République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude d'un pont rail mixte bipoutres du PK22+522 au PK22+672 ligne minière TEBESSA-DJEBEL EL ONK

Présenté par :
DJAFER CHERIF Billel
KAZOUIT AMINE

Encadré par :
Mr. BOUZIANE Messaoud
Dr. HEMAIDI ZOURGUI Nadjib

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

REMERCIEMENT

Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté afin de réaliser ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

Nous voudrons tout d'abord adresser toute notre reconnaissance à notre encadrant, **Mr BOUZIANE MESSAOUD** et à notre co-encadrant : **Mr HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**, pour la patience, la disponibilité et surtout les judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous adressons un grand remerciement à **FACI Ali** pour l'opportunité de travailler au LECACT pendant la durée de préparation de notre mémoire de PFE.

Nous remercions également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, **Mr GUERFI** pour son aide, ainsi que **Mr GUENAIZI Abdelhak, Mr Mostapha (SAETI).**

DEDICACE

Je dédie ce travail à : Ma chère maman qui a donné tant de sacrifice pour me voir grandir et réussir dans cette vie, A mon cher père pour ses conseils et les encouragements constants, Mon frère ABDELKADER mon bras droit pour son soutien et encouragement. et mes chères sœurs sans l'amour et de soutien duquel je ne pourrais pas y arriver tout au long de mon parcours académique.

A mon chers binôme AMINE et tous mes chers amis REDHA, MOSTAPHA, KHALIL, NADJIB, HANI

A toutes les personnes qui m'ont aidé à la réalisation de ce mémoire.

DJAFER CHERIF BILLEL

DEDICACE

Chers parents,

En ce jour où je termine mon projet de fin d'études, je tiens à vous dédier cette réalisation avec toute ma gratitude et mon amour. Votre soutien indéfectible, vos encouragements constants et votre présence inconditionnelle ont été les piliers qui m'ont permis d'atteindre ce moment important de ma vie.

Vous avez été mes inspirations, mes guides et mes confidents tout au long de ce parcours académique. Votre amour inconditionnel a été ma source de motivation constante et m'a poussé à donner le meilleur de moi-même dans chaque aspect de ma vie.

Aujourd'hui, je partage avec vous cette réussite, fruit de notre collaboration, de nos sacrifices et de notre détermination commune. Votre confiance en mes capacités m'a permis de croire en moi-même et de repousser mes limites, me donnant ainsi l'opportunité de grandir et de m'épanouir.

A mes deux frères SIDALI ET ABDESLAM,

A toute ma famille, à mon chers binôme DJAFER CHERIF Billel,

A tous mes chers amis, LETRECHE Khalil, ADJA Mostapha, CHAMI Nadjib Ibrahim,

HEMKA Hassane Elbasri, HADROUG Redha, SOUAYEB Ala Eddine,

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

KAZOUIT AMINE

ملخص

غرض عملنا هو إجراء دراسة لجسر سكك حديدية بمسارين على الخط الجديد للسكك الحديدية للتعدين تبسة -جبل العنق. الهيكل هو جسر مستقيم يتألف من 3 فتحات متطابقة ذات توازن هيكلي، كل منها بطول 50 مترًا وعرض 12.6 مترًا، يعبر فوق واد. يستند السطح إلى أربع نقاط دعم (عمودين وحاجزين).

كلمات مفتاحية : جسر السكة الحديدية، جسر مختلط، البنية التحتية، التجهيزات.

RESUME

L'objet de notre travail est de faire l'étude d'un pont rail à double voie sur la nouvelle ligne ferroviaire minière Tbessa-Djebel el Onk. L'ouvrage est un pont droit il comporte 3 travées identiques isostatiques de 50m chacune avec une largeur de 12.6m, traversant un oued. Le tablier repose sur quatre appuis (deux piles et deux culées).

Mots clés : pont ferroviaire, pont mixte, infrastructure, équipements.

ABSTRACT

The purpose of our work is to study a double track rail bridge on the new mining railway line Tbessa-Djebel el Onk. The structure is a straight bridge it has 3 identical isostatic spans of 50m each with a width of 12.6m, crossing a wadi. The deck rests on four supports (two piles and two abutments).

Keywords : railway bridge, mixed bridge, infrastructure, equipment.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. PRESENTATION DU PROJET 2
I.2.1. Objectif du projet 2
I.2.2. Situation du projet 3
I.2.3. L'obstacle à franchir 3
I.3. LES DONNEES DE PROJET 4
I.3.1. Les données fonctionnelles 4
I.3.2. Tracé en plan 4
I.3.3. Profil en long 4
I.3.4. Profil en travers 5
I.3.5. Les données naturelles 6
I.3.6. Topographie 6
I.3.7. Le vent 6
I.3.8. La température 6
I.3.9. Pluviométrie 7
I.3.10. Géotechnique 7
I.3.11. La neige 8
I.3.12. Sismicité du site 8
I.4. CONCLUSION 8

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION 9
II.2. DESCRIPTION D'UN SYSTEME BIPOUTRE 9
II.2.1. Pré-dimensionnement de l'infrastructure 10
II.2.2. Pré-dimensionnement de la superstructure 11
II.3. CONCLUSION 13

CHAPITRE III : NORME ET HYPOTHESE DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION 13
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 13
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 13
III.3.1. LE BETON 13
III.3.1.1. Caractéristiques mécaniques 13
III.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression 14
III.3.1.3. Déformation du béton 15

III.3.2. LES ACIERS 16
III.3.2.1. Les aciers passifs 16
III.3.2.2. Les aciers des poutres métalliques 17
III.4. CONCLUSION 17

CHAPITRE IV : CHARGES PERMANENTES ETCHARGES D'EXPLOITATION

IV.1. INTRODUCTION 18
IV.2. EVALUATIONS DES ACTIONS 18
IV.2.1. Evaluation des actions hors trafic 18
IV.2.1.1. Actions permanentes 18
IV.2.1.2. Les compléments de charges permanentes CCP 18
IV.2.1.3. Action thermique 19
IV.2.1.4. Action du vent 19
IV.2.2. Surcharges d'exploitation ferroviaires 19
IV.2.2.1. Modèle de charges « LM71 » 20
IV.2.2.2. Modèle de charges « SW/0 » et « SW/2 » 20
IV.2.2.3. Modèle de charges « Train à vide » 21
IV.2.3. Chargements verticaux 21
IV.2.4. Pose de voie ballastée 21
IV.2.5. Effets dynamiques 22
IV.2.5.1. Domaine d'application 22
IV.2.5.2. Coefficient dynamique 23
IV.2.6. Forces horizontales 23
IV.2.6.1. Force de lacet 23
IV.2.6.2. Effort dû au freinage et au démarrage 23
IV.2.6.3. Effet du vent 24
IV.2.7. Actions accidentelles 24
IV.2.7.1. Action dues au déraillement d'un train sur le pont 24
IV.2.7.2. Charges sismiques 25
IV.2.8. Action dues aux variations de température 26
IV.3. GROUPES DES CHARGES 26
IV.4. CONCLUSION 27

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION 28
V.2. ORGANISATION DES CALCULS POUR L'ANALYSE GLOBALE 28
V.2.1. Logiciel de calcul 28
V.2.2. Modelisation des charges et surcharges 32

V.3. VÉRIFICATION DES SECTIONS MIXTES 41
V.3.1. CALCULE DE SECTION MIXTE 41
V.3.1.1. Hypothèses de calcule d'une section mixte 41
V.3.1.2. Caractéristiques géométriques de la section mixte 42
V.3.2. Vérification des contraintes 49
V.3.3. LES PHENOMENES D'INSTABILITE ELASTIQUE 50
V.3.3.1. La Classe de Résistance 50
V.3.3.2. Résistance en section 51
V.3.3.3. Le déversement 53
V.3.3.4. Le Voilement 55
V.4. ETUDE DES ENTRETOISES 56
V.4.1. Entretoise intermédiaire 56
V.4.1.1. Le moment fléchissant et l'effort tranchant sont respectivement 56
V.4.1.2. Calcul des contraintes 56
V.4.2. Entretoise sur Appuis 57
V.4.2.1. Calcul des contrainte 57
V.4.3. Vérification au voilement d'âme 57
V.5. ETUDE DE LA DALLE 57
V.5.1. Condition de Non Fragilité 60
V.5.2. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant 60
V.5.2.1. Sens longitudinal 60
V.5.2.2. Sens transversal 60
V.6. CONNECTEURS 61
V.6.1. Type et dimension de goujon utilisé 62
V.6.2. DETERMINATION DU NOMBRE DES CONNECTEURS 63
V.6.2.1. La résistance de goujon 63
V.6.2.2. Dimensionnement sous ELU 63
V.6.2.3. Dimensionnement sous ELS 64
V.7. LES ASSEMBLAGES 65
V.7.1. Introduction 65
V.7.2. Définition du Soudage 65
V.7.3. Le Principe de Soudage 66
V.7.4. Types de Soudures 66
V.7.4.1. Joint dans l'âme 66
V.7.4.2. Joint de semelle 67
V.7.4.3. Joint de l'âme avec les semelles 68

V.7.5. Calcul des Soudures 68
V.7.5.1. Gorge utile 68
V.7.5.2. Cordons entre âme et semelle d'une poutre PRS 68
V.7.6. Soudage des entretoises 70
V.7.7. Contrôle des Soudures....70
V.7.8. Nettoyage des Soudures....71
V.7.9. Etude de la corrosion....71
V.8. CONCLUSION....72

CHAPITRE VI : LES EQUIPEMENTS DU PONT

VI.1. INTRODUCTION 73
VI.2. LES APPAREILS D'APPUIS 73
VI.2.1. Choix Du Type D'appareil D'appui 73
VI.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 74
VI.2.3. Dimensionnement des Appareils d'Appuis 74
VI.2.3.1. Aire de l'appareil d'appui 74
VI.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui Tb 75
VI.2.3.3. Dimensionnement des frettes 75
VI.2.4. Evaluation des efforts horizontaux....76
VI.2.4.1. Efforts dus aux actions statiques 76
VI.2.4.2. Efforts dus aux actions dynamiques 77
VI.2.5. Vérifications du Dimensionnement....77
VI.2.5.1. Résistance à la compression 78
VI.2.5.2. Sécurité au flambement 78
VI.2.5.3. Limitation de la distorsion 79
VI.2.5.4. Condition de non glissement....79
VI.3. DÉS D'APPUIS 80
VI.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile 80
VI.3.2. Ferraillage des dés d'appuis....80
VI.4. JOINT DE CHAUSSEE....81
VI.4.1. Dimensionnement du joint de chaussée 81
VI.4.2. Type de joint 82
VI.5. EVACUATION DES EAUX 82
VI.6. CONCLUSION 83

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE
VII.1. INTRODUCTION 84
VII.2. CALCUL PARASISMIQUE 84
VII.2.1. Classe de l'ouvrage (RPOA. Article 2.2) 84
VII.2.2. Classification des zones sismiques 85
VII.2.3. Coefficient d'accélération de zone 85
VII.2.4. Classification du sol 85
VII.2.5. Facteur de correction d'amortissement 86
VII.2.5.1. Evaluation des efforts sismiques 86
VII.2.5.2. Composante horizontale du séisme 86
VII.3. SEISME LONGITUDINAL 87
VII.3.1. Détermination des sollicitations sismiques 88
VII.3.2. Calcul de la raideur de la structure 89
VII.3.3. Calcul des forces sismique 90
VII.4. SEISME TRANSVERSALE 90
VII.4.1. Calcul de la moitié de la masse de la pile 90
VII.4.2. Calcul de la raideur de la structure 91
VII.4.3. Calcul de la période propre du système 91
VII.4.4. Calcul des forces statique équivalente dans le sens transversal : 91
VII.4.4.1. Effort total transversal : 92
VII.4.4.2. Evaluation des efforts par élément porteur 92
VII.4.4.3. Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol 92
VII.4.4.4. Calcul du déplacement de la tête de pile par rapport au sol 92
VII.5. COMPOSANTE VERTICALE DU SEISME 92
VII.6. CONCLUSION 94

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
VIII.1. INTRODUCTION 95
VIII.2. ETUDE DE LA PILE 95
VIII.2.1. Evaluations des efforts a la base de la pile 95
VIII.2.2. Verification de la stabilite de la pile vis-a-vis de flambement 96
VIII.2.3. Ferraillage de la pile 96
VIII.2.3.1. Les sollicitations les plus défavorables 96
VIII.2.3.2. Ferraillage des fûts 96
VIII.2.3.3. Étude du chevêtre 97
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE 98
VIII.3.1. Dimensionnement de la culee 98

VIII.3.2. Descente des charges 99
VIII.3.3. Ferraillage des elements de la cule 101
VIII.3.3.1. Mur garde greve 101
VIII.3.3.2. Mur frontal 103
VIII.3.3.3. Mur en retour : 103
VIII.4. LES FONDATIONS 105
VIII.4.1. Etude de la semelle 106
VIII.4.1.1. Calcul des sollicitations : 106
VIII.4.1.2. Nombre de pieux : 106
VIII.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu 107
VIII.4.1.4. Ferraillage de la semelle 107
VIII.4.2. Etude des pieux 110
VIII.4.2.1. Actions sur les pieux 110
VIII.5. CONCLUSION 112

CONCLUSION GENERALE. 113

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I- 1 La ligne minière Annaba Djebel Onk 2
Figure I- 2 Situation du projet sur maps 3
Figure I- 3 Obstacle franchi par l'ouvrage 3
Figure I- 4 Tracé en plan de la voie portée 4
Figure I- 5 Profil en long de la voie portée 4
Figure I- 6 Profil en travers de la voie portée 5
Figure I- 7 Topographique du site 6
Figure I- 8 Température de TEBESSA (climatestotravel.com) 7

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Figure II- 1 systeme bipoutre 9
Figure II- 2 Un goujon 12

CHAPITRE III : NORME ET HYPOTHESE DE CALCUL

Figure III- 1 Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures 16

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

Figure IV- 1 modèle de charge UIC 71 20
Figure IV- 2 modèle de charge SW 20
Figure IV- 3 diffusion de charge 21
Figure IV- 4 Répartition de charge sur une bande 22
Figure IV- 5 Limites de la flèche sous poids permanent 23
Figure IV- 6 Charge équivalente qA1d 25

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Figure V- 1 Midas Civil 28
Figure V- 2 Matériaux pour le beton 29
Figure V- 3 Matériaux pour l'acier 29
Figure V- 4 Section transversale PRS gauche 30
Figure V- 5 Section transversale PRS droite 30
Figure V- 6 Section transversale HEB800 31
Figure V- 7 Section transversale IPE600 31
Figure V- 8 Vue 3D du modèle 32
Figure V- 9 Affectation de charge de Ballast 33
Figure V- 10 Affectation de charge de rail+traverse 33

Figure V- 11 Affectation de charge de garde-corps 34
Figure V- 12 Affectation de charge d'étancheité 34
Figure V- 13 Affectation de charge de temperature 35
Figure V- 14 Affectation de charge gradient thermique 35
Figure V- 15 définition de la voie 36
Figure V- 16 affectation de la charge LM 71 37
Figure V- 17 affectation de la charge SW/2 38
Figure V- 18 affectation de la charge Train à vide 39
Figure V- 19 Moment fléchissant max à mi-travée à l'ELU 40
Figure V- 20 La section de la poutre en acier 42
Figure V- 21 Calcul de la largeur efficace selon l'EN1994-2 43
Figure V- 22 Section mixte 45
Figure V- 23 Caractiristiques géométriques de section mixte 46
Figure V- 24 caractéristique de la section d'acier 54
Figure V- 25 Moment fléchissant transversale Mx de la dalle ELS 58
Figure V- 26 Moment fléchissant longitudinale My de la dalle ELS 59
Figure V- 27 plan de feraillage de la dalle 60
Figure V- 28 28 goujon a tète 61
Figure V- 29 Dimensions de goujon a tète 62
Figure V- 30 Soudures en bout 66
Figure V- 31 Assemblage en T 66
Figure V- 32 liason d'ame 67
Figure V- 33 Détail de soudure de la semelle supérieure 67
Figure V- 34 Détail de soudure de la semelle inférieure 67

CHAPITRE VI : LES EQUIPEMENTS DU PONT

Figure VI- 1 Schéma d'un appareil d'appui choisi pour l'ouvrage 73
Figure VI- 2 Joint sous ballast 82

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE

Figure VII- 1 Séisme longitudinal 87
Figure VII- 2 Schéma statique d'une travée 93

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII- 1 moment fléchissant de chevetre à l'ELU 97
Figure VIII- 2 moment fléchissant de chevetre à l'ELS 97
Figure VIII- 3 ferraillage de chevetre 98
Figure VIII- 4 ferraillage de mur garde grève 102

Figure VIII- 5 Les moments MYY sur le mur en retour 104
Figure VIII- 6 Les moments MXX sur le mur en retour 104
Figure VIII- 7 Plan de ferraillage de mur en retour 105
Figure VIII- 8 ferraillage de la semelle 110
Figure VIII- 9 feraillage des pieux 112

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I- 1 Coefficient d'accélération de zone A[RPOA2008] 8

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Tableau II- 1 Tableau récapitulatifs de pré-dimensionnement des piles 10

Tableau II- 2 Tableau récapitulatifs de pré-dimensionnement des culées 10

Tableau II- 3 Récapitulation du pré-dimensionnement 11

Tableau II- 4 Récapitulation du pré dimensionnement des entretoises 12

CHAPITRE III : NORME ET HYPOTHESE DE CALCUL

Tableau III- 1 Contrainte de calcul à l'ELU dans le béton 15

Tableau III- 2 Caractéristiques de résistance de l'acier pour la charpente 17

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV- 1 Actions permanentes 18

Tableau IV- 2 Les compléments de charges permanentes CCP 19

Tableau IV- 3 valeurs caractéristiques des charges verticales pour les schémas de la charge SW 20

Tableau IV- 4 Les groupes de charges 26

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

Tableau V- 1 résultats numériques 40

Tableau V- 2 La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée 42

Tableau V- 3 Caractéristiques géométriques de la section acier 43

Tableau V- 4 Détermination de la largeur participante de la dalle 44

Tableau V- 5 Caractéristiques géométriques de la section béton 44

Tableau V- 6 Tableau récapitulative de la section mixte 47

Tableau V- 7 Contraintes due à l' effet du retrait 48

Tableau V- 8 Contraintes due à l' effet thermique 48

Tableau V- 9 Vérification des contraintes 49

Tableau V- 10 ferraillage de la dalle 59

Tableau V- 11 valeurs de l'effort tranchant agissant sur la dalle 59

Tableau V- 12 Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal 65

Tableau V- 13 Paramètre dépendant de la nuance d'acier (40 mm≤t≤80 mm) 69

Tableau V- 14 Paramètre dépendant de la nuance d'acier (t≤40 mm) 70

CHAPITRE VI : LES EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau VI- 1 Combinison des charges a l'ELU 74

Tableau VI- 2 Les dimensions de l'appareil d'appui retenu 76

Tableau VI- 3 Les reactions horizontal de tablier 77

Tableau VI- 4 : Les formules de vérification 77

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE

Tableau VII- 1 Classification des ponts 84

Tableau VII- 2 Coefficient d'accélération de zone 85

Tableau VII- 3 Taux d'amortissement en fonction de matériau 86

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII- 1 Evaluation des efforts statiques sur la pile la plus sollicitée 95

Tableau VIII- 2 combainison d'action les plus défavorable 96

Tableau VIII- 3 Dimension de la culée 98

Tableau VIII- 4 Le coefficient de poussée 99

Tableau VIII- 5 Evaluations des efforts statiques de la culée 100

Tableau VIII- 6 sollicitations sur mur frontal 103

Tableau VIII- 7 Ferraillage du mur en retour 105

Tableau VIII- 8 Les dimensions des semelles sous la culée et la pile 106

Tableau VIII- 9 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la pile) 106

Tableau VIII- 10 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la culée) 106

Tableau VIII- 11 Nombre de pieux sous chaque semelle 107

Tableau VIII- 12 Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables 107

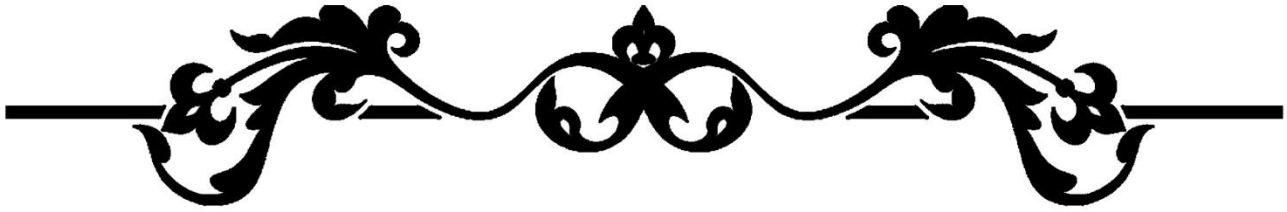
Tableau VIII- 13 vérification des conditions de la méthode des bielles 108

Tableau VIII- 14 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu 111

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CCP : Complément des charges permanentes.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
Xr : Centre de rigidité.
$\mathbf{M_P}$: Masse des piles.
$\mathbf{M_T}$: Masse du tablier.
$\mathbf{F_L}$: Force séismique longitudinale.
$\mathbf{F_T}$: Force séismique transversale.
$\mathbf{H_T}$: Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
$\mathbf{H_{fl}}$: Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
B : Aire d'une section de béton
Es : Module de Young de l'acier
Eij : Module de Young instantané à l'âge de j jours
Evj : 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
Mser : Moment fléchissant de calcul de service
Mu : Moment fléchissant de calcul ultime
Nser : Effort normal de calcul de service
Nu : Effort normal de calcul ultime
G : Action permanente
Q : Action d'exploitation
Vu : Effort tranchant de calcul ultime
fe: Limite d'´élasticité de l'acier
fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jours
ftj : Résistance caractéristique `a la traction du béton à l' âge de j jours
$\mathbf{f_{bu}}$:résistance de béton utile
ε_{st} : déformation d'acier
ε_{bc} :déformation de béton
$\mathbf{V_{Ed}}$: valeur de calcule du moment fléchissant.
$\mathbf{V_{él,Rd}}$: le moment résistant de calcul au déversement.
$\mathbf{f_y}$: moment résistance élastique de section brute.
h : Hauteur d'une poutre
As : section des aciers tendus.
lf : Longueur de flambement
n : Coefficient d'équivalence acier-béton
st : Espacement des armatures transversales
γ**s** : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
γ**b**: Coefficient partiel de sécurité sur le béton
$\mathbf{M_{b,Rd}}$: est le moment résistant de calcul au déversement.
ξ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.
$\mathbf{M_{el}}$: moment résistance élastique de section brute.

ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière...), artificiel (barrages…) ou une autre voie de circulation. L'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socio- économique et même stratégique.

En Algérie, les infrastructures routières, notamment les ouvrages d'art, jouent un rôle majeur dans les déplacements des personnes et le transport de marchandises. Cette fonction confère une importance particulière au réseau d'infrastructures. En raison de cette importance, l'ingénieur doit garantir la sécurité et le confort des usagers, en faisant un choix éclairé des équipements répondant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives pour assurer la durabilité optimale de l'ouvrage.

Le train est un moyen de transport plus confortable, plus recommandé pour les longues distances et moins polluant pour l'environnement.

Dans ce cadre, une nouvelle ligne ferroviaire minière qui va relier Djebel El Onk et la gare de Tébessa sur un tronçon de 107 km. Cette ligne compte un pont rail au PK 22+522.74, qui fera l'objet de notre projet de fin d'études, dont l'intitulé est **« Etude d'un pont rail mixte bi-poutres du PK22+522 au PK22+672 ligne minière TEBESSA-DJEBEL EL ONK »**

Notre travail est organisé de la manière suivante :

Après une brève introduction générale, nous traiterons les sept chapitres suivants :

Chapitre 01 : Présentation du projet.

Chapitre 02 : Prédimensionnement.

Chapitre 03 : Norme et hypothèses de calcul.

Chapitre 04 : Charges permanentes et charges d'exploitation

Chapitre 05 : Etude du Tablier.

Chapitre 06 : équipement de pont.

Chapitre 07 : Etude sismique.

Chapitre 08 : Etude de l'infrastructure.

Et on finira par une conclusion générale.

Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à l'usager. On distingue les exigences fonctionnelles, qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui englobent l'environnement où se trouve notre ouvrage et son influence sur la conception. Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Objectif du projet

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude d'un pont ferroviaire, il fait partie d'un grand projet de modernisation de la ligne minière EST, tronçon Tebessa – Djebel onk. Ce projet assure après l'achèvement des travaux le transfert de 10 millions de tonnes de phosphate depuis le gisement Djebel Onk et Bled Hedba (Bir Ater) vers l'usine de transformation d'oued kebrit (Souk-Ahras).

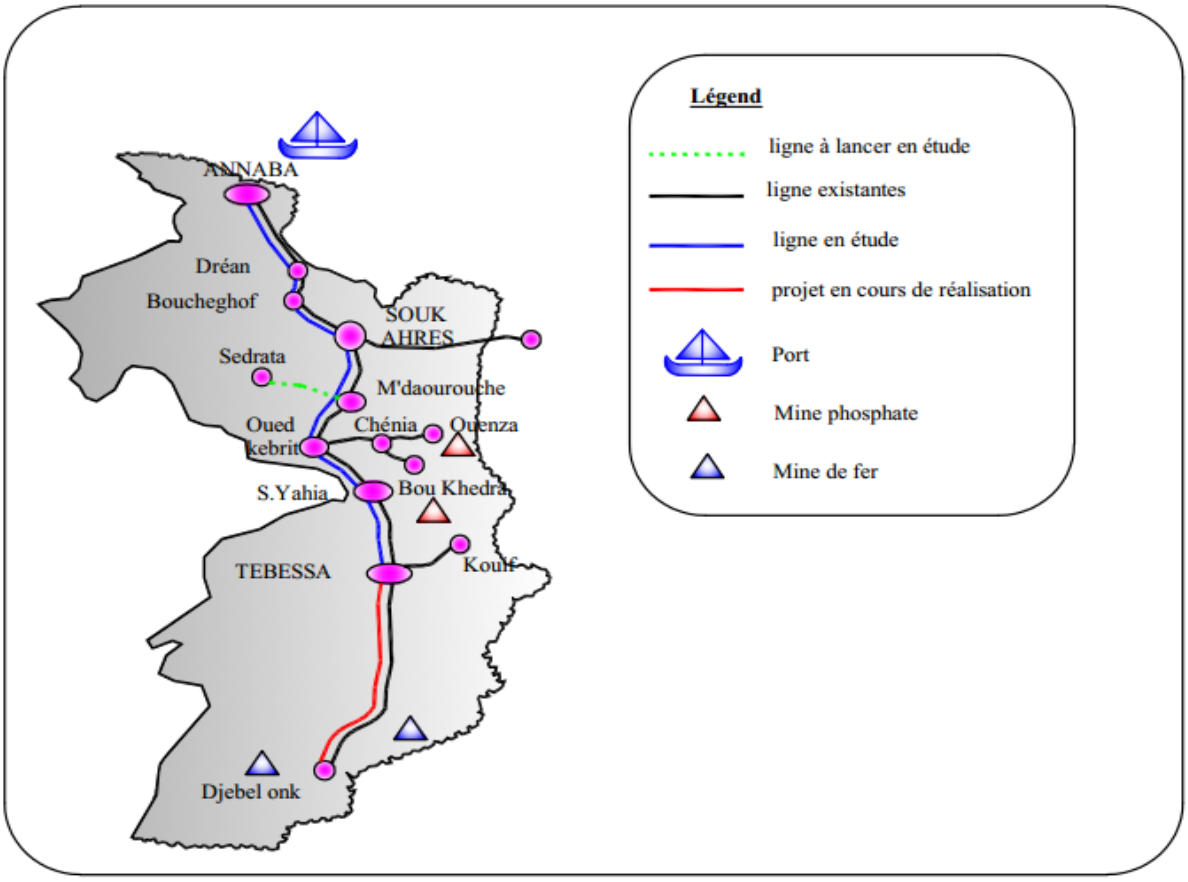


Figure I- 1 La ligne minière Annaba Djebel Onk

I.2.2. Situation du projet

L'ouvrage d'art, fait partie de la ligne minière reliant la ville de Tebessa à Djebel onk. Il se situe au PK 22+522, Commune Tebessa.

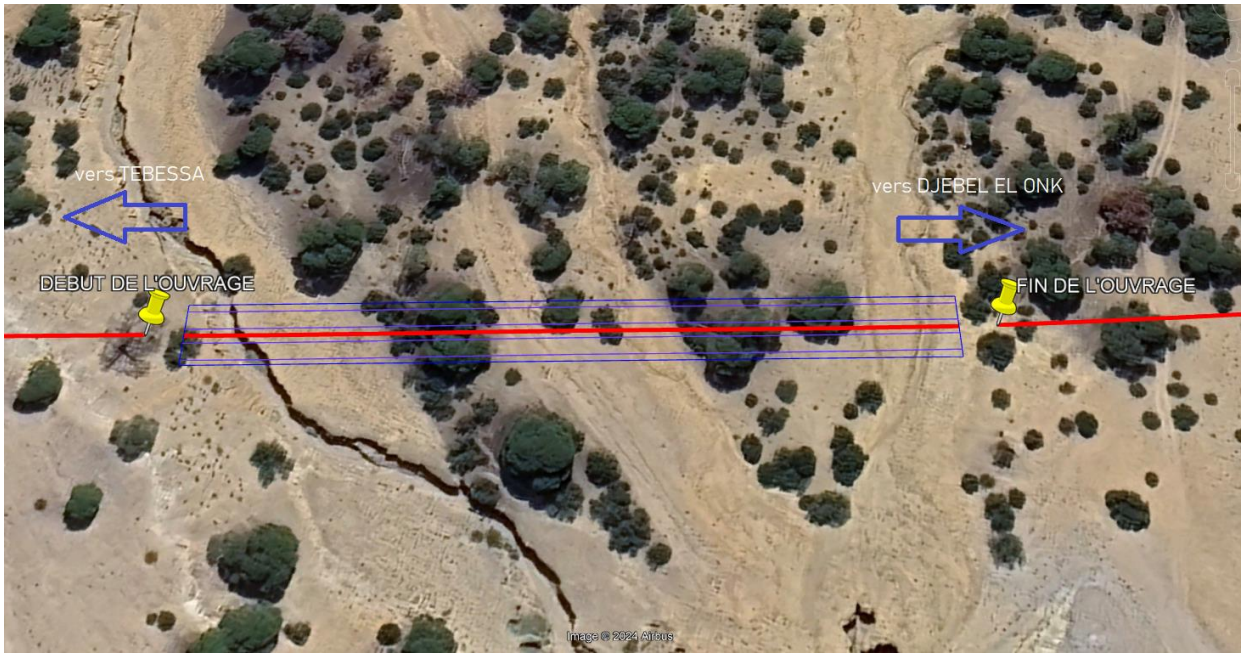


Figure I- 2 Situation du projet sur maps

I.2.3. L'obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une zone vallonnée avec des cours d'eau au niveau de PK 22+530, PK 22+607 et PK 22+659.

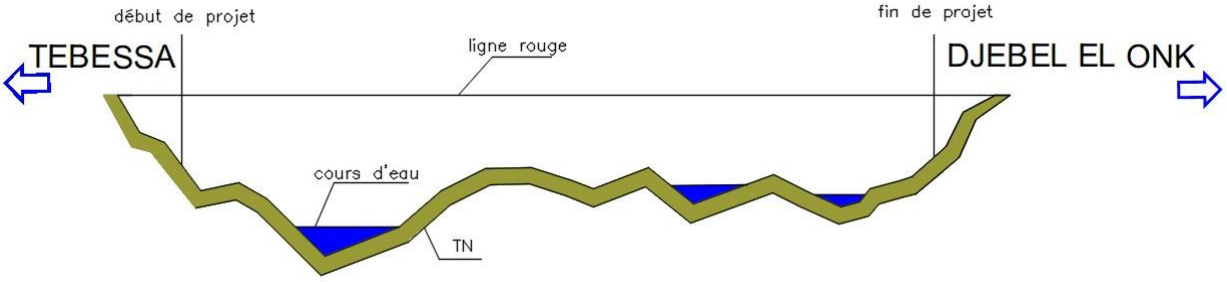


Figure I- 3 Obstacle franchi par l'ouvrage

I.3. LES DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les données 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.

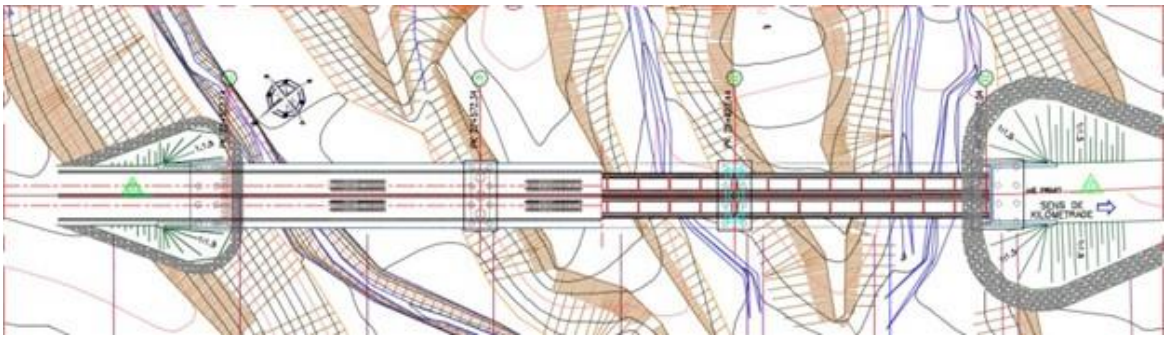


Figure I- 4 Tracé en plan de la voie portée

I.3.2. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont droit d'une longueur de 150m et une largeur de 11.8m , présente un rayon supérieur à 1500m.

I.3.3. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie ferroviaire présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 22+522.
- Fin de projet au PK 22+672.
- Ligne droite de pente P = 0.887 % (sens PK).

Le gabarit de l'ouvrage n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles.

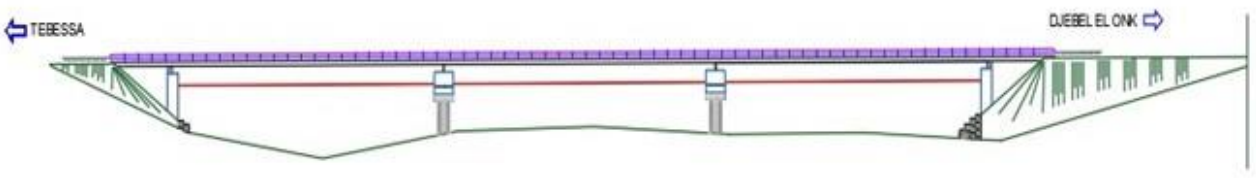


Figure I- 5 Profil en long de la voie portée

I.3.4. Profil en travers

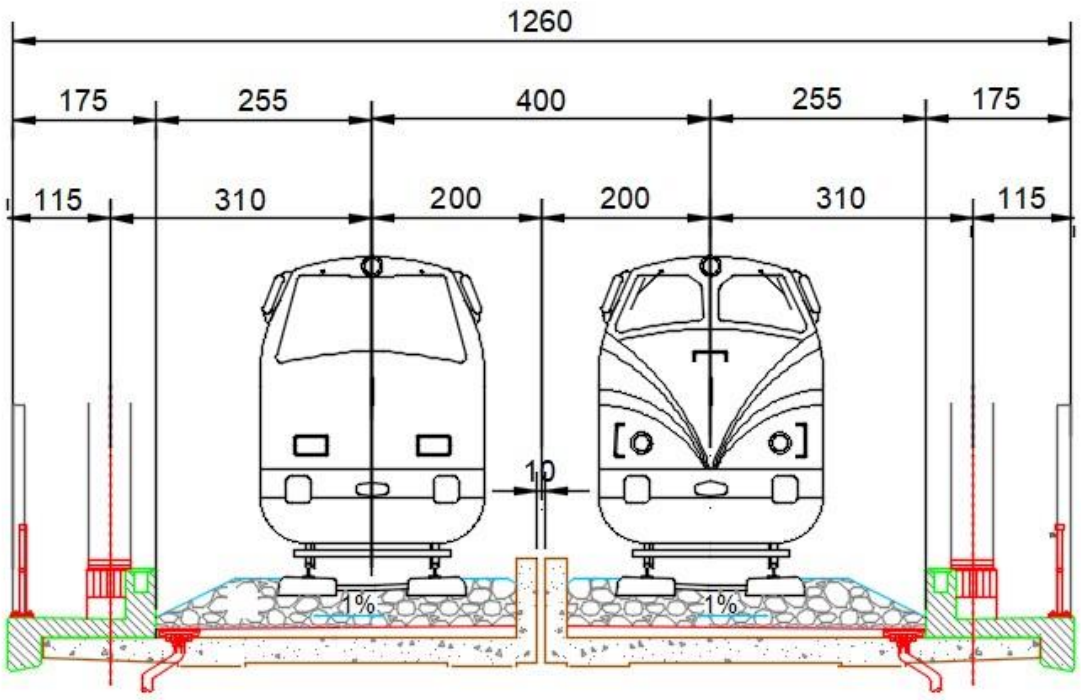


Figure I- 6 Profil en travers de la voie portée

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

Le profil en travers est défini par :

- Largeur du tablier 12.6 m.
- Tablier en toit ± 1 % de part et d'autre de l'axe du pont.
- Lit de ballaste d'épaisseur 60 cm.
- Traverses bi-blocs espacées de 60 cm.
- Rails.
- Support caténaire espacé de 60 m.
- Caniveau de hauteur 30 cm.
- Garde-corps de hauteur 110 cm.
- Corniche.
- Étanchéité.
- La chape de béton d'épaisseur 4 cm.
- Système évacuation d'eau.

I.3.5. Les données naturelles

La collection des données naturelles est une étape essentielle pour définir le type de l'ouvrage adéquat.

I.3.6. Topographie

Notre ouvrage se situe dans une zone urbaine qui se caractérise par une topographie plus au moins vallonnée. Il faut savoir que cette wilaya présente en général un relief topographique très accidenté.

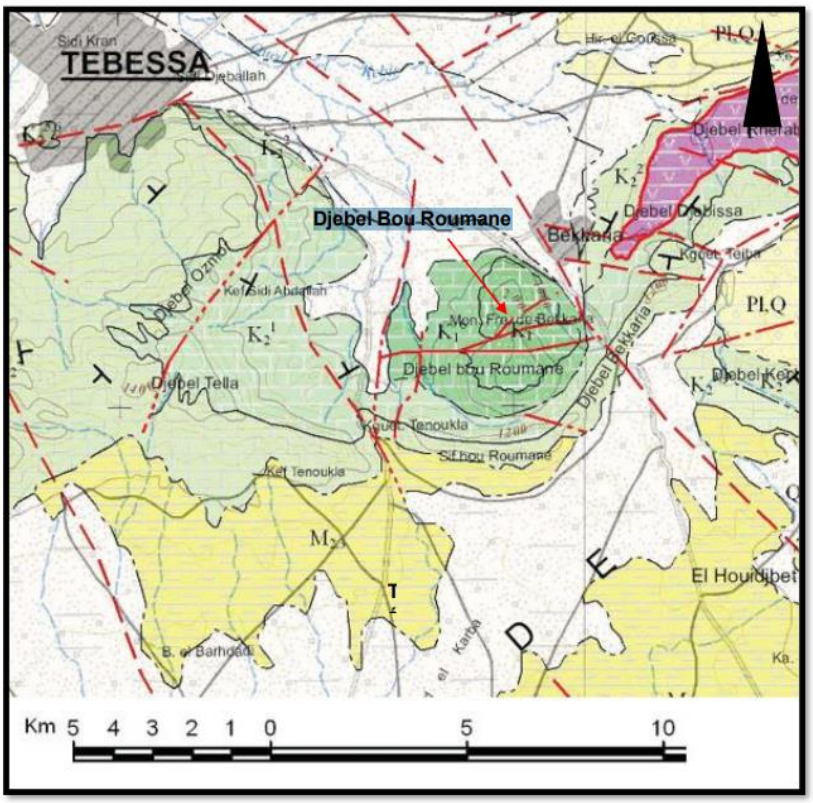


Figure I- 7 Topographique du site

I.3.7. Le vent

Pour l'obtention de la zone du vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Selon le règlement de neige et vent 2013 (RNV 2013) la Wilaya de TEBESSA est classée dans la zone II avec une vitesse de référence Vref = 27m/s.

I.3.8. La température

Les effets de la température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, plus précisément dans le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

La région de l'étude est caractérisée par un climat méditerrané en été chaud et un hiver froid. Au niveau de la station de Tébessa, les valeurs de températures moyennes mensuelles, enregistrées pour la période entre 1980 et 2019 varient entre 7.1°C, enregistrée en mois janvier et 27.9°C, enregistrée en mois de juillet, avec une température moyenne annuelle de l'ordre de 16.5°C.

Température (C°)	Janv	fev	mars	avril	mai	juin	jlt	Aout	Sép	Oct	Nov	Dec	Moy
Tébessa (1980-2019)	7.1	7.3	10.7	15.03	18.8	24.2	27.9	26.7	22.6	17.9	12	7.9	16.5

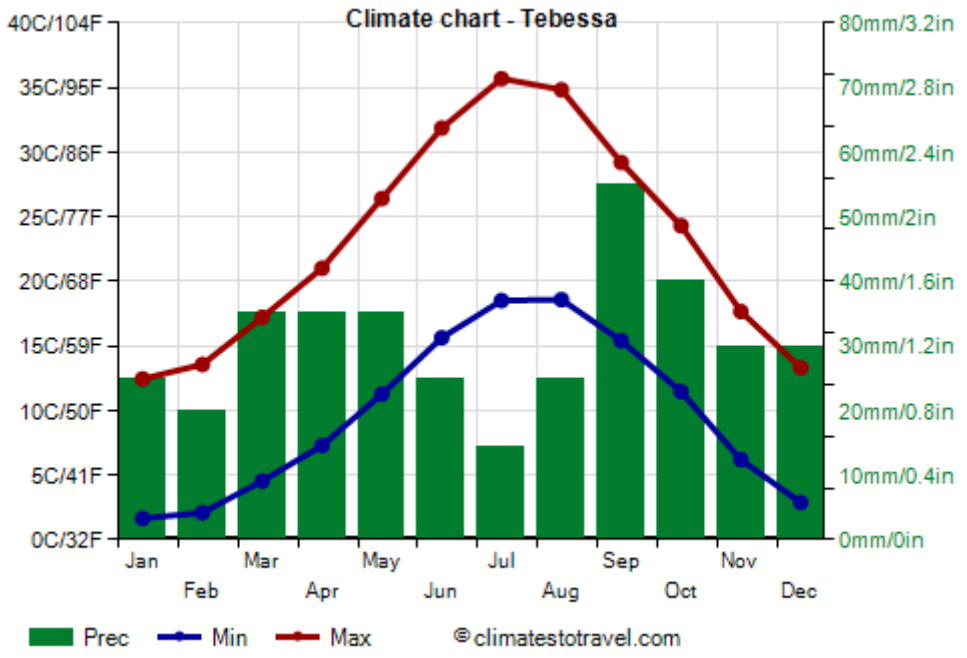


Figure I- 8 Température de TEBESSA (climatestotravel.com

I.3.9. Pluviométrie

Des précipitations moyennes de 8.7 mm font du mois de juillet le mois le plus sec. En avril, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 97.8 mm.

I.3.10. Géotechnique

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol est essentielle pour l'étude d'une structure. Ces informations sont indispensables pour déterminer le type de fondation nécessaire et choisir un emplacement adéquat, afin d'assurer un bon comportement mécanique de l'ouvrage. Elles sont obtenues grâce à des sondages et des essais qui fournissent des données sur le terrain naturel, le niveau de la nappe phréatique et l'implantation potentielle des fondations. Pour cette

étude, nous disposons de cinq sondages rotatifs, complétés par des sondages pressiométