Durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives.

On constate que l'appareil d'appui en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui seront citées ci-dessous :

- Ils présentent une sécurité de fonctionnement satisfaisante.
- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Moins coûteux que les autres appareils.
- Le caoutchouc dans sa composition a une bonne résistance à la traction un excellent allongement à rupture, un bon comportement aux sollicitations dynamiques.

VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculées à l'ELU :

$$N_{Max}^{pile} = N_{Max}^{culée} = 9456.4 \text{ KN}$$

$$N_{Min}^{pile} = N_{Min}^{culée} = 5414.9 \text{ KN}$$

VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Selon le guide technique SETRA, les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées à partir de la contrainte normale sous la réaction maximale à L'E.L.U.

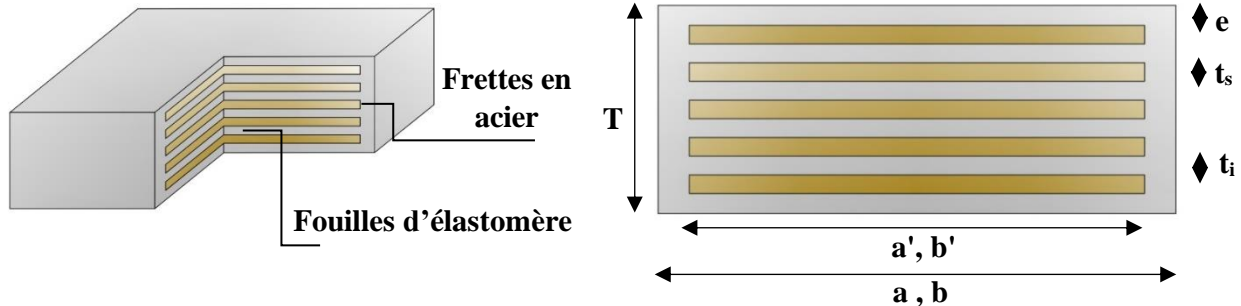


Figure VIII- 1 : Géométrie d'un appareil d'appui.

La définition géométrique de l'appareil d'appui est mentionnée sur la figure VIII.1.

Avec :

a, b, a', b' : sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire.

T_b : hauteur totale.

e : enrobage extérieur.

T_s : épaisseur d'une frette métallique.

T_i : épaisseur d'une fouille élastomère.

➤ **Aire l'appareil d'appui :**

La condition de non-cheminement est :

$$\frac{N_{\max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa} ; \text{ avec } N_{\max} = R_{\max}$$

Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{l} R_{\max} = 9456.4 \text{ KN} \\ \rightarrow a \times b \geq 4728.2 \text{ cm}^2 \\ \text{On prend : } a \times b = 700 \times 700 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :**

Condition de non-flambement : $a / 10 \leq T \leq a / 5$.

a : est le grand côté de l'élastomère.

Application Numérique :

$$\left| \begin{array}{l} a = 700 \rightarrow \\ 70 \leq T \leq 140 \text{ (mm)} \end{array} \right.$$

➤ **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases} ; \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

$$\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 ; G = 0.9 \text{ MPa}$$

Application Numérique :

$$\begin{cases} \sigma_m = 19.03 \text{ MPa} \\ \beta = 19.44 \rightarrow t_s > 1.96 \text{ mm} \\ \rightarrow \text{On prend : } t_s = 4 \text{ mm} \end{cases}$$

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII- 1 : Dimensions des appareils d'appui retenus

Cas	la pile
N_{\max} (MN)	9456.4
$a \times b$ (mm ²)	700x700
T_b mm	$70 \leq T_b \leq 140$
β	19.44
T_s (mm)	$t_s \geq 1.96$
On prendra	8 Feuilles d'élastomère : $t_i = 10$ mm 7 Frettes métalliques : $t_s = 4$ mm Enrobage extérieur : $e = 10$ mm Enrobage des chants : 5 mm.
Dimensions	700x700x128

VIII.3. REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTALS SUR LES APPUIS :

Les efforts horizontaux sont répartis sur les éléments (piles, culées) en fonction de leurs rigidités.

VIII.3.1. Calcul des rigidités :

La rigidité d'un appui est donnée d'après « SETRA » par la formule suivante :

$$R_i = \frac{1}{\sum U_i} \quad \text{Avec : } \Sigma U_i = U_1 + U_2 + U_3$$

$$U_1 = \frac{T}{G \cdot a \cdot b \cdot n} \quad \text{Déplacement dû à la distorsion}$$

$$U_2 = \frac{h^3}{3 \cdot m \cdot E \cdot I} \quad \text{Déplacement dû à la flexion du fût}$$

$$U_3 = \frac{2 \cdot h^2 \cdot L}{d^2 \cdot E \cdot S \cdot K} \quad \text{Déplacement dû à la rotation des fondations}$$

n : Nombre d'appareils d'appui (**n_{culée}** = 2 ; **n_{pile}** = 4)

m : Nombre de fûts par appui (**m_{culée}** = 0 ; **m_{pile}** = 0)

h_{pile 1} : Hauteur (fût + chevêtre + dé d'appui) = 25.15 m

h_{pile 2} : Hauteur (fût + chevêtre + dé d'appui) = 30.95 m

h_{pile 3} : Hauteur (fût + chevêtre + dé d'appui) = 24.94 m

h_{culée g} : Hauteur (mur de front + dé d'appui) = 3.3 m

h_{culée d} : Hauteur (mur de front + dé d'appui) = 5.3 m

T : Hauteur nette de l'élastomère (**T** = 160 mm)

S : Surface d'un pieu (**S** = 1,1304 m²)

d : Entraxe des files de pieux (**d_{culée}** = 3.6 m ; **d_{pile}** = 3,6 m)

L : Profondeur (pieu + semelle) (**L_{culée}** = 25 m ; **L_{pile}** = 25 m)

K : nombre de pieux d'une file

G : $\begin{cases} 0,9 \text{ MPa} & \text{rigidité statique} \\ 1,2 \text{ MPa} & \text{rigidité dynamique} \end{cases}$

$$E_{st} = \frac{11000}{3} \cdot \sqrt[3]{27} = 11393.20 \text{ MPa}$$

$$E_{dyn} = 3.E_{st} = 34179.56 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII- 2: Récapitulatif des déplacements et des rigidités des appuis aux efforts statiques

	EFFORTS STATIQUES				
	Culée d	Culée g	P ₁	P ₂	P ₃
U1 (m)	0.079	0.079	0.04	0.04	0.04
U2 (m)	/	/	/	/	/
U3 (m)	0.01	0.006758	0.048	0.073	0.049
ΣU _i (m)	0.089	0.0857	0.088	0.113	0.089
R _i (m ⁻¹)	11.236	11.668	11.36	8.5	11.36

Tableau VIII- 3: Récapitulatif des déplacements et des rigidités des appuis aux efforts dynamiques.

	EFFORTS DYNAMIQUES				
	Culée d	Culée g	P ₁	P ₂	P ₃
U1 (m)	0.0595	0.0595	0.0298	0,0298	0.0298
U2 (m)	/	/	/	/	/
U3 (m)	3.25 x10-4	7.85x10-4	0.016	0.024	0,016
ΣUi (m)	0.05982	0.0603	0.0458	0.0538	0.0458
Ri (m ⁻¹)	16.717	16.584	21.83	18.587	21.83

VIII.3.2. Evaluation des efforts horizontaux

VIII.3.2.1. Efforts dus aux actions statiques :

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{sta} = \frac{\Delta_x \times G \times a \times b}{T_q}$$

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, G = 0.9 MPa.

Δ_x : déformation due à la force considérée.

a × b : dimensions de l'appareil d'appuis.

T_q : épaisseur des feuillets d'élastomère.

Action due au retrait dans chaque appareil appui :

$$H_r = \frac{\Delta_r \times G \times a \times b}{T_q} ; \Delta_r = \epsilon_r \times |X_i|, \text{ avec : } \epsilon_r = 1.5 \times 10^{-4}, \text{ coefficient de retrait.}$$

Action due à la variation de la température :

$$H_T = \frac{\Delta_T \times G \times a \times b}{T_q} ; \Delta_T = \epsilon_T \times |X_i|, \text{ où : } \epsilon_T = \Delta T \times \lambda$$

$$\Delta T = 35 \text{ }^\circ\text{C} ; \epsilon_T = 2 \times 10^{-4}.$$

Action due au fluage :

$$H_{fl} = \frac{\Delta_{fl} \times G \times a \times b}{T_q} ; \Delta_{Tfl} = \epsilon_{fl} \times |X_i|, \text{ où : } \epsilon_{fl} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : coefficient du fluage à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\text{On prend : } K_{fl} = 2 \rightarrow \epsilon_{fl} = 2 \times 10^{-4}.$$

➤ Centre de rigidité :

Le centre de rigidité par rapport milieux de l'ouvrage est : $X_{CR} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = 99.55 \text{ m}$

Avec :

K_i : raideur d'appui.

X_i : position des appuis.

$|X_i|$: la distance entre l'appui et le centre de rigidité

Tableau VIII- 4: Efforts horizontaux dus au tablier.

	$ X_i $ (m)	K_i (MN/m)	H_T (MN)	H_{flu} (MN)	H_r (MN)
C₁	-99.55	11.236	0.146	0.146	0.11
P₁	-50.1	11.36	0.074	0.074	0.055
P₂	0	8.5	0	0	0
P₃	50.1	11.36	0.074	0.074	0.055
C₂	99.56	11.668	0.146	0.146	0.11

VIII.3.2.2. Efforts dus aux actions dynamiques :

Les actions dynamiques (démarrage, freinage, effort de lacet, effort de centrifuge) sont définies dans chapitre V.

L'effort dynamique en tête de chaque appareil d'appui est donné par la formule suivante :

$$H_{dyn} = H_i \frac{R_i}{\sum R_i} \quad \text{Avec : } H_i : \text{Effort horizontal développé sur le tablier}$$

➤ Effort dû au vent :

$$H_v = P_v \cdot L_T \cdot H_T \quad \text{Avec :}$$

P_v : Pression du vent ($P_v = 2 \cdot 10^{-3} \text{ MN/m}^2$)

L_T : Longueur totale du pont ($L_T = 200 \text{ m}$)

H_T : Hauteur du tablier ($H_T = 3.6 + 0,35 = 3.95 \text{ m}$)

$$\Rightarrow H_v = 1,58 \text{ MN}$$

➤ Effort dû au séisme :

G : poids total du tablier = $1582.3 \times 4 = 6329.2 \text{ t}$

$\xi_s = 0,25 \text{ m/s}^2$: accélération sismique horizontale

D'où : $H_s = 15.823 \text{ MN}$.

➤ **Effet de freinage et de démarrage :**

Les effets de freinage et de démarrage sont développés seulement par UIC71 et SW/2.

$$\begin{aligned} H_{f \text{ UIC}} &= 1 \text{ MN.} & H_{d \text{ UIC}} &= 1 \text{ MN.} \\ H_{f \text{ SW/2}} &= 1,75 \text{ MN.} & H_{d \text{ SW/2}} &= 1 \text{ MN.} \end{aligned}$$

Le récapitulatif des efforts dynamiques est donné dans le tableau suivant :

Tableau VIII- 5: Récapitulatif des efforts dynamiques.

	Culée (g)	P ₂	P ₂	P ₃	Culée (d)
R _i (MN)	16.717	21.83	18.587	21.83	16.584
R _i / ∑ R _i	0.175	0.228	0.195	0.228	0.174
H _v (MN)	0.277	0.36	0.31	0.36	0.275
H _s (MN)	2.77	3.61	3.1	3.61	2.75
H _{UIC} (MN)	0.175	0.228	0.195	0.228	0.174
H _{SW/2} (MN)	0.31	0.4	0.341	0.400	0.305

VIII.4. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI :

VIII.4.1. Vis à vis de la contrainte dûe à l'effort normal :

$$\tau_N = 1,5 \cdot \frac{\sigma_m}{\beta} \leq \overline{\tau}_N = 3G_{sta} = 2,7 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \cdot b} = \frac{9456,4}{0,7 \cdot 0,7} = 19.299 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 t (a + b)} = \frac{0,7 \times 0,7}{2 \times 0,01 (0,7 + 0,7)} = 17,5 \quad \ll \beta : \text{coefficient de forme} \gg$$

$$\text{D'où } \tau_N = 1,113 < \overline{\tau}_N = 2,7 \text{ MPa.} \quad \text{(Vérifiée)}$$

VIII.4.2. Vis-à-vis de la contrainte dûe à l'effort horizontal :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_h = \tau_{h1} + \tau_{h2} \leq \begin{cases} 0,7 G & \text{effort dû au freinage} \\ 1,3 G & \text{effort dû au séisme} \end{cases}$$

➤ **Effort statique :**

$$\tau_{h1} = \frac{G U_1}{T}$$

τ_{h1} : Contrainte de cisaillement due à la déformation limite de l'appareil d'appui

$$U_1 = \Delta h_{\max} = 8.94 \cdot 10^{-3} \quad \text{d'où : } \tau_{h1} = \frac{0,9 \times 8.94 \cdot 10^{-3}}{0,1} = 0,0805 \text{ MPa}$$

➤ **Effort dynamique :**

τ_{h2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique

$$\tau_{h2} = \frac{0,5 H_2}{a \cdot b \cdot n}$$

$$H_2 = \max (H_v; H_{s,}; H_{sw/2}; H_{UIC71}) = H_s$$

n : Nombre d'appareils d'appui

$$\tau_{h2} = \frac{0,5 H_2}{a \cdot b \cdot n} = 0.92 \text{ mpa}$$

$$\tau_h = \tau_{h1} + \tau_{h2} = 0.0805 + 0.92 = 1.001 \leq 1.3 G_{sta} = 1.65$$

VIII.4.3. Vis-à-vis de la contrainte d'ue à la rotation d'un feuillet par rapport à l'autre :

$$\tau_\alpha = 0,5 G \left(\frac{a}{t} \right)^2 \cdot \alpha_t$$

Avec :

$$\alpha_t : \text{Angle de rotation exprimé en radians ; } \alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha_{T\max}}{n}$$

$$\alpha_0 = 3.10^{-3} \text{ rd} \quad (\text{Rotation d'ue aux imperfections de pose})$$

$$\alpha_{T\max} = \theta_g + \theta_p + \theta_{UIC} = 4,823 \cdot 10^{-3} \text{ rd} \quad \text{donc } \alpha_t = 3,079 \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$$

$$\alpha_t = \frac{0,003 + 4,823 \cdot 10^{-3}}{4} = 1,965 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{D'où : } \tau_\alpha = 0,5 \cdot 0,9 \left(\frac{0,7}{0,01} \right)^2 \cdot 1,965 \cdot 10^{-3} = 0.043 \text{ MPa}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 G_{st} = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.113 + 1.001 + 0.043 = 2.175$$

VIII.4.4. Condition de non-cheminement :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{\min} = \frac{N_G}{a \cdot b} \geq 2 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } N_G = 5414.9 \text{ MN ; } a = 0,7 \text{ m ; } b = 0,7 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } \sigma_{\min} = 11.051 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa.} \quad (\text{Vérifiée}).$$

VIII.4.5. Condition de non-soulèvement :

On doit vérifier que : $\alpha_t < \frac{3.t^2.\sigma_m}{B.a^2.G_s}$

$$\alpha_t < \frac{3}{12.5} \left(\frac{0,014}{0,1} \right)^2 \frac{11.051}{0,9}$$

D'où : $\alpha_t = 2.165.10^{-3} \text{ rd} < 5,4.10^{-3} \text{ rd}$ (Vérifiée).

VIII.4.6. Condition de non-glissement :

On doit vérifier que : $H_{\max} \leq f. N_{\min}$.

$$f = 0,10 + \left(\frac{0,6}{\sigma_m} \right) = 0,1 + \left(\frac{0,6}{11,051} \right) = 0.15429$$

$$f. N_{\min} = 0.154 \times 5.4149 = 0,834 \text{ MN.}$$

H_{\max} : Effort horizontal maximal par appareil d'appui.

$$H_{\max} = \frac{H_{\text{séisme}}}{n} = \frac{3.61}{4} = 0.901$$

Remarque (PCZS « SETRA ») :

Dans la pratique cette condition pourra rarement être vérifiée et, le projecteur sera souvent conduit à mettre en œuvre un dispositif particulier pour éviter le glissement (taquets d'arrêt, ancrage de l'appareil d'appui...).

VIII.5. VERIFICATION DES DIMENSIONS DES FRETTES :

Il faut que : $t_s \geq \frac{a.\sigma_{\max}}{\beta.\sigma_e}$

$$t_s = 3 \text{ mm} \geq \frac{0,3 \times 11,125}{8,571 \times 235} = 1.656 \text{ mm.} \quad (\text{Vérifiée}).$$

VIII.6. Ferrailage du Dé d'appui :

➤ **Armatures de chaînage :**

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0,25 R_{\max}$

ELS: $R_{\text{Ser max}} = R_G + R_{\text{UIC}} = 4.100 \text{ MN.}$

ELU: $R_{\text{U max}} = 1,35 R_G + 1,45 R_{\text{UIC}} = 5.719 \text{ MN.}$

$$A_c = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \frac{R_u}{\sigma_s} \\ 0,25 \frac{R_{\text{ser}}}{\sigma_s} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \frac{5.719}{434,782} \\ 0,25 \frac{4.100}{215,56} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 32,89 \text{ cm}^2 \\ 47,55 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_c = 47.55 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{10HA25}$$

➤ **Armatures de profondeur :**

Elles sont disposées pour éviter la propagation de fissures éventuelles.

$$A_p = \max \left\{ 0,125 \frac{R_u}{\sigma_{s10}} \right. = \max \left\{ 0,125 \frac{5.719}{434,782} \right. = \max \left\{ 16.44 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\left. 0,125 \frac{R_{ser}}{\sigma_s} \right\} = \max \left\{ 23.77 \text{ cm}^2 \right.$$

$$A_p = 23.77 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{8HA20}$$

➤ **Armatures de diffusion :**

Ferrailage de surface « frêttés sup » :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% de R_{max} .

$$A_s = \max \left\{ 0,04 \frac{R_u}{\sigma_{s10}} \right. = \max \left\{ 0,04 \frac{5.719}{434,782} \right. = \max \left\{ 5.26 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\left. 0,04 \frac{R_{ser}}{\sigma_s} \right\} = \max \left\{ 7.60 \text{ cm}^2 \right.$$

$$A_s = 7.60 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{4HA10}$$

Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frêttés inf » :

Ce sont des armatures capables de reprendre 10% de R_{max} .

$$A_e = \max \left\{ 0,10 \frac{R_u}{\sigma_{s10}} \right. = \max \left\{ 0,10 \frac{1,857}{434,782} \right. = \max \left\{ 4,272 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\left. 0,10 \frac{R_{ser}}{\sigma_s} \right\} = \max \left\{ 6,439 \text{ cm}^2 \right.$$

$$A_e = 6,439 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{7HA12}$$

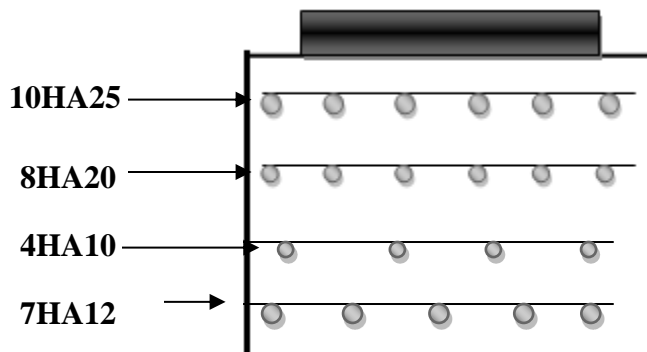


Figure VIII- 2 Ferrailage du dé d'appui

VIII.7. JOINTS SOUS BALLASTE DE DILATATION

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ses extrémités. Les joints sous ballaste sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

VIII.7.1. Calcul du souffle

On les dimensionne avec la combinaison suivante d'après le RPOA (Art7.5.2) :

$$W = W_D + 0.3W_T + \frac{W_s}{3}$$

Avec :

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : souffle thermique.

W_s : souffle sismique.

Les souffles W_T , W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ($W_s = 2.69$ cm).

Donc : $W = 4.98$ cm.

VIII.8. ETANCHEITE DU TABLIER

L'étanchéité des tabliers a pour objectif d'augmenter la durabilité de l'hourdis par intermédiaire de la prévention contre la corrosion des armatures et de la détérioration du béton.

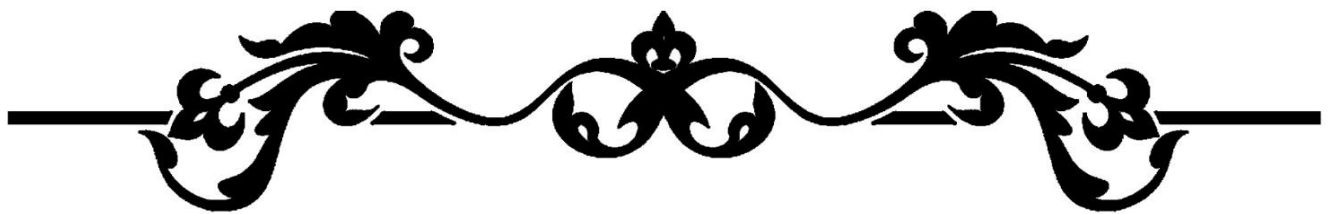
Pour l'étanchéité des tabliers, on pourrait faire appel à différentes techniques telles que l'étanchéité à base d'asphalte coulé et l'étanchéité par filme mince adhérent. Pour le présent projet, l'étanchéité par filme mince est choisie, ce qui est plus efficace et économique pour un pont à poutre-caisson en béton précontraint.

VIII.9. ÉVACUATION DES EAUX

L'imperméabilisation du tablier est un détail de construction lie soit à l'évacuation de l'eau de plateforme et soit, en général, à la durabilité de l'ouvrage. L'imperméabilisation du tablier est réalisée au moyen d'une double chape d'étanchéité avec épaisseurs respectivement de 4 mm et 3 mm, protège du ballast et des agents atmosphériques par une couche de matériel bitumineux avec épaisseur de 4 cm. L'évacuation de l'eau de la plateforme est réalisée à l'aide des tuyaux de drainage (ou gargouilles), en utilisant des tuyaux de diamètre de 120 mm en acier galvanisé mises en place à 3.25 m de l'axe du rail plus proche, avec une grille de drainage spécifique et une protection verticale avec fonction par ballast, nécessaires pour les profils en travers en courbe.

VIII.10. CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages ainsi que la durabilité de l'ouvrage.



CHAPITRE IX
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE



IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est fondamentale, car elle est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations résulte d'une réflexion approfondie basée sur un processus progressif et itératif.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire qui joue un rôle primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Elle permet de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges au sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux, notamment dans le cas des fondations profondes.

IX.2.1. Conception de la pile

Pour notre ouvrage, on a choisi des piles évidées de 9.2 m x 4 m avec une épaisseur de 0.6 m.

Tableau IX- 1: hauteurs des piles.

Piles	P01	P02	P03
Hauteur (m)	24.94	30.95	25.15

IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$K_{\text{appareil}} = \frac{G.a.b}{e} \quad , \quad K_{\text{pile}} = n \frac{EI}{h^3} \quad \text{et} \quad \mathbf{K}_{\text{APP}} = \frac{\mathbf{1}}{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{K}_{\text{Pile}}} + \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{K}_{\text{A - APP}}}}$$

Avec :

- **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.
- f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : $f_{c28} = 30$ MPa.

Tableau IX- 2:Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis		K _{pile} (MN/m)	K Appuis longitudinale	
		K _S (MN/m)	K _d (MN/m)		K _s (MN/m)	K _d (MN/m)
C ₁	3.3	8.82	11.76	Infinie	8.82	11.76
P ₁	24.94	17.64	23.52	9841.57929	17.60843872	23.4639245
P ₂	30.95	17.64	23.52	5671.31337	17.58530284	23.422861
P ₃	25.15	17.64	23.52	9626.91614	17.60773624	23.46267716
C ₂	5.3	8.82	11.76	Infinie	5.59	11.76

Tableau IX- 3:Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis		K _{pile} (MN/m)	K Appuis transversale	
		K _S (MN/m)	K _d (MN/m)		K _s (MN/m)	K _d (MN/m)
C ₁	3.3	8.82	11.76	Infinie	8.82	11.76
P ₁	24.94	17.64	23.52	40046.6238	17.63223324	23.50619445
P ₂	30.95	17.64	23.52	23077.2873	17.6265265	23.4960532
P ₃	25.15	17.64	23.52	39173.1325	17.63206013	23.50588679
C ₂	5.3	8.82	11.76	Infinie	5.59	11.76

IX.2.3. La raideur du système :

$$K_{\text{sys long}} = K_{\text{pile1}} + K_{\text{pile2}} + K_{\text{pile3}} + 2K_{\text{culée}} = 93.8694 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{sys trans}} = K_{\text{pile1}} + K_{\text{pile2}} + K_{\text{pile3}} + 2K_{\text{culée}} = 94.0281 \text{ MN/m}$$

IX.2.4. Etude sismique

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible. D'après le RPOA 2008, les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont les suivantes :

- Le pont est classé en **groupe 1** (Pont stratégique).
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble), selon les résultats géotechniques donnés.

- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique II_a (sismicité moyenne).
- Accélération de zone : $A = 0,25$.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

IX.2.4.1. Méthode de calcul

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

➤ Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles M_P doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

$$M_T (M_T = G + \alpha Q).$$

G : le poids propre du tablier.

Q : charge d'exploitation (charge ferroviaire LM71 pour 2 voies chargées).

α : 30 % des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

Application Numérique :

- $M_P = 22022.56 \text{ KN}$
- $M_T = 63651.80 \text{ KN}$

$$M_P \leq 0.43 M_T \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Angle de biais :

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans biais. → **Condition vérifiée** (L'angle du biais de l'ouvrage est de 100 grades).

➤ Courbure de pont :

La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades; pour notre ouvrage (15.55 grades). → **Condition vérifiée.**

➤ Symétrie transversale

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier. → **Condition vérifiée.**

Car on a l'entraxe et les dimensions des poutres sont les mêmes sur le long de l'ouvrage.

IX.2.4.2. Evaluation d'efforts sismiques longitudinaux

La détermination des sollicitations que subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M \cdot Sa(T)$$

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier

Sa (T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T.

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$S_{ae}(T, \xi) \begin{cases} = AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ = 2.5\eta \times AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ = 2.5\eta \times AgS \times \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ = 2.5\eta \times AgS \times \frac{3T_2}{T^2} & T \geq 3.0S \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

(T1, T2) = f (S3) → (T1, T2) = (0.2 ; 0.5) et S = 1.2.

g : accélération de la pesanteur g = 9.81 m/s²

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

η : facteur de correction de l'amortissement : η = 1

La période fondamentale T a pour expression : $T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

Application Numérique :

$$\left| \begin{aligned} T &= 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{6329.2}{93.8694 \times 10^3}} = 1,63s \\ S_{ae}(T, \xi)_{[m/s^2]} &= 2,5 \times 0,25 \times 1 \times 9,81 \times 1,2 \times \frac{0,5}{1,63} = 2.26 \text{ m/s}^2 \\ F_{longitudinal} &= 6329.2 \times 2.26 = 14.284 \text{ MN.} \end{aligned} \right.$$

La force et le déplacement dans la direction longitudinale, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau IX- 4:La force et le déplacement dans la direction longitudinal

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3
F_{long} (MN)	1.776	3.57	3.5	3.57
d_l (cm)	15.102	15.2	14.9	15.2

IX.2.4.3. Evaluation D'efforts Sismiques Transversal :

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

Le tablier peut être considéré rigide si : $\frac{L}{B} \leq 5$

Dans notre cas on a : $\frac{L}{B} = \frac{50}{11.80} = 4.23 < 5$ La condition est vérifiée.

Nous suivons la même démarche que pour le séisme longitudinal sauf que la moitié de la masse de la pile doit être rajouter a la masse de tablier et la rigidité va être changer aussi.

La liaison entre le tablier et l'infrastructure est définie par les appareils d'appuis en élastomère frettée, donc le calcul est effectué en utilisant le modèle du tablier rigide.

Application Numérique :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{6329.2}{94.0281 \times 10^3}} = 1,63s$$

On remarque que : $T_{long} \cong T_{trans} = 1.63 s$

IX.2.4.4. Composante verticale du séisme :

➤ Méthode d'analyse pour la composante verticale du séisme :

Les vibrations verticales du tablier sont complexes lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appuis R_i peuvent être calculées à l'aide de la relation suivant :

$$R_i = ab\mu L$$

Avec :

a : l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet

b : paramétré dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

L : longueur de travée

μ : masse linéique du tablier

Dans notre cas le pont est isostatique et les travées sont identique, on calcul la réaction d'appui pour une travée

Tableau IX- 5: calcul de la reaction verticale

L(m)	50
a	3.5
b	0,41
μ (kg/ml)	31 646
Réaction (KN)	2270.6

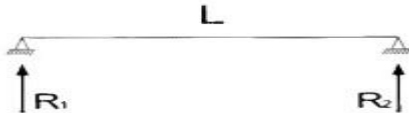


Figure IX- 1:Schéma statique d'une travée

Tableau IX- 6:Distribution des forces verticales sur chaques appui

Appui	C1/C2	Pile1/Pile2
Fv(KN)	2270.6	4541.2

IX.2.5. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile.

La combinaison d'actions à l'ELA est écrite sous la forme suivante : $G + \Psi Q + E$

Avec :

Q : actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas : $Q = LM71$.

Ψ : 30 % des charges d'exploitations routières pour ponts rails.

Tableau IX- 7:Combinaisons d'action à l'ELA

Appius	E_x	E_y	E_z	E_1	E_2	E_3
$C_1 C_2$	1.775	1.775	2,27	2.9885	2.9885	3.335
$P_1 P_2$	3.57	3.57	4,54	6.003	6.003	6.682
P_1	3.5	3.5	4,54	5.912	5.912	6.64

IX.2.6. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre V, les tableaux ci-dessous résument les sollicitations maximales à l'E.L.S et à l'E.L.U.

Tableau IX- 8 :Evaluation des efforts statiques sur la pile la plus sollicitée.

Sollicitation	Charge	P 02
Vertical (KN)	G(tablier)	15822.9521
	G(chevêtre)	1840
	G(pile)	9955.0675
	UIC 71	4097.58
	SW/2	1788.84
Horizontal	Freinage UIC 71	1000
	Freinage SW2	1750
	Température	220
	Retrait	328
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage UIC 71	30950
	Freinage SW2	54162.5
	Température	6809
	Retrait	10151,6

IX.2.7. Efforts sismiques :

Tableau IX- 9:Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile.

Réaction	P02
R _V (KN)	6680.0
R _L (KN)	5809.4
R _T (KN)	6307.8
M _L (KN)	144888.7
M _T (KN)	157317.6

Le tableau suivant résume les cas les plus défavorable pour chaque combinaison :

Tableau IX- 10: Combinaisons des efforts à la base de la pile

Réaction	Combinaison	P02
R _V	ELS	45372.425
	ELU	34254.4396
	ELA	34300.0196
R _L	ELS	2634.55
	ELU	1585.00
	ELA	5809.40
M _L	ELS	77986.2625
	ELU	43045.26
	ELA	144888.7
M _T	ELA	157317.6
R _T	ELA	6307.8

IX.2.8. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élançement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f/i \leq 70$$

Avec :

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times l_0$.

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

S : la section transversale de la pile.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} ; i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$$

Résultats:

$$\left| \begin{array}{l} I_y = 49.066 \text{ m}^4; I_x = 15.31 \text{ m}^4; S = 12.89 \text{ cm}^2. \\ l_f = 2 \times 30.95 = 61.90 \text{ m.} \\ \rightarrow i_y = 3.218 \text{ m et } i_x = 1.496 \text{ m} \\ \lambda_x = l_f/i_x \rightarrow \lambda_x = 41.377 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de x-x.} \\ \lambda_y = l_f/i_y \rightarrow \lambda_y = 19.235 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de y-y} \end{array} \right.$$

IX.2.9. Calcul de Ferrailage

IX.2.9.1. Ferrailage de la pile type creuse :

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure.

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \rightarrow 0.054 < 0.15, \text{ donc la condition d'orientation vérifiée.}$$

t_x, t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.

h, b : sont les grandes dimensions de la section.

La base de la pile est soumise à une flexion déviée avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M_x et M_y . Pour le calcul de la section des armatures on utilise les Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé : sections creuse (Auteur : WALTHER). Avec :

$$\eta = m_x/m_y$$

η : rapport des moments relatifs (sans dimension).

m_x, m_y, n : efforts intérieurs relatifs.

Les efforts de dimensionnements les plus défavorables sont :

❖ à ELA :

$$\begin{cases} M_x = 144888.7 \text{ KN.M} \\ M_y = 157317.6 \text{ KN.M} \\ N = 34300.0196 \text{ KN} \end{cases}$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \quad ; \quad m_y = \frac{M_y}{b \times h^2 \times f_{c28}} \quad ; \quad n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{b}{2(b+H)}$$

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

- F_a : l'aire total des armatures passives.
- βw : la résistance du béton a 28j (f_{c28}).
- b : la longueur de la pile dans le sens longitudinal.
- H : la longueur de la pile dans la sens transversale.
- M_x : Moment maximal dans le sens longitudinal.
- M_y : Moment maximal dans le sens transversal.
- N : Effort normal correspondant.

Application Numérique :

$$m_x = \frac{144888.7}{9.2^2 \times 4 \times 30 \times 10^3} = 0.0142$$

$$m_y = \frac{157317.6}{4^2 \times 9.2 \times 30 \times 10^3} = 0.036$$

$$n = \frac{34300.0196}{9.2 \times 4 \times 30 \times 10^3} = 0.031$$

A partir les abaques de WALTHER ci-dessous on tire « w ».

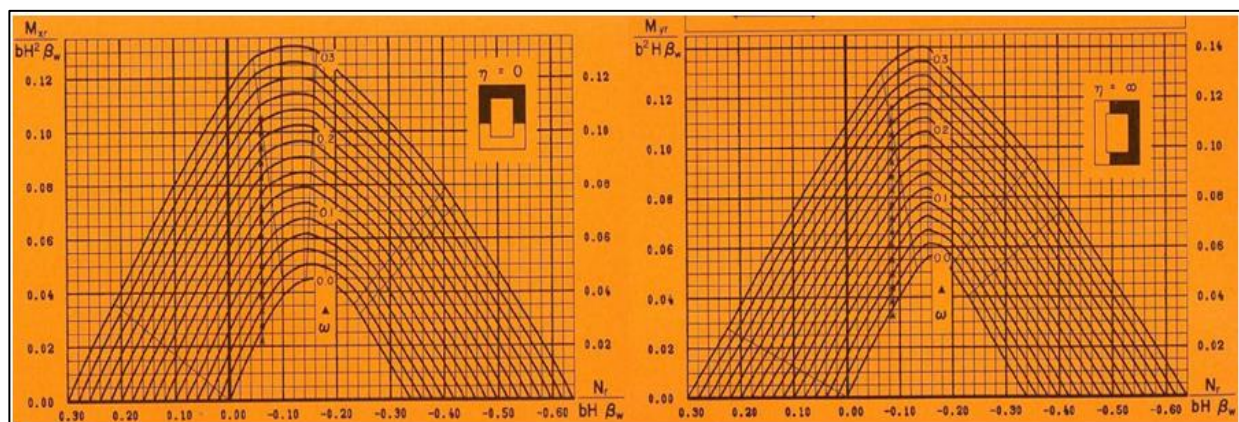


Figure IX- 2 :Abaques de WALTHER.

Tableau IX- 11 :Section d'armature de la pile

Effort	P02
N(KN)	34300.0196
M _L (KN.m)	144888.7
M _T (KN.m)	157317.6
n	0.031
m _x	0.0142
m _y	0.036
ω (η=0)	0.12
ω(η= ∞)	0.06
β	0.152
F _{atot} max	2649.6
β Fa coté b (cm ²)	402.74
(0.5- β) Fa coté h (cm ²)	922.061

Vérification de la condition de non-fragilité :

Selon le BAEL : $As_{min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 406.27 \text{ cm}^2$

- Coté b : Cond Non Vérifiée
- Coté h : Cond Vérifiée

Pour le ferrailage cote b en retient : $As_{min} = 406.27 \text{ cm}^2$

- Choix des barres

- Coté b (transversal) 2 nappes de 42 HA25/coté. ($As = 412.33 \text{ cm}^2$) e = 6 cm.
- Coté h (longitudinal) 2 nappes de 58 HA32/coté. ($As = 932.93 \text{ cm}^2$) e = 12 cm.

Ferrailage transversal (Section minimale des armatures d'effort tranchant) :

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t = \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t \text{ (mm)}}{100}$$

Avec :

S_t : représente l'espacement des armatures transversales en mm.

A_L : est la section totale des armatures longitudinales.

f_{eL}, f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales

S_t : l'espacement des armatures transversales en mm. Selon R.P.O.A en zone critique :

$$S_t = \text{Min} (24.\phi_t ; 8.\phi_t ; 0,25.d), \text{ soit } \phi_t = 16 \text{ mm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Avec :

d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_L : diamètre des armatures longitudinales.

Donc : $St = 25$ cm

Tableau IX- 12: Ferrailage transversal des piles en section creuse.

Dimensions	Pile 01	
	Cote b	Cote h
$A_L(\text{cm}^2)$	412.33	932.93
St (cm)	25	25
$A_t(\text{cm}^2)$	64.43	145.77
Φ_t (mm)	HA12/e=15	HA12/e=15

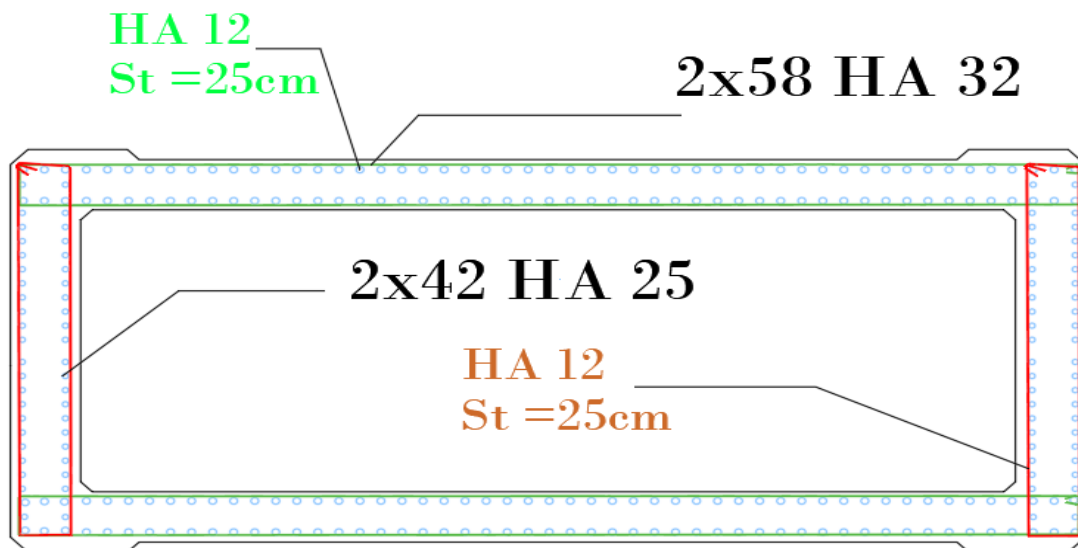


Figure IX- 3 : Ferrailage longitudinale pile

IX.2.9.2. Ferrailage de cheville (sommier ou tête de pile) :

Des efforts localisés non négligeables sont susceptibles de se produire à la partie supérieure des piles sous l'effet des charges verticales provenant du tablier. Sous l'action de ces charges, il y a un risque de fissuration du béton d'une part suivant des plans verticaux, d'autre part suivant des plans obliques (aux extrémités). C'est pourquoi des armatures de renforcement de sommier sont à déterminer (selon PP73).

IX.2.9.2.1 Armatures de chaînage :

Ces armatures de chaînage seront généralement disposées en une seule nappe, ancrées aux extrémités. Leur section est déterminée de telle sorte qu'elle équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte :

$$A_c = \frac{0.25 N}{\sigma_s}$$

N : Réaction maximale du tablier.

σ_s : Contrainte maximale des aciers. $\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$ $N=9456.4 \text{ MN}$

$$A_c = \frac{0.25 \times 9456.4}{434.78} = 54.37 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{12HA25}$$

IX.2.9.2.2 Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, des armatures horizontales sont placées sous le chaînage, sur une hauteur égale à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. Et doivent reprendre 12.5% de la même descente de charge

$$A_h = \frac{0.125 N}{\sigma_s} = 27.18 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{14HA16}$$

IX.2.9.2.3 Armatures verticales

Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_s = \frac{0.04 \times 9456.4}{434.78} = 8.69 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{6HA16}$$

IX.2.9.2.4 Armature d'éclatement :

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = \frac{0.1 \times 9456.4}{434.78} = 211.75 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{8HA20}$$

IX.2.10. ETUDE DES FONDATIONS

IX.2.10.1. Etude de la semelle

La largeur : $B = (N - 1) \times L + 2\Phi$

Avec :

N : nombre des files des pieux.

L : la distance entre deux files.

La longueur : $L_s = (N - 1) \times L + 2\Phi$

La hauteur : $Ht \geq L/ 2.5$

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments. Pour que ces moments soient transmis. Il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés. La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX- 13:Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

	Sous la pile	Sous la culée
N	3	3
L (m)	3.6	3.6
B (m)	10.2	10.2
LS (m)	13.8	13.8
Ht (m)	2.5	2.0

IX.2.10.2. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment :

IX.2.10.3. Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau IX- 14 :Nombre de pieux sous la semelle

Cas de la pile	
N_{max} (kN)	45372.425
Q_p (kN)	3569
n_p	11.34310625
On prend	12 pieux de 25 m de profondeur

IX.2.10.4. Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux.

N : effort normal.

M_x, M_y : moments dans les sens x et y.

x, y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau IX.14 – Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	N _{Max} (kN)	N _{min} (kN)	Q _P (kN)
ELS	7 750	1 270	3569

➤ **Cas de la pile :**

N_{max-els} = 7 750 kN < 8 000 kN ➔ pas de risque de poinçonnement.

N_{min} > 0 ➔ pas de risque de soulèvement.

IX.2.10.5. Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles. Conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} ; h = H - d'$$

L : entraxe entre les pieux.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau IX- 15:La vérification des conditions de la méthode des bielles.

	Cas de la pile
L (m)	3.6
b (m)	0.45
H (m)	2.50
d' (m)	0.1
h (m)	2.4
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.688
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{Arctg} \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right)$ (°)	54.04
Conditions	Vérifiées

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{L - b}{h}$$

Application Numérique :

Cas de la pile :

$$N_{\text{Max-ELS}} = 9456.4 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_a(\text{els}) = \frac{2}{3}f_e = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_{s\text{-ELS}} = 203.63 \text{ cm}^2$$

On prend: **42 HA25** ($A_s = 206.17 \text{ cm}^2$)

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2.5 + 1.2 = 3.7 \text{ m, cas pile.}$$

$$L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ m, cas culés.}$$

Avec :

$$St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 9 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 10 cm (cas de pile).

$$St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 21.30 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 20 cm (cas de culée).

➤ **Pour la semelle sous la pile :**

Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{s1} = A_s/2 = 32.21 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 12\text{HA}20/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 17.5 \text{ cm.}$$

Armatures transversales supérieures :

$$A_{s2} = A_s/3 = 21.48 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 16\text{HA}14/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{s3} = A_s/4 = 16.107 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 12\text{HA}14/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 17.5 \text{ cm.}$$

Armatures latérales :

$$A_{s4} = A_s/10 = 6.44 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 6\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

IX.3.1. Pré-dimensionnement des éléments de la culée :

❖ Mur garde grève

La hauteur du mur garde-grève est celle du tablier, plus les appareils d'appui et des d'appui.

H=4.52 m

Selon le guide SETRA piles et palées 73 l'épaisseur est calculé par :

$$E = \max (0.3 ; H/8) = 0.565 \text{ m} \rightarrow \mathbf{E = 0.6 \text{ m}}$$

Longueur : 11.4 m.

❖ Mur frontal

Hauteur : $H_f = 9.83 - 4.23 = \mathbf{2.68 \text{ m}}$

L'épaisseur : $E_f = \mathbf{2.4 \text{ m}}$

❖ La semelle

Épaisseur : **2 m.**

Largeur : **13.2m.**

Longueur : **10.2 m.**

Béton de propreté : **0.10 m.**

❖ Mur en retour :

Le mur en retour a une épaisseur constante égale à 0,60 m. Il a une longueur de 7.8 m et une hauteur de 9.83 m, celle de la culée.

IX.3.2. Evaluation Des Efforts

❖ Coefficient de poussée K_{ad}

Selon le RPOA 2008, le coefficient de poussée dynamique active peut être calculé selon la formule de Mononobe-Okabe.

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\sin\varphi \cdot \frac{\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]}$$

Avec :

φ : angle de frottement interne ($\varphi = 30^\circ$)

θ : angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \arctg\left(\frac{kh}{1+kv}\right)$

Effort sismique horizontal : $F_h = k_h \cdot G$ Avec $k_h = A$.

Effort sismique vertical : $F_v = (1 \pm k_v) \cdot G$ Avec $k_v = 0.3 A$.

On fait les calculs pour les trois cas :

- 1^{er} cas : cas normal sans séisme.
- 2^{ème} cas : séisme horizontal + vertical vers le haut.
- 3^{ème} cas : séisme horizontal + vertical vers le bas.

Action du séisme	Kh	kv	θ (°)	kad
Condition normale	0	0	0	0.33
Séisme « horizontal ; 1+kv »	0.25	0.075	13.09	0.46
Séisme « horizontal ; 1-kv »	0.25	-0.075	15.12	0.48

Tableau IX- 16 Coefficient de pondération

IX.3.3. Détermination des sollicitations

Désignation	Condition	P(KN)	P*Kh	Efforts vertical (KN)	Bras de levier « H » (m)	Bras de levier « V » (m)	Moment renversant MR (KN,m)	Moment stabilisant MS (KN,m)
Semelle	CN	7038	0	7038	0	1	0	0
	CS 1	7038	1759.5	7565.85	0	1	1759.5	0
	CS 2	7038	1759.5	6510.15	0	1	1759.5	0
Mur frontal	CN	3561.60	0	3561.6	1.35	4.65	4808.16	0
	CS 1	3561.60	890.4	3828.72	1.35	4.65	5168.772	4140.36
	CS 2	3561.60	890.4	3294.48	1.35	4.65	4447.548	4140.36
Mur retour	CN	816	0	816	2.72	7.41	0	2219.52
	CS 1	816	204	877.2	2.72	7.41	1511.64	2385.984
	CS 2	816	204	754.8	2.72	7.41	1511.64	2053.056
Mur garde grève	CN	759.36	0	759.36	0.19	9.71	144.2784	0
	CS 1	759.36	189.84	816.312	0.19	9.71	155.09928	1843.3464
	CS 2	759.36	189.84	702.408	0.19	9.71	133.45752	1843.3464
Poids des Remblais	CN	9787.39	0	9787.392	4.04	4.9	0	39541.064
	CS 1	9787.39	2446.85	10521.4464	4.04	4.9	11989.555	42506.643
	CS 2	9787.39	2446.85	9053.3376	4.04	4.9	11989.555	36575.484
Poussée des terres	CN	3021.06 64	0	3021.06641 8	/	3.97	11983.563	/
	CS 1	4211.18 35	4527.022	/	/	3.97	17957.188	/
	CS 2	4394.27 84	4064.708	/	/	3.97	16123.34	/

Poids des surcharges 10 KN/m2	CN	571.2	0	571.2	4.33	7.84	0	2473.296
	CS 1	571.2	142.8	614.04	4.33	7.84	1119.552	2658.7932
	CS 2	571.2	142.8	528.36	4.33	7.84	1119.552	2287.7988
Poussée des surcharges 10 KN/m2	CN	440.1936	0	440.1936	/	5.96	2623.5539	/
	CS 1	613.6032	688.303	/	/	5.96	4102.2842	/
	CS 2	640.2816	592.26	/	/	5.96	3529.8725	/

Tableau IX- 17 les sollicitations agissant sur la culée

IX.3.4. Les efforts due aux charges verticales totales

		P*Kh	P*(1+-Kv)	/	/	Mr	Ms
Total des efforts	CN	0	22533.552	/	/	4952.4384	44233.88
	CS 1	5633.39	24223.5684	/	/	21704.118	53535.127
	CS 2	5633.388	20843.5356	/	/	20961.253	46900.045

Tableau IX- 18 Les efforts due aux charges verticales totales

IX.3.5. Les efforts due aux poussées horizontales totales

		P*Kh	P*(1+-Kv)	/	/	Mr	Ms
Total des efforts	CN	0	3461.26	/	/	14607.117	/
	CS 1	5215.324973	/	/	/	22059.472	/
	CS 2	5034.560026	/	/	/	19653.212	/

Tableau IX- 19 Les efforts due aux poussées horizontales totales

IX.3.6. Vérifications de stabilité

Puisque la culée est sur pieux on ne fait pas des vérifications de stabilité.

IX.3.7. Ferrailage de la culée :

❖ Mur garde grève :

Le mur garde-grève est principalement soumis à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres
- Poussée de la surcharge de remblai
- Effort de freinage

❖ Poussée des terres :

Le moment est : $M_{pt} = P \times H / 3$ avec $P = 0.5 \times \gamma r \times h^2 \times K_a$

Donc : $P = 1/2 \times 0.34 \times 18 \times 4.52^2 \times 1 = 62.52 \text{ KN}$

$M_{ser} = M_{pt} = 62.52 \times 4.52/3 = 94.2 \text{ KN.m/ml}$

$$M_u = 1.35 \times M_{ser} = 1.35 \times 3.72 = 127.17 \text{ KN.m/ml}$$

❖ Moment dû à la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule roue d'une charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \rho = \text{coefficient de pondération}$$

$$\mu = 1.6 \text{ à ELU et } 1.2 \text{ à ELS}$$

P : charge d'une roue du convoi roulant, P = 125 kN.

h : Hauteur du mur.

Résultats :

$$M_{f-els} = 122.2 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{f-elU} = 195.6 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

La norme relative à l'ouvrage d'art prescrive une surcharge à l'arrière d'une culée de pont rail de 3.6 t/m^2 pour un essieu de 25t, il est réparti sur une largeur de 2.8 m avec une diffusion de 45° sur une épaisseur de 0.6 m de ballast.

$$Q = q \times K_a \times h = 36 \times 0.34 \times 4.52 = 54.18 \text{ KN kN/ml}$$

$$M = (Q \times h) / 2 = (54.18 \times 4.52) / 2 = 122.44 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Combinaisons d'actions :

$$\text{A l'ELU : } 1.35 M_G + 1.45 M_Q = 1.35 \times 94.2 + 1.45 \times (195.6 + 122.44)$$

$$M_{ELU} = 333.07 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } M_G + M_Q = 11.15 + (19.56 + 12.24)$$

$$M_{ELS} = 236.2 \text{ KN.m/ml}$$

IX.3.8. Le ferrailage

On utilise le ROBOT EXPERT en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$.

- Ferrailage principal (côté du remblai) : $A_s = 18.9 \text{ cm}^2$; Soit : 7HA20/ml, avec $e = 15 \text{ cm}$.

- Armatures de construction (côté du tablier) : $A_s' = A_s/3 = 6.3 \text{ cm}^2$; Soit : 7HA12/ml, avec $e = 20 \text{ cm}$.

- Ferrailage transversal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : 7HA10/ml

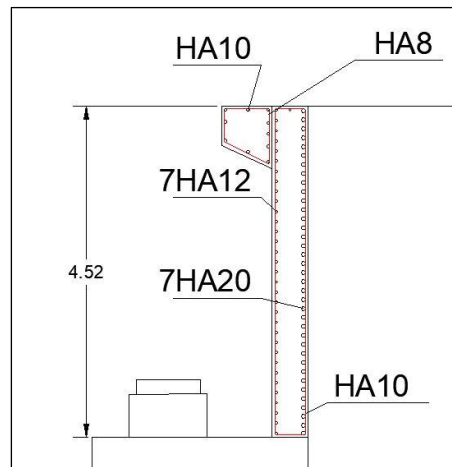


Figure IX- 4 Ferrailage de mur garde grève

➤ **Mur frontal**

❖ **Evaluation des efforts**

Désig	H(KN)	V(KN)	Bl/x(m)	Bl/y (m)	MR	MS
Mur frontal	/	3561.60	0.50	2.65	/	9438.24
M GG	/	759.36	1.36	7.71	/	1032.73
M en retour	/	816.00	4.59	5.44	/	3745.44
Poids des terres	/	9787.39	4.04	4.92		39541.06
Poussée des terres	3021.07	/	/	3.28	9909.10	/
Surcharges sur remblais	/	571.20	2.89	4.60	/	1650.77
Poussée des surcharges	440.19	/	/	5.96	2623.55	/
Réaction du tablier	/	9397.00	0.00	5.60	/	/
Total	3461.26	24892.55	/	/	12532.65	55408.24

Tableau IX- 20 Les efforts agissant sur le mur frontal

❖ Le ferrailage se fait en flexion composée tel que :

$$N = 2109.54 \text{ KN/ml}$$

$$M = 3633.52 \text{ KN.m/ml}$$

Ce qui donne un ferrailage principal : $A_s = 29.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ HA } 25 \text{ /ml}$ avec $e = 11 \text{ cm}$.

Ferrailage transversale : $A_{st} = A_s/3 = 9.78 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ HA } 14 \text{ /ml}$ avec $e = 20 \text{ cm}$.

➤ **Mur en retour**

Le mur en retour est sollicité par des charges verticales et horizontales :

- Son poids propre.
- Poids des terres des remblais.
- Les charges complémentaires.
- Poids des surcharges.

Utilisant le logiciel ROBOT :

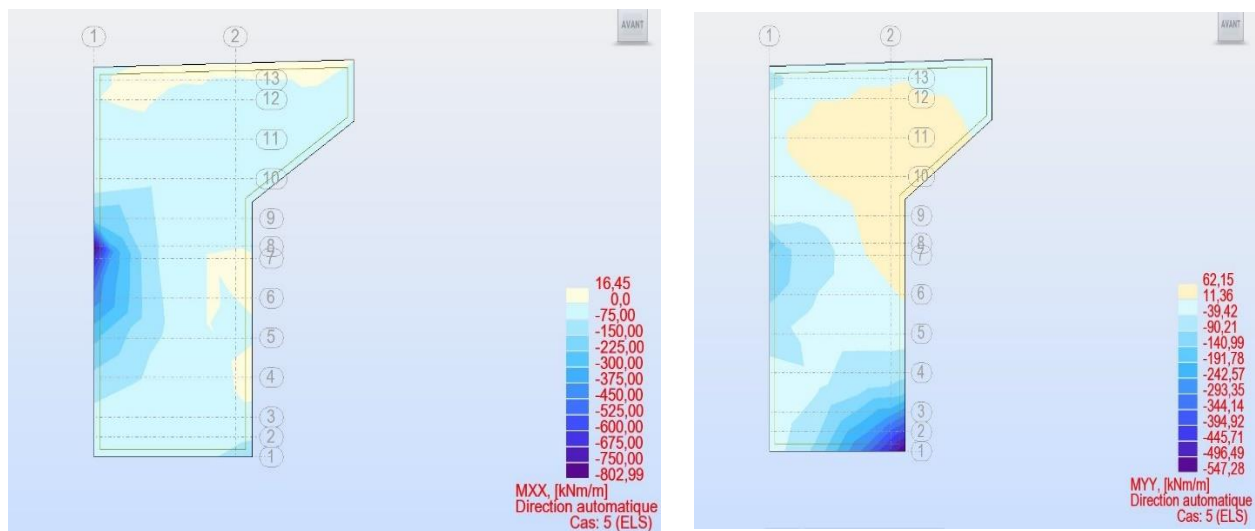


Figure IX- 5 : Modèle de calcul de mur en retour

$M_{yy} = 351 \text{ KN.m/ml} \rightarrow A_s = 28.6 \text{ cm}^2$ dans le sens vertical.

$M_{xx} = 450 \text{ KN.m/ml} \rightarrow A_s = 37.2 \text{ cm}^2$ dans le sens horizontal.

❖ **Ferraillage du mur en retour**

❖ **Tableau IX- 21 : Ferraillage de mue en retour**

Armatures	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	N / Ø	e (cm)
Armature vertical	28.6	6HA25	15
Armature de construction	9.53	7HA14	20
Armature horizontal	37.2	8HA25	10
Armature de construction	12.4	9HA14	15

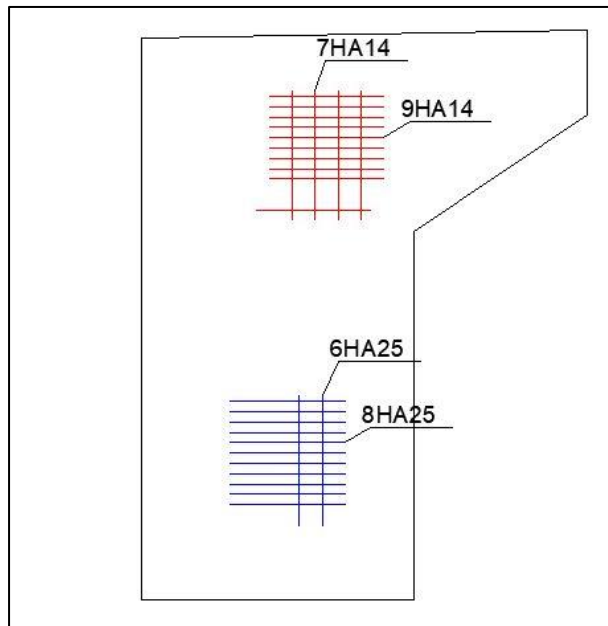


Figure IX- 6 Ferrailage mur en retour

➤ **Semelle**

Evaluation des efforts :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Tableau IX- 22 :Effort agissant sur la semelle

Cas	H(t/ml)	N(t/ml)	Ms-Mr (t.m/ml)
C.N	3461.26	23471.16	22134.51
Cas sismique 01	1047,12	2875,23	4471.6041
Cas sismique 02	976,87	2571,75	1366.62

➤ **Nombre des pieux :**

$$n = \frac{\text{Effort normal}}{\text{Capacité portante de pieux}} = \frac{22533.56}{2727.09} = 8.26$$

Donc on prend 12 pieux

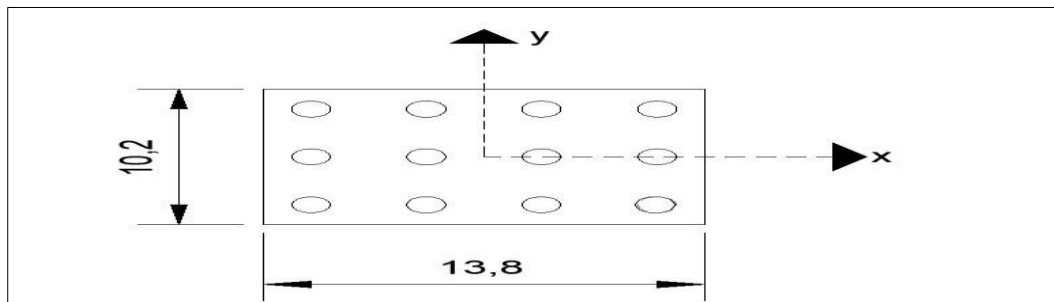


Figure IX- 7: l'emplacement des pieux de la semelle de la culee

On calcul les efforts normaux dans les conditions normales et sismique.

$$R_{\max} = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum y^2}$$

$$R_{\min} = \frac{N}{n} - \frac{M_x y_i}{\sum y^2}$$

Tableau IX- 23: les réactions dans chaque cas

Cas	Rmax	Rmin
C.N	2639.35	1021.05
Cas sismique 01	2357.92	1679.34
Cas sismique 02	1955.21	1518.71

❖ Les vérifications :

Soulèvement :

$R_{\min} > 0$ Donc la condition est vérifiée.

Poinçonnement :

$R_{\max} < \text{capacité portance de pieu}$

2639.35 KN < 2727.09 KN Donc la condition est vérifiée.

❖ **Ferraillage :**

	Cas de la culée
L (m)	3.6
b (m)	2.4
H (m)	2.00
d' (m)	0.1
h (m)	2
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{Arctg} \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) (^{\circ})$	59.03
Conditions	Non vérifiées

Puisque $\alpha > 55^{\circ} \rightarrow$ la méthode des bielles n'est pas applicable.

Armatures transversale inférieures :

$$A_{S_{\text{ser}}} = \frac{M_{\text{ser}}}{z\sigma_s} = 115.78 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L)

telle que : $L = h + \varphi_{\text{pieu}} = 200 + 120 = 320 \text{ cm}$

$$\text{Donc } A_s/\text{ml} = \frac{A_{\text{ser}}}{L} = 38.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des barres :**

$A_s = 38.6 \text{ cm}^2$ on va prend **8 HA25 e = 12 cm**

❖ **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_L = \frac{A_s}{3} = 12.86 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ HA } 16 \text{ avec } e = 14 \text{ cm.}$$

La section totale : $A_s = 6.85 \times = 96.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 48 \text{ HA } 16$

❖ **Espacement St :**

$$St = \frac{1.2 + 2 - 0.1}{24 - 1} = 14 \text{ cm}$$

Armatures de construction (nappe supérieure) :

❖ **Transversale :**

$$A_t = \frac{A_s}{3} = 12.86 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_{\text{ser}} / 3 = 12.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 7 \text{ HA } 16 \text{ avec } e = 13 \text{ cm.}$

La section totale : $A_s = 13.85 \times 12.85 = 194.718 \text{ cm}^2 \rightarrow 99 \text{ HA } 16$

❖ **Longitudinale :**

Soit HA 14 avec $e = 14 \text{ cm}$.

❖ **Latérale :**

$A_L = \frac{A_s}{10} = 3.86 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ HA } 12 \text{ avec } e = 26 \text{ cm}$.

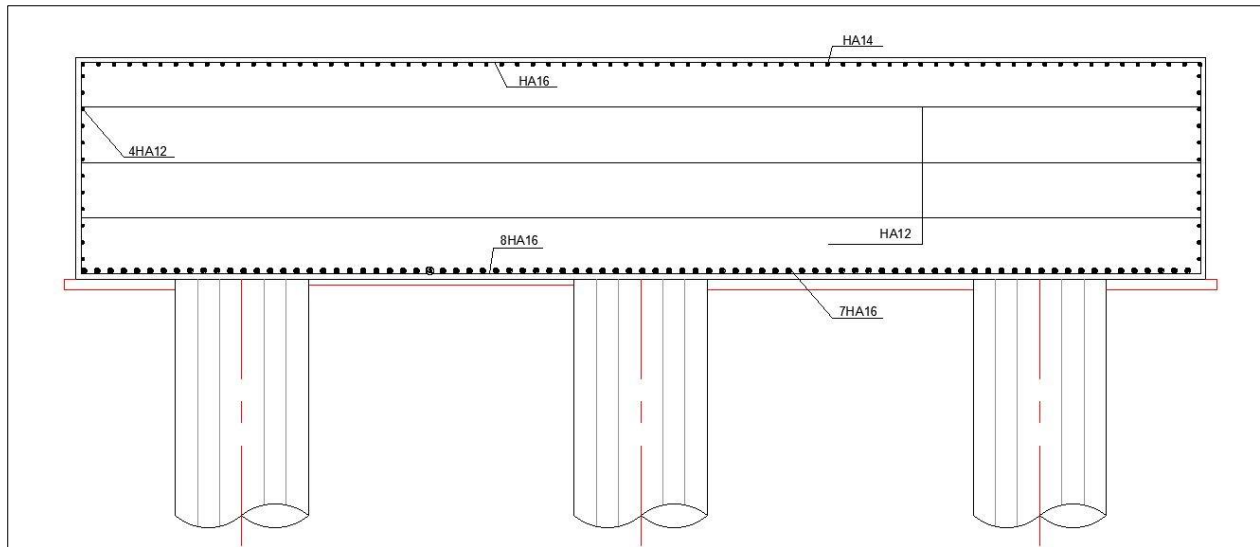
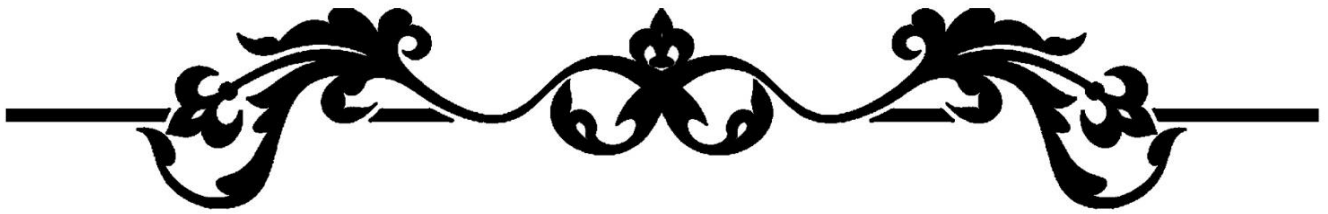


Figure IX- 8 Ferrailage de la semelle



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études représente une excellente synthèse de l'ensemble des connaissances acquises au cours de notre cursus à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Cette étude nous a permis de mettre en pratique les notions fondamentales de conception et de prédimensionnement des structures particulières, telles que les ponts mixte bipoutre, sur un cas réel.

La conception d'un projet nécessite réflexion, bon sens et une connaissance approfondie des bases et des méthodes d'exécution. La modélisation et le dimensionnement demandent une maîtrise des principes de calcul des structures, obtenue grâce à la consultation de diverses références bibliographiques, à la connaissance des réglementations en vigueur, et à l'utilisation de logiciels de calcul. Le choix d'un bon encadreur est également crucial.

Notre projet nous a également permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer les réglementations (BAEL, RPOA, Eurocodes, etc.), et de nous familiariser avec des logiciels tels qu'AUTOCAD, Robot, et MIDAS, ainsi que Microsoft Office.

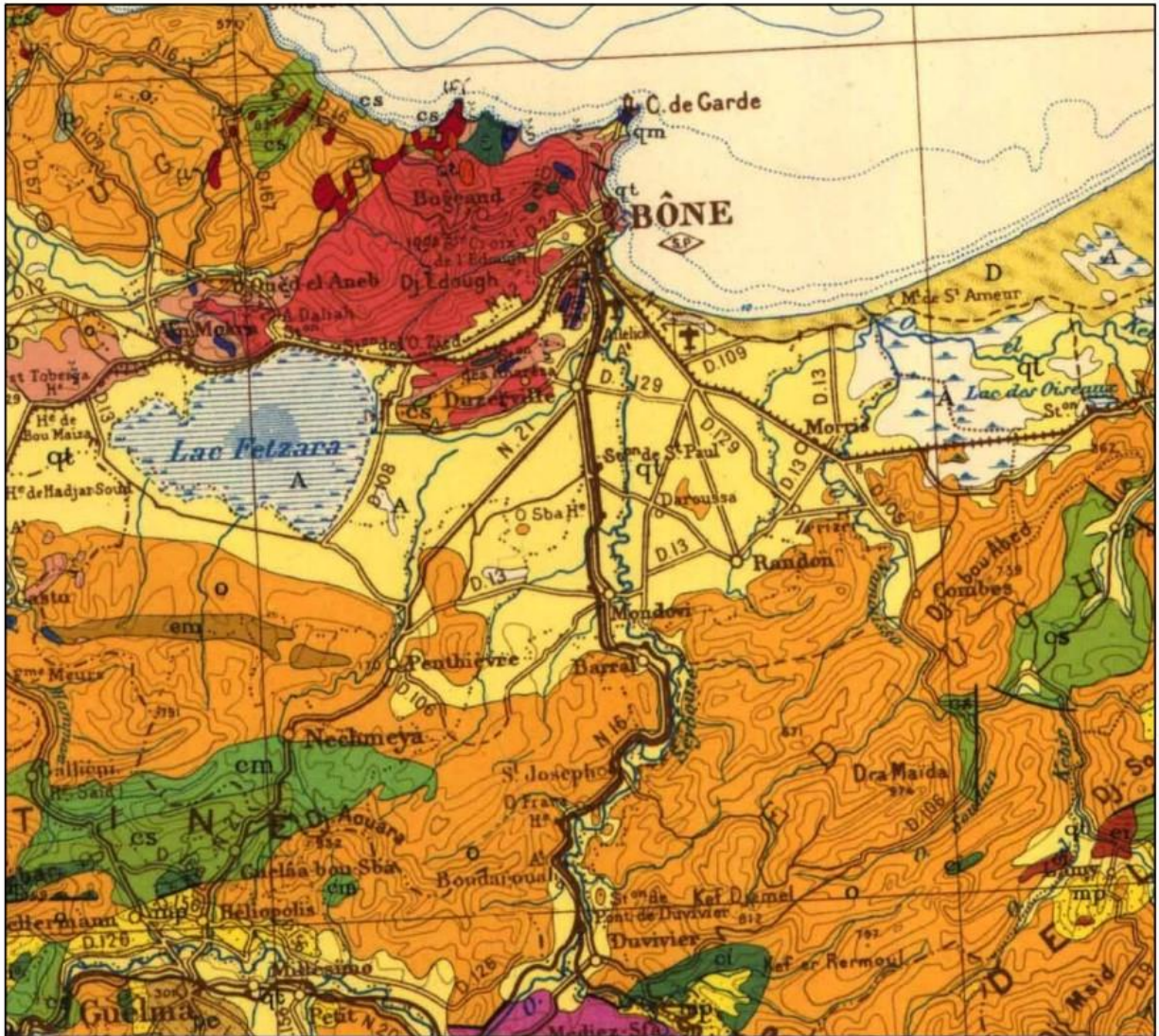
Enfin, la formation d'un bon ingénieur repose sur trois piliers : des enseignants compétents, des ressources documentaires de qualité, et des étudiants studieux, diligents et curieux.



ANNEXE



ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES



A	Alluvions actuelles: lacs, marécages, deltas, chotts, sebkhas, limons et croûtes gypse-salines	cs, cas	cs Crétacé supérieur marin
D	Dunes récentes	esm	esm Crétacé supérieur continental
qt	Quaternaire continental: alluvions, regs, terrasses	em, et, em	em Crétacé moyen (marin ou lagunaire) divisé éventuellement en - et Turonien en Cénomaniens
oa	Aquitaniens continentaux (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)	cs, cas	(Africain ou Berridjien) crétacé inférieur
oc	Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Eocène sup ^r continental)	cs, cas	cs Crétacé supérieur continental
o	Oligocène marin incluant localement l'Eocène supérieur	cs, cas	cs Crétacé supérieur continental
em	Eocène moyen marin	cs, cas	cs Crétacé supérieur continental
ec	ec Eocène moyen et inférieur continental	cs, cas	cs Crétacé supérieur continental
ei	Eocène inférieur marin	cs, cas	cs Crétacé supérieur continental
		t	Trias marin ou lagunaire

Figure A- 1 : Extrait de la carte géologique de L'Algérie au 1/500000ème, couvrant le tracé

ANNEXE

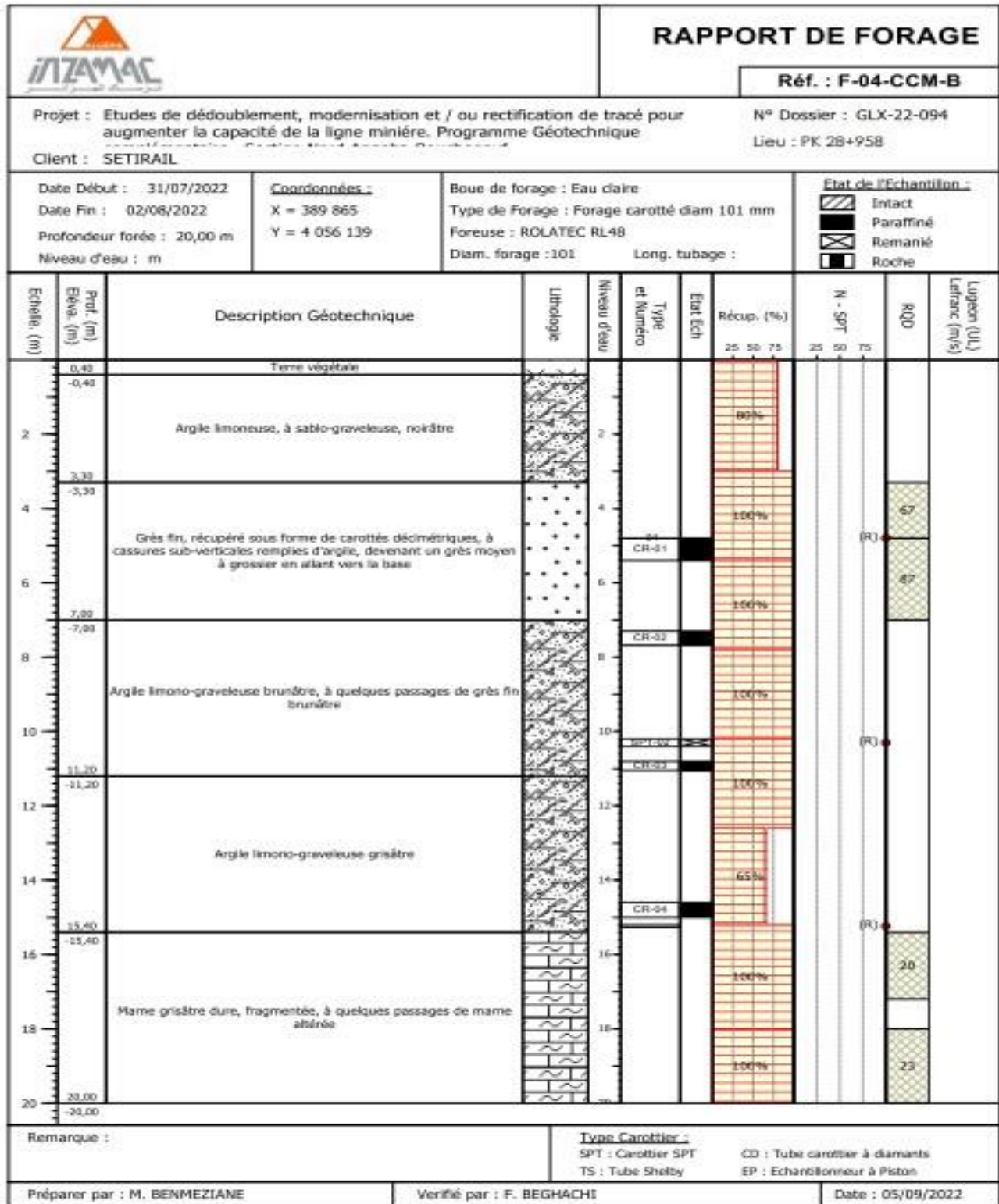


Figure A- 2 : Rapport de forage.

ANNEXE

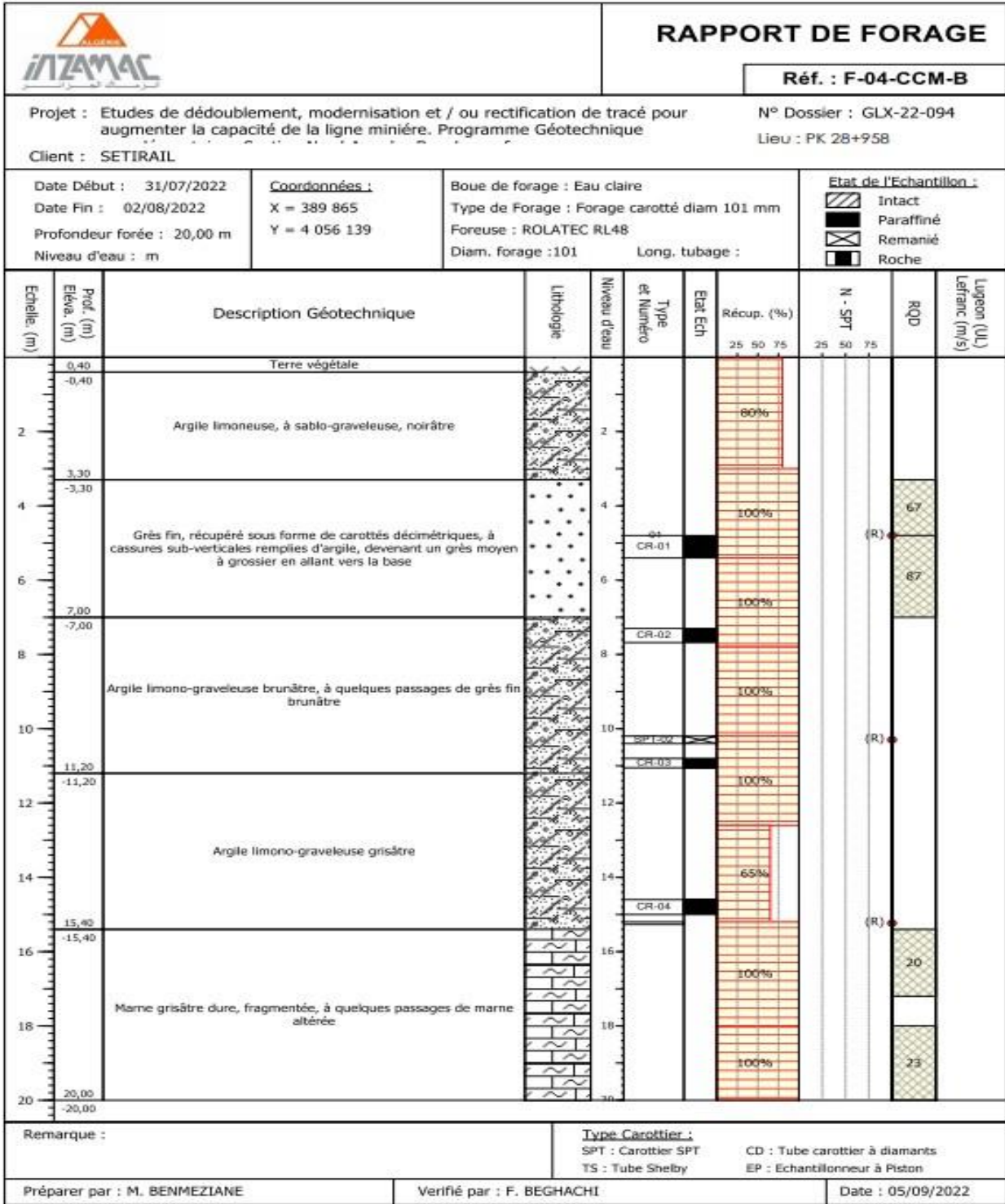


Figure A- 3 : Rapport de forage.

ANNEXE B

Devis estimatif et quantitatif

ANNEXE

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Exécution des pieux Ø 1200mm	ML	2 400.00	20 000.00	48 000 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7 200.00	2 500.00	18 000 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96.00	50 000.00	4 800 000.00
1.4	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	400 000.00	400 000.00
1.5	Recepape des pieux	U	96.00	25 000.00	2 400 000.00
TOTAL (Poste 1)					73 600 000.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	85.00	10 500.00	1 275 000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	2 120.00	15 000.00	31 800 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	2 858.00	17 000.00	48 586 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	500.00	17 000.00	8 500 000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	2 423.00	30 000.00	72 690 000.00
TOTAL (Poste 2)					162 851 000.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	715.00	160 000.00	114 400 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	505.00	160 000.00	80 800 000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	141.00	490 000.00	69 090 000.00
TOTAL (Poste 3)					264 290 000.00
TOTAL HORS TAXES					500 741 000.00
T V A 19 %					95 140 790.00
TOTAL EN TTC					595 881 790.00

Figure B- 1 Devis estimatif et quantitatif de la variante 01 (Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP)).

ANNEXE

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Exécution des pieux Ø 1200mm	ML	1 050.00	20 000.00	17 199 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3 150.00	2 500.00	7 875 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	42.00	45 000.00	1 890 000.00
1.4	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	400 000.00	400 000.00
1.5	Recepape des pieux	U	42.00	25 000.00	1 050 000.00
TOTAL (Poste 1)					28 414 000.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	85.00	56.00	10 500.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	2 120.00	1 400.00	15 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	2 858.00	715.00	16 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	500.00	460.00	16 000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	2 423.00	3 640.00	40 000.00
TOTAL (Poste 2)					185 988 000.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	330.00	180 000.00	59 400 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	800.00	180 000.00	144 000 000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	291.00	490 000.00	142 590 000.00
TOTAL (Poste 3)					345 990 000.00
TOTAL HORS TAXES				560 392 000.00	
T V A 19 %				106 474 480.00	
TOTAL EN TTC				666 866 480.00	

Figure B- 2 Devis estimatif et quantitatif de la variante 02 (Pont Voussoirs)).

ANNEXE

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Exécution des pieux Ø 1200mm	ML	1 200.00	20 000.00	19 656 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3 600.00	2 500.00	9 000 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	60.00	50 000.00	3 000 000.00
1.4	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	400 000.00	400 000.00
1.5	Recepape des pieux	U	60.00	25 000.00	1 500 000.00
TOTAL (Poste 1)					33 556 000.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	70.00	10 500.00	735 000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 630.00	15 000.00	24 450 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	1 560.00	16 000.00	24 960 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	420.00	16 000.00	6 720 000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	780.00	30 000.00	23 400 000.00
TOTAL (Poste 2)					80 265 000.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	460.00	160 000.00	73 600 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	171.00	160 000.00	27 360 000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	754	460 000.00	346 840 000.00
TOTAL (Poste 3)					447 800 000.00
TOTAL HORS TAXES					561 621 000.00
T V A 19 %					106 707 990.00
TOTAL EN TTC					668 328 990.00

Figure B- 3 Devis estimatif et quantitatif de la variante 03 (Pont mixte bipoutre).

ANNEXE

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Exécution des pieux Ø 1200mm	ML	1 200.00	20 000.00	48 000 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3 600.00	2 500.00	18 000 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	60.00	50 000.00	4 800 000.00
1.4	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	400 000.00	400 000.00
1.5	Recepape des pieux	U	60.00	25 000.00	2 400 000.00
TOTAL (Poste 1)					37 900 000.00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	72.00	10 500.00	756 000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 630.00	15 000.00	24 450 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	1 130.00	17 000.00	19 210 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	440.00	17 000.00	7 480 000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	780.00	30 000.00	23 400 000.00
TOTAL (Poste 2)					75 296 000.00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	400.00	160 000.00	64 000 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	172.00	160 000.00	27 520 000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	882	460 000.00	405 720 000.00
TOTAL (Poste 3)					497 240 000.00
TOTAL HORS TAXES					610 436 000.00
T V A 19 %					115 982 840.00
TOTAL EN TTC					726 418 840.00

Figure B- 4 Devis estimatif et quantitatif de la variante 04 (Pont mixte multi-poutre).

ANNEXE C

Modélisation Avec Logiciel Midas Civil

Définition des matériaux :

Figure C-1:Matériaux pour l'acier

Figure C-2:Matériaux pour le béton

Définir le tablier du pont :

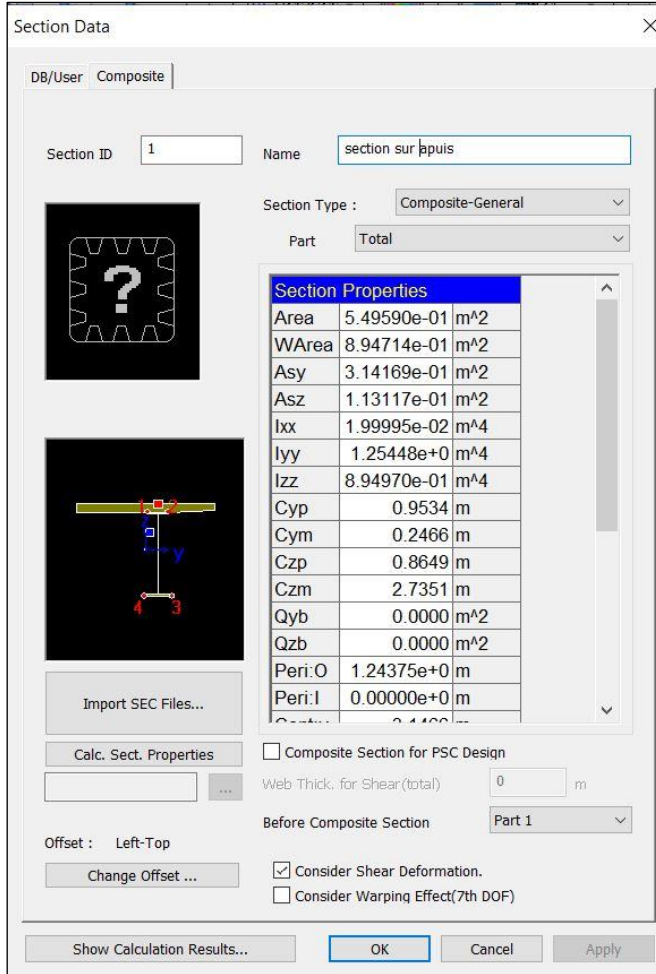


Figure C-3: Section transversale PRS sur appuis

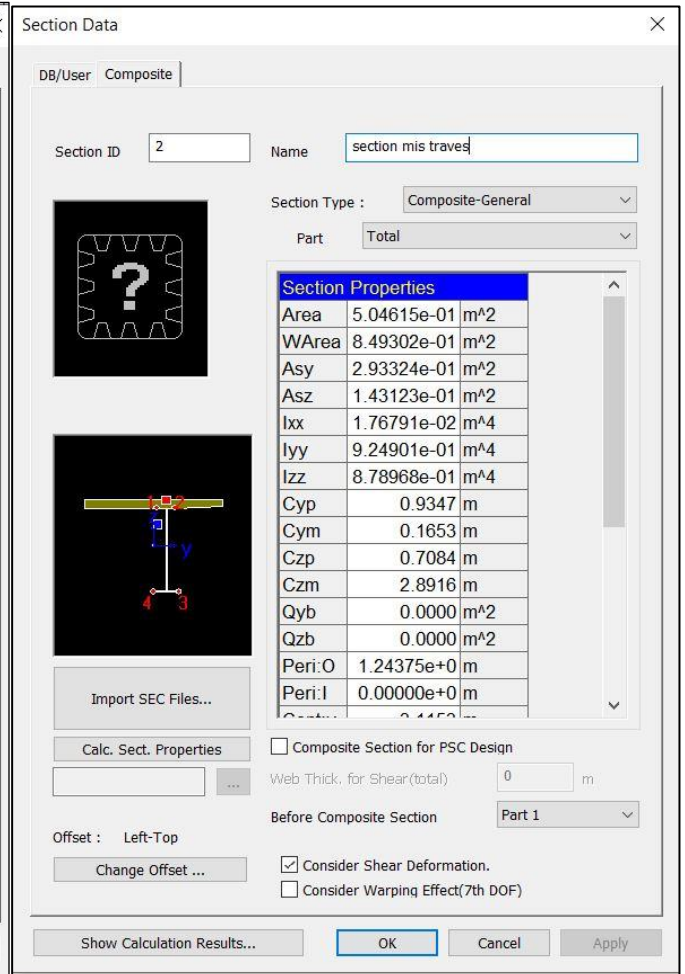


Figure C-4: Section transversale PRS mis traves

Définition des entretoises et les raidisseurs:

Section Data

DB/User

Section ID: 5 I-Section

Name: HEB 800 User DB UNI

Sect. Name: HEB800

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	0.8	m
B1	0.3	m
tw	0.0175	m
tf1	0.033	m
B2	0	m
tf2	0	m
r1	0.03	m
r2	0	m

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figure C-5: Section transversale HEB 800

Section Data

DB/User

Section ID: 6 I-Section

Name: HEB1000 User DB UNI

Sect. Name: HEB1000

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

H	1	m
B1	0.3	m
tw	0.019	m
tf1	0.036	m
B2	0	m
tf2	0	m
r1	0.03	m
r2	0	m

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Center

Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figure C-6: Section transversale HEB 1000

Section Data

DB/User

Section ID: 8 Channel

Name: UPN240 User DB UNI

Sect. Name: UPN240 Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US) Sect. Name:

H	0.24	m
B1	0.085	m
tw	0.0095	m
tf1	0.013	m
B2	0.085	m
tf2	0.013	m
r1	0.013	m
r2	0	m

Offset: Center-Bottom Consider Shear Deformation. Consider Warping Effect(7th DOF)

Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

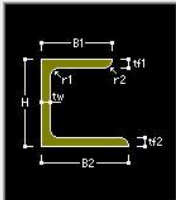
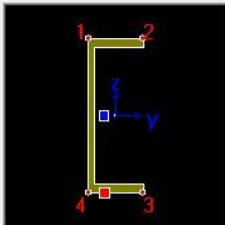



Figure C-6: Section transversale UPN 240

IX.3.1 Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons:

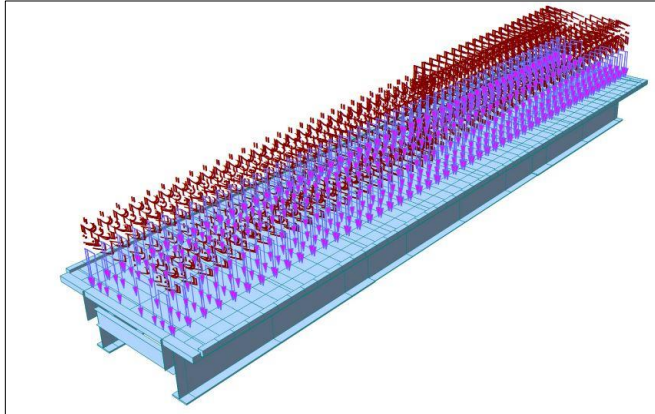
Pour bien analyser le tablier, nous avons besoin des combinaisons d'actions dans l'État Limite Ultime (ELU) ainsi que dans l'État Limite de Service (ELS). Pour les définir, il est nécessaire de commencer par noter les charges requises dans l'étude.

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues aux :

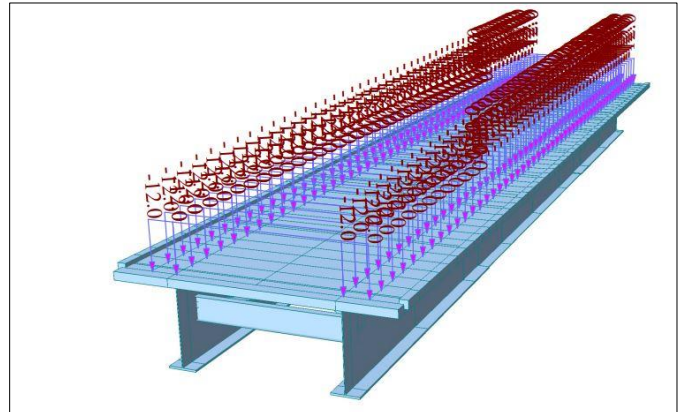
- Poids propre PP ;
- Charges supplémentaires CCP ;
- Surcharges

Exemple :

Les charges linéaires :



**Figure C-7: Exemple de charge linéaire)
(rails et traverses)**



**Figure C-8: Exemple de charge linéaire)
(Ballast)**

Les charges roulantes : Les charges (LM71, SW2, Train à vide) sont appliquées suivant la ligne de circulation qui a été définie en relation avec l'axe de la voie :

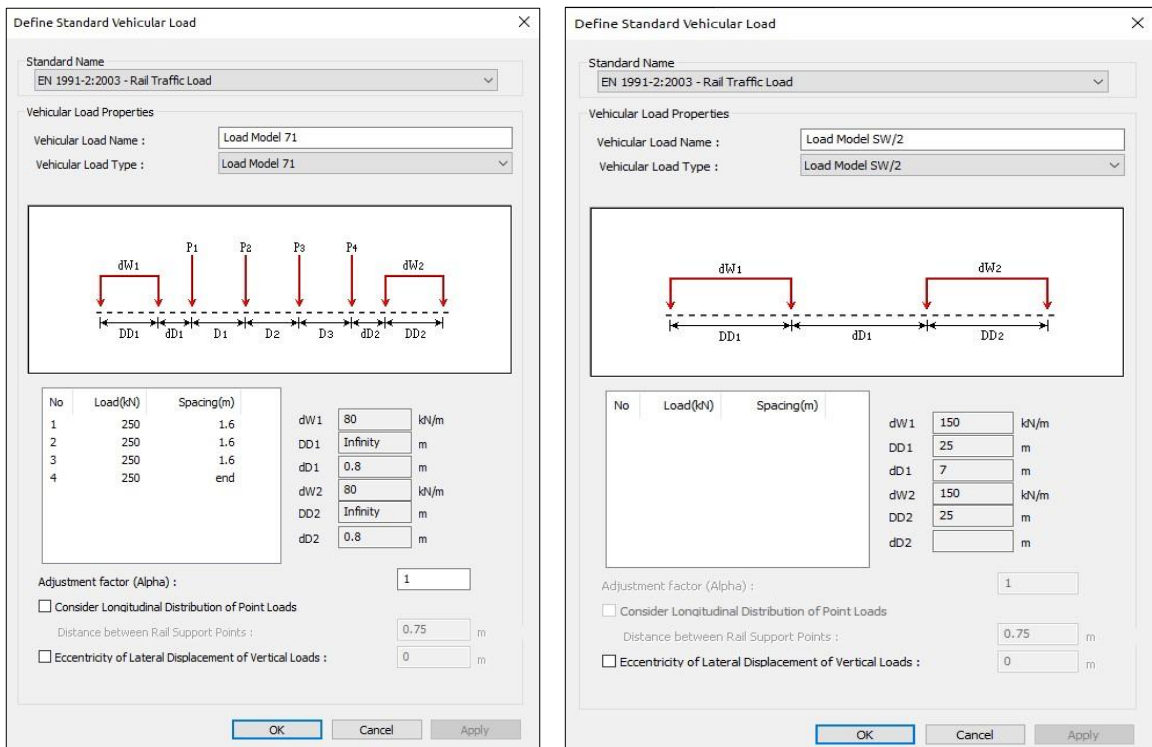


Figure C-9: affectation de la charge LM71 et SW2

ANNEXE

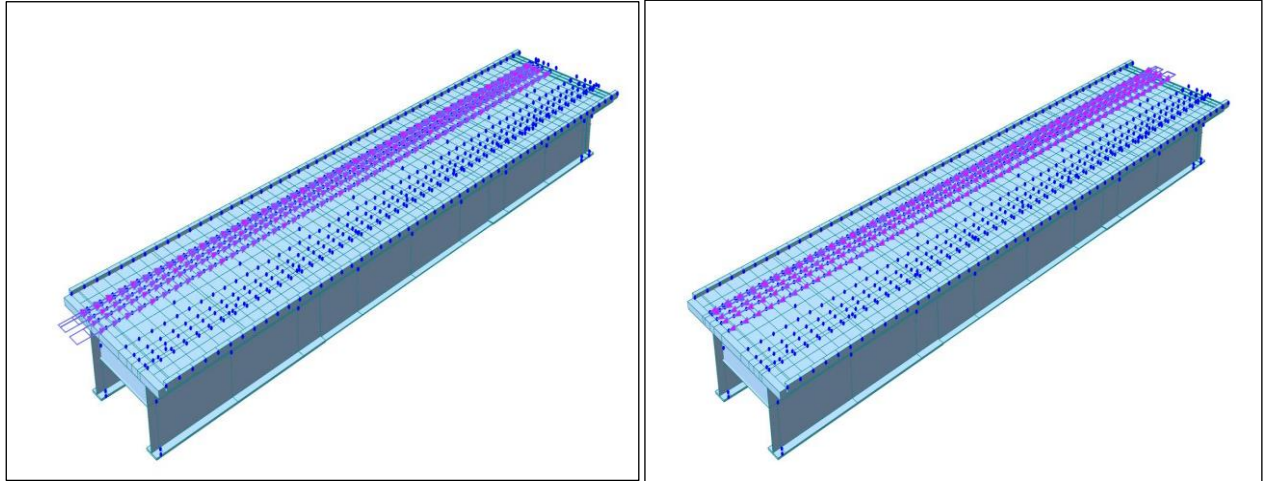


Figure C-10: Force de démarrage et de freinage pour la voie 1

Résultats obtenus :

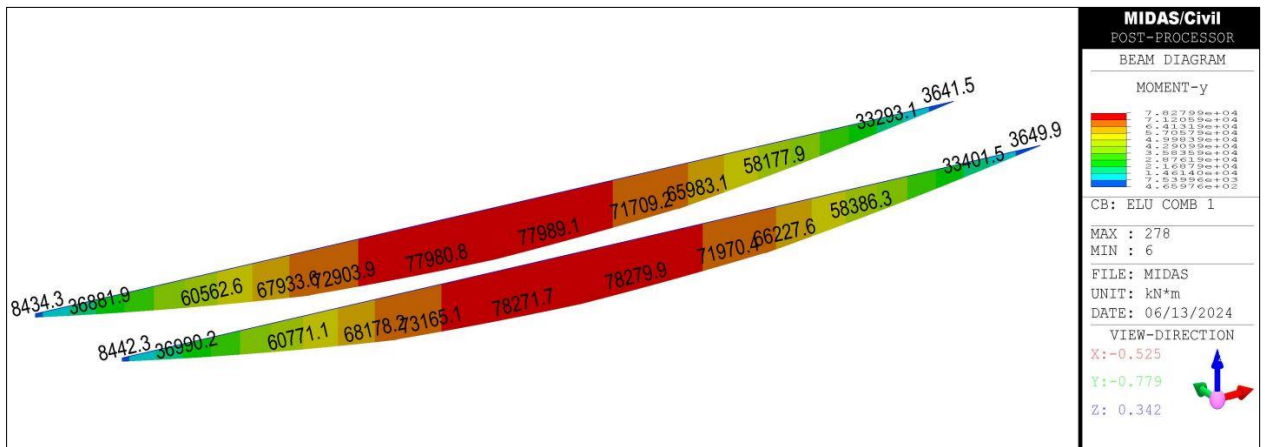


Figure C-11: Moment fléchissant longitudinal ELU COMB 1

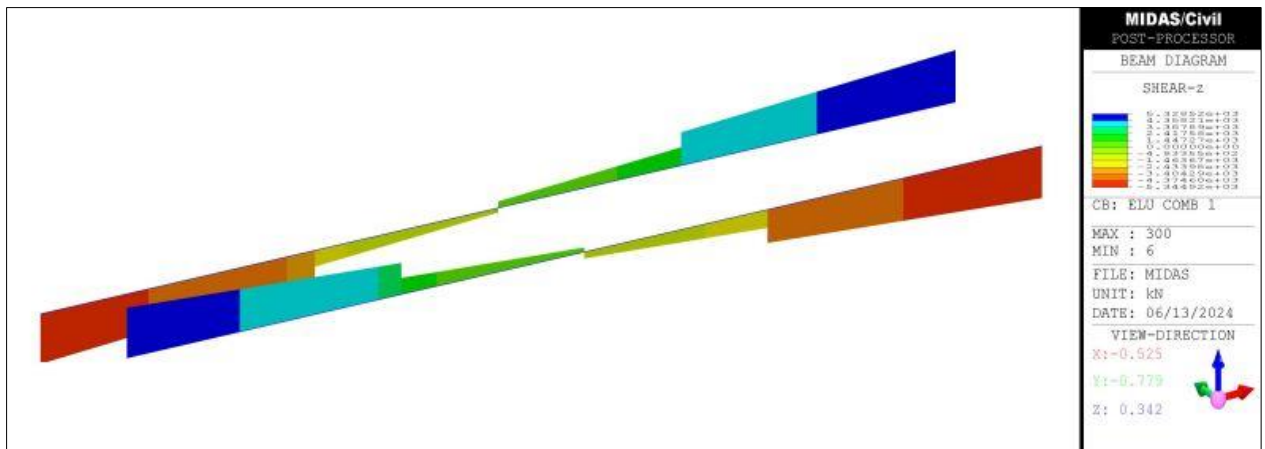


Figure C-12: Effort tranchant ELU COMB 1

ANNEXE

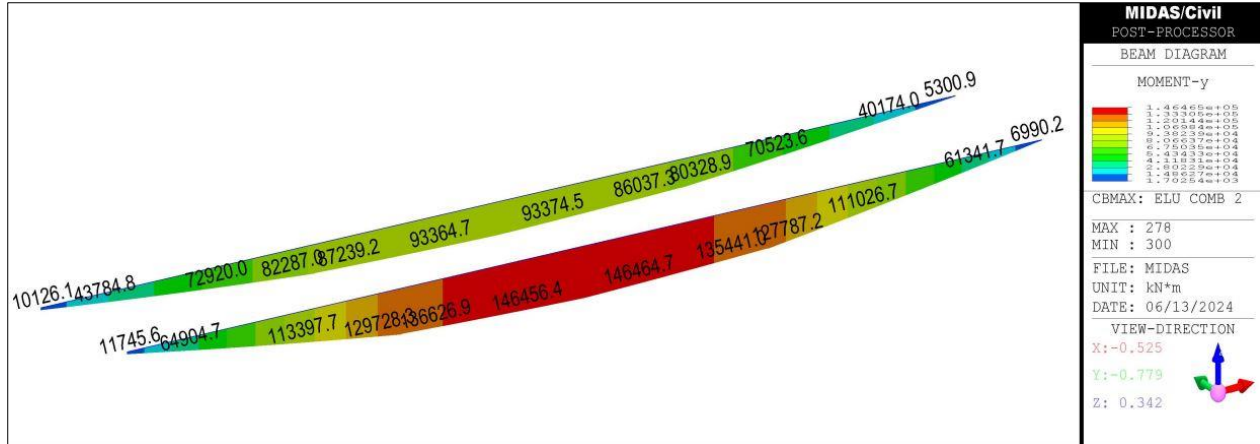


Figure C-13: Moment fléchissant longitudinal ELU COMB 2

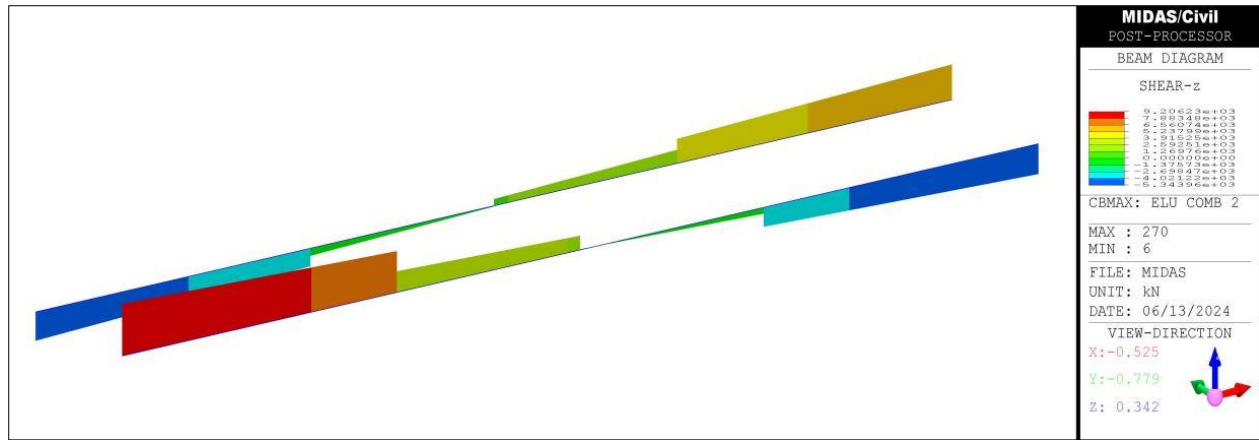


Figure C-14: Effort tranchant ELU COMB 2

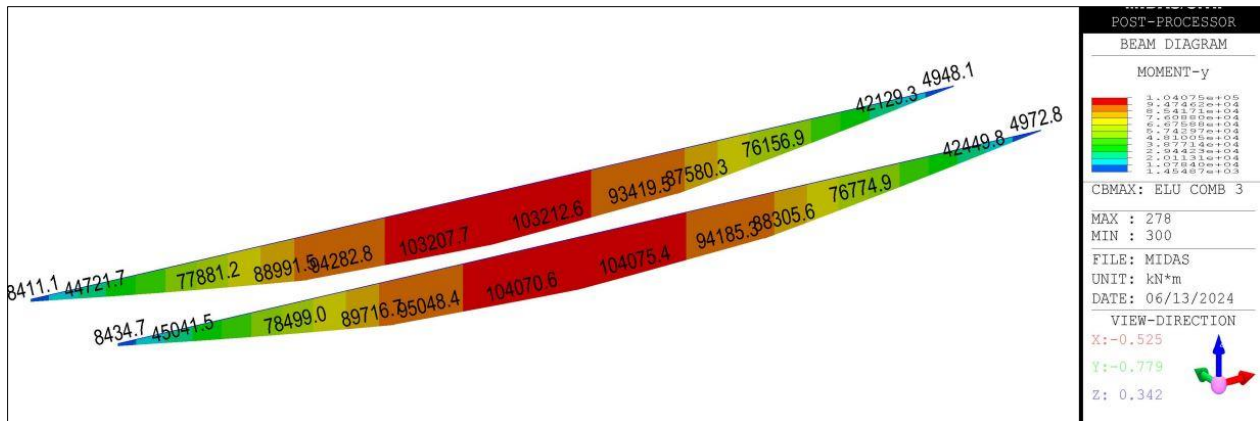


Figure C-15: Moment fléchissant longitudinal ELU COMB 3

ANNEXE

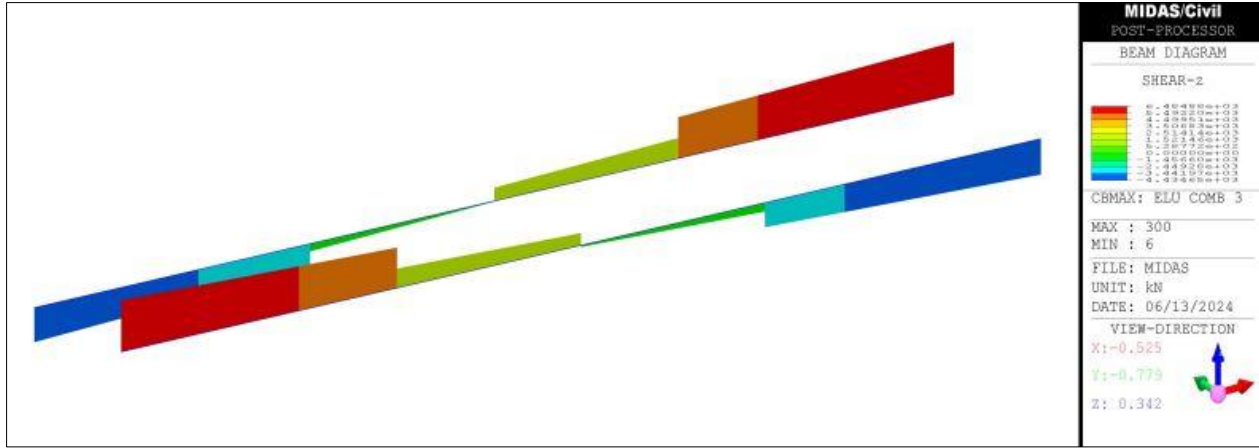


Figure C-16: Effort tranchant ELU COMB 3

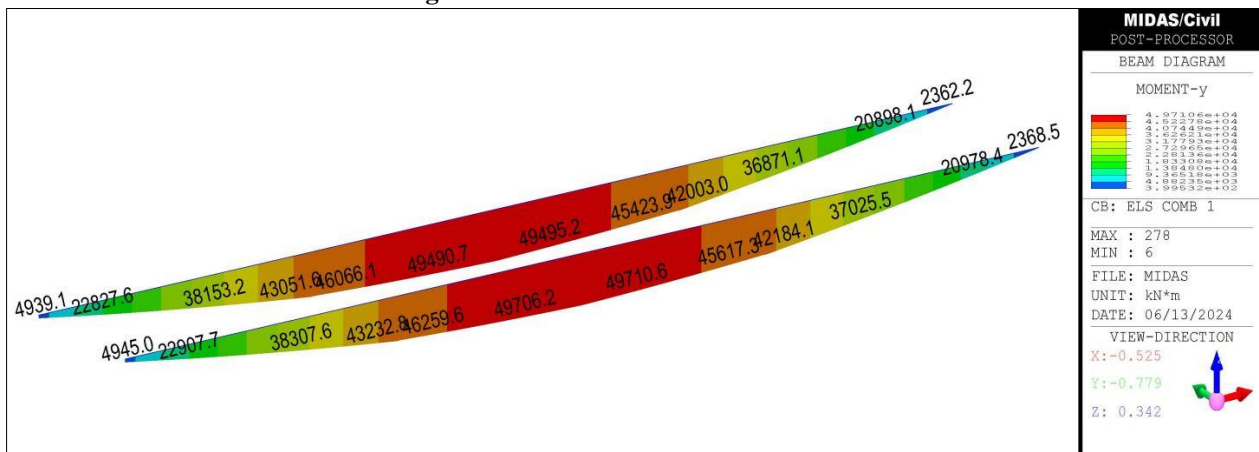


Figure C-17 : Moment fléchissant longitudinal ELS COMB 1

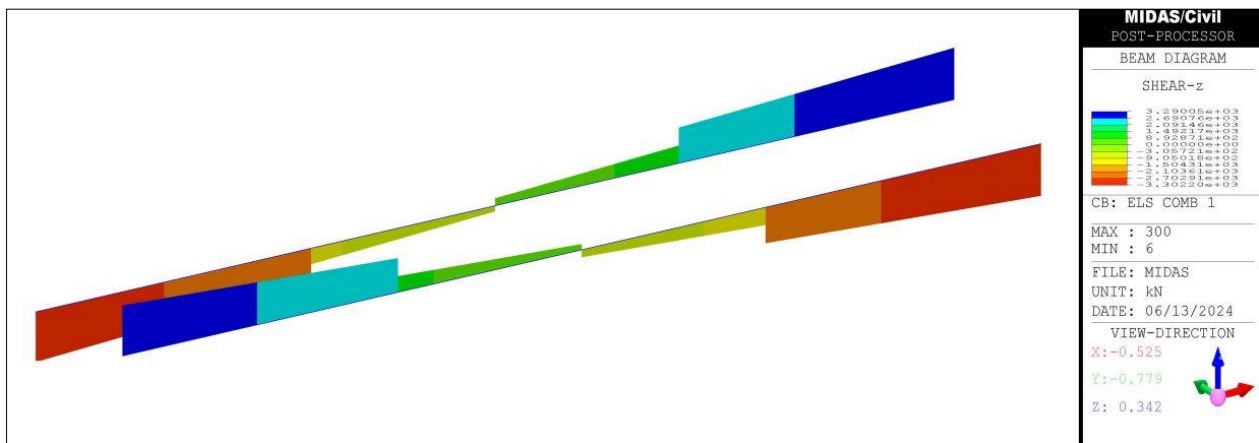


Figure C-1888: Effort tranchant ELS COMB 1

ANNEXE

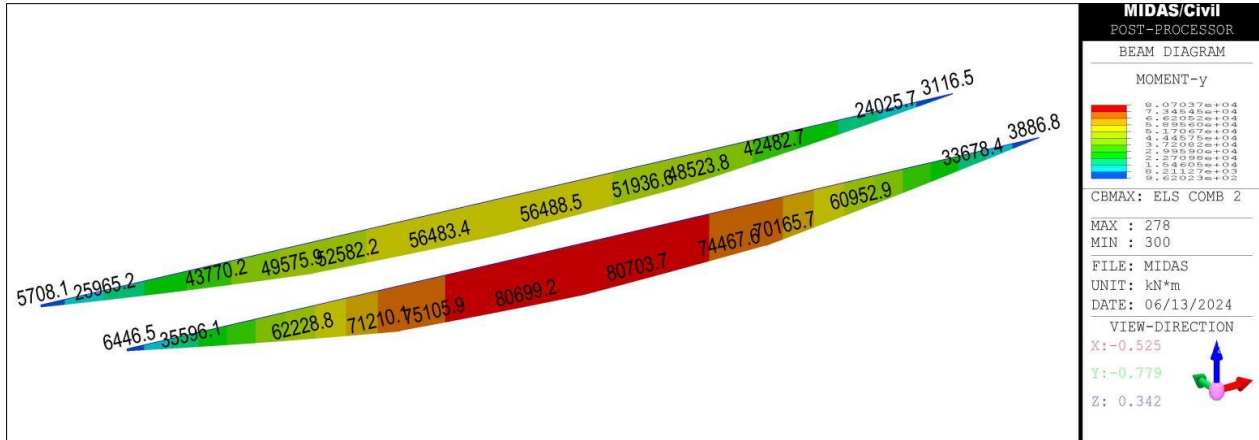


Figure C-19 : Moment fléchissant longitudinal ELS COMB 2

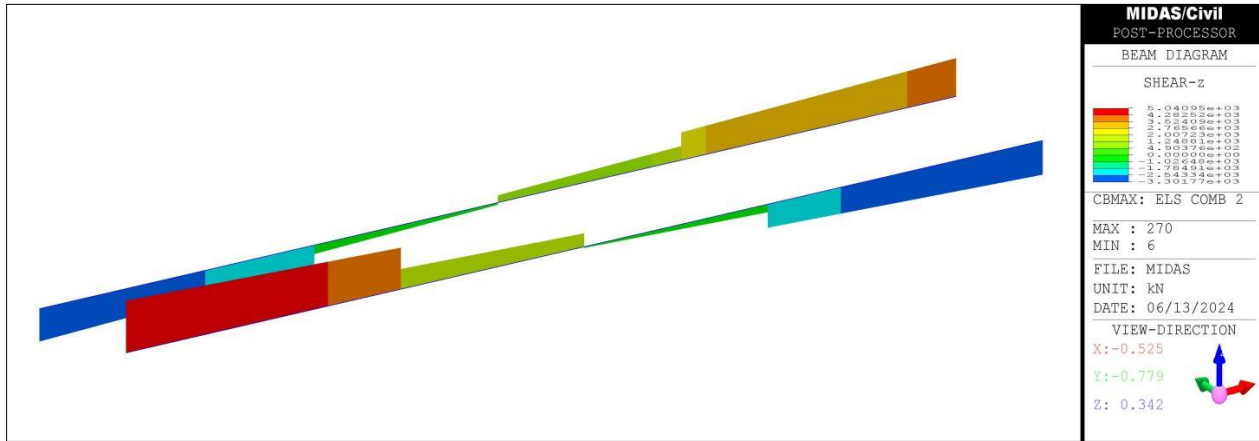


Figure C-20: Effort tranchant ELS COMB 2

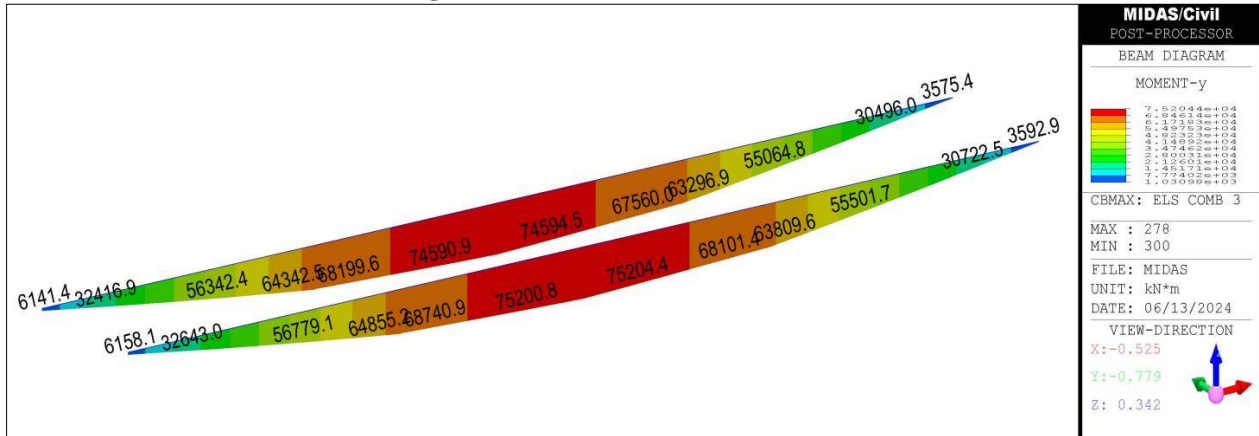


Figure C-21 : Moment fléchissant longitudinal ELS COMB 3

ANNEXE

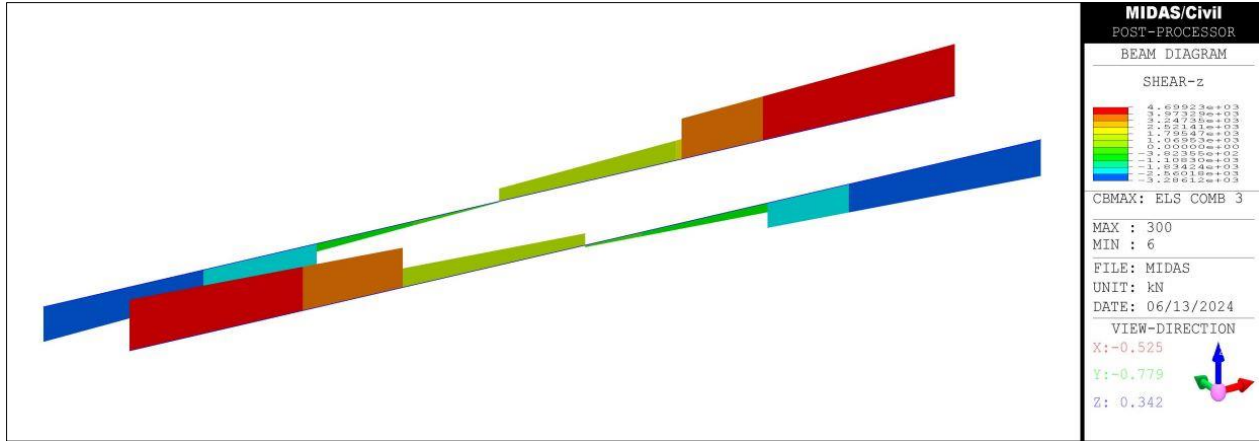


Figure C-22: Effort tranchant ELS COMB 3

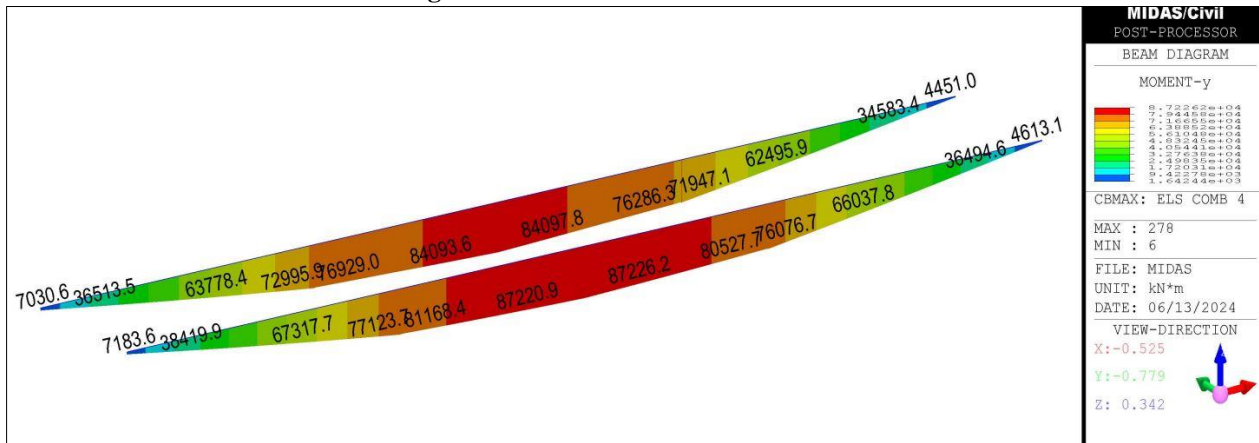


Figure C-23 : Moment fléchissant longitudinal ELU COMB 4

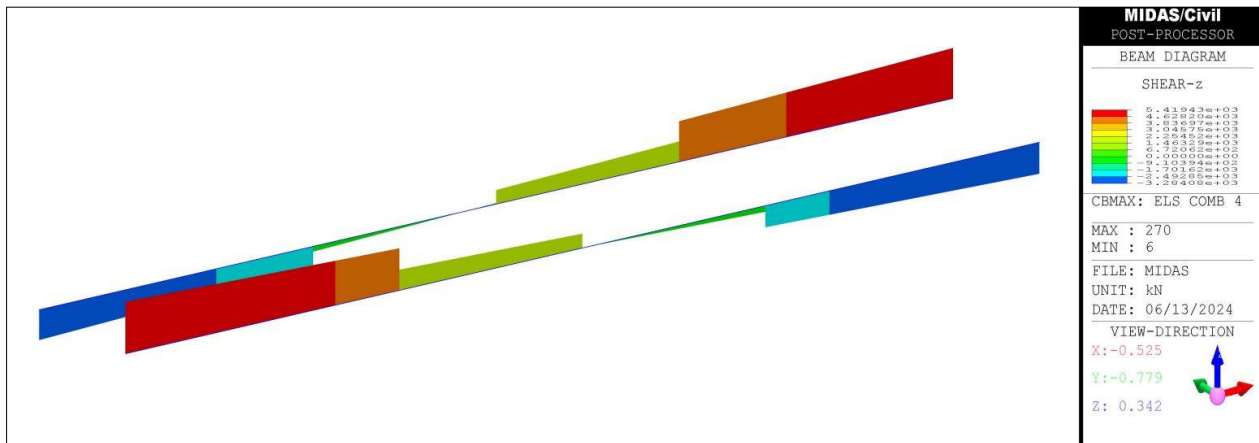


Figure C-24: Effort tranchant ELU COMB 4

ANNEXE D

Etude de la section mixte

Coefficient d'Equivalence entre Acier et Béton :

Coefficient d'Equivalence pour les Chargements à Court Terme :

Dans une structure mixte, la flexion longitudinale ayant une courte durée d'application est reprise par la section mixte homogénéisée (fissurée ou non). Pour homogénéiser la section mixte (non fissurée), on divise l'aire du béton par un coefficient d'équivalence appelé coefficient d'équivalence pour les chargements à court terme n_0 :

$$n_0 = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21\,000}{22\,000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}}$$

Avec : f_{cm} : Valeur moyenne de la résistance en compression d'un cylindre en béton à 28 j.

Coefficient d'Equivalence Pour Les Chargements à Long Terme :

Le coefficient d'équivalence pour le calcul de la structure à long terme est noté n_L . Il dépend du type de charge appliqué sur la poutre (par l'intermédiaire du coefficient ψ_L) et du fluage du béton à l'instant considéré (par l'intermédiaire de la fonction de fluage $\varphi(t, t_0)$) :

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi(\infty, t_0))$$

Les valeurs retenues pour le coefficient d'équivalence sont les suivantes :

- 1^{er} cas : correspond à la phase de construction avant coulage de la dalle. La section résistante

est la section en métal. Dans ce cas ($n = \infty$).

- 2^{ème} cas : correspond à l'installation de la superstructure. Il s'applique alors des charges relativement longues par rapport à celles que subit l'ouvrage. Nous sommes alors dans un cas de chargement à long terme ($n = 18$).

- 3^{ème} cas : correspond à l'application des surcharges, pour lequel on utilise un coefficient ($n = n_0 = 6$).

- L'effet du retrait sera pris en compte par un coefficient ($n = 15$)

Résistance en section

A mi-travée ;

Critère de vérification :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

N_{Ed} : effort normal sollicitant de calcul.

$N_{c,Rd}$: effort normal résistant de calcul et :

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$N_{pl.Rd}$: effort normal plastique résistant de calcul.

γ_{M0} : coefficient de sécurité lié à la résistance ($\gamma_{M0} = 1$).

La combinaison la plus défavorable est : 1.35 G +1.45 UIC71+1.2 SW/2

$$N_{Ed} = -2.806 \text{ MN} \quad \text{et} \quad N_{pl.Rd} = \frac{191550 \times 355 \times 10^{-6}}{1} = 68.00 \text{ MN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} = \frac{2.806}{68.00} = 0.041 \leq 1 \quad (\text{Résistance en section vérifiée}).$$

Vérification de la Poutre Fléchie

La vérification au moment fléchissant

Pour un élément fléchi, cette vérification revient à éviter une ruine de l'élément par épuisement de la résistance en section, par voilement ou par déversement. Nous examinons ci-après les conditions de résistance des sections des éléments fléchis.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} \leq 1$$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} = \frac{I_y}{y_G} = \frac{0.3378}{1.618} = 0.209 \text{ m}^3$$

$$M_{Ed} = 114.263 \text{ MN.m} \quad \text{et} \quad M_{c.Rd} = \frac{0.209 \times 355}{1} = 74.116 \text{ MN.m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} = \frac{114.263}{134.491} = 0.85 \leq 1 \quad (\text{Condition Vérifiée}).$$

La vérification de l'effort tranchant

Le critère suivant doit être vérifié :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} \leq 1$$

$$V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

A_v : c'est l'aire de cisaillement.

$$A_v = (H - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 121100 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} = 9.397 \text{ MN} \quad \text{et} \quad V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{121100 \times 355 / \sqrt{3}}{1} = 24.821 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{9.397}{24.821} = 0.0004 \leq 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

Interaction moment – effort tranchant

Le moment résistant plastique d'une section transversale est réduit par la présence de cisaillement.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0.0004 \leq 0.5 \text{ donc : interaction négligeable}$$

Le Voilement

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement).

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée lorsque le rapport $\frac{d}{t_w}$ satisfait à l'inégalité suivante :

$$\frac{d}{t_w} > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau}$$

k_τ : coefficient de voilement par cisaillement.

$$\frac{a}{d} = \frac{6.15}{3.46} = 1.74 > 1$$

a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

Donc :

$$k_\tau = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} \right] = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{6.15}{3.53}\right)^2} \right] = 6.661$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{3.53}{0.035} = 100.86 > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau} = 30 \times 0.814\sqrt{6.661} = 63.025 \text{ (risque de voilement).}$$

Il faut vérifier que l'effort tranchant sollicitant de calcul est inférieur, ou égal à l'effort tranchant résistant de calcul :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{a,Rd}} \leq 1$$

$$V_{a,Rd} = d \cdot t_w \cdot \frac{\tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

ANNEXE

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{t_w \sqrt{k_\tau}} = \frac{100.86}{37.4 \varepsilon \sqrt{k_\tau}} = \frac{100.86}{78.57} = 1.353$$

$$0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.2$$

Donc :

$$\tau_{ba} = [1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8)] \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) = [1 - 0.625(1.264 - 0.8)] \cdot \left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right) = 134.12 \text{ MPa}$$

$$V_{a,Rd} = 3.46 \times 0.035 \times \frac{134.12}{1.1} = 15.064 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{a,Rd}} = \frac{9.397}{15.064} = 0.624 < 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

Tableau D-1 : vérification de voilement pour parois internes.

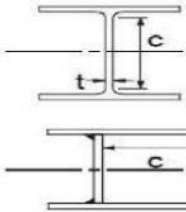
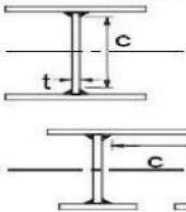
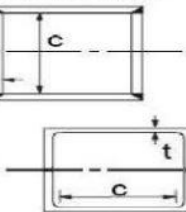
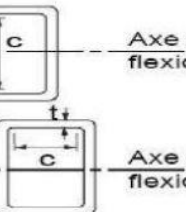
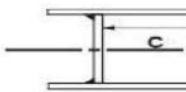
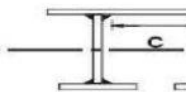
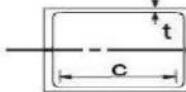
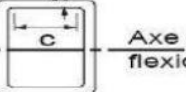
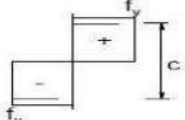
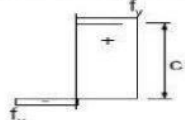
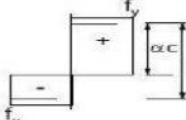
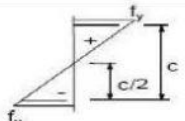
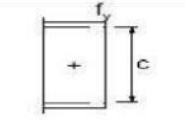
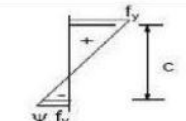
Parois comprimées internes										
										Axe de flexion
										Axe de flexion
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée		Paroi fléchie et comprimée						
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)										
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$						
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$						
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)										
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$		lorsque $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460				
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71				

Tableau D-2 : vérification de voilement pour parois internes.

Semelles en console						
		Sections laminées		Sections soudées		
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
Pour k_σ , voir l'EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tableau D-3 : Valeurs du coefficient C4.

Conditions d'appui et de chargement	Diagramme des moments fléchissants	C4								
		$\psi=0,50$	$\psi=0,75$	$\psi=1,00$	$\psi=1,25$	$\psi=1,50$	$\psi=1,75$	$\psi=2,00$	$\psi=2,25$	$\psi=2,50$
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0	17,5	16,5	15,7	15,2
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0	12,0	11,4	10,9	10,6
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6	10,0	9,5	9,1	8,9
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8	8,3	8,0	7,8	7,6
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6	14,8	14,2	13,8	13,5
		12,7	9,8	8,6	8,0	7,7	7,4	7,2	7,1	7,0

ANNEXE E
FERRAILLAGE

FERRAILLAGE TRANVERSALE DE LA DALLE COUVERTUR Calcul de Section en Flexion Simple

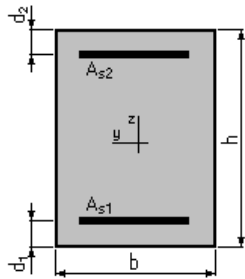
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	318,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 51,1$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 3,6$ (cm²)

théorique $\rho = 1,70$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 318,90$ (kN*m)

$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 15,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 16,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

DALLE EN ENCORBELLEMENT Calcul de Section en Flexion Simple

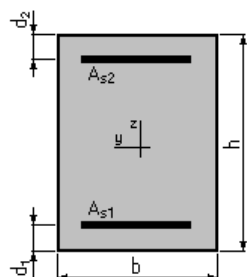
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 25,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	167,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 33,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,44$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 167,50$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de la culée : Mur garde grève. Calcul de Section en Flexion Simple

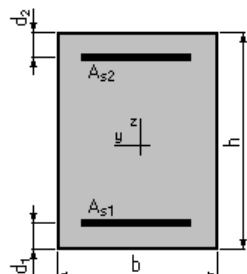
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	236,20	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 18,9$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5,8$ (cm²)

théorique $\rho = 0,34$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 236,20$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 15,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Mur frontal Calcul de Section en Flexion Composée

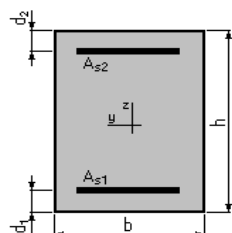
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 240,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2109,54	3633,52

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 29,3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 29,3$ (cm²)

Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 48,0\ (cm^2)$	Section maximum	$A_{s\ max} = 1200,0\ (cm^2)$
minimum	$\rho = 0,24\ (\%)$	maximum	$\rho_{max} = 5,00\ (\%)$
	$\rho_{min} = 0,20\ (\%)$		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 2109,54 (kN) M = 3633,52 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 70,9\ (cm)$
Bras de levier:	$Z = 211,4\ (cm)$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 7,2\ (MPa)$
Contrainte limite:	$0,6\ f_{cj} = 18,0\ (MPa)$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0\ (MPa)$
comprimée:	$\sigma_s' = 100,2\ (MPa)$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250,0\ (MPa)$

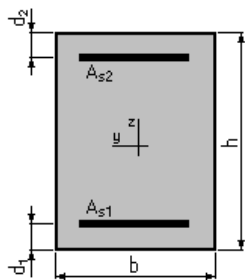
**ferrillage mur en retour dans le sens vertical.
Calcul de Section en Flexion Simple**

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0\ (MPa)$ Acier: $f_e = 500,0\ (MPa)$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0\ (cm)$
 $h = 60,0\ (cm)$
 $d_1 = 5,0\ (cm)$
 $d_2 = 5,0\ (cm)$

3. Moments appliqués:

	$M_{max}\ (kN*m)$	$M_{min}\ (kN*m)$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	351,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 28,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,52 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 351,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 17,9 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 49,0 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

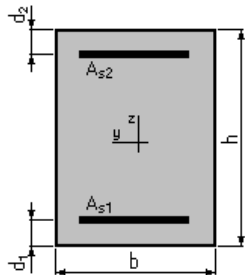
Ferrailage mur en retour dans le sens horizontal. Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 60,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	450,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 37,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 5,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,68$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 450,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 19,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 48,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)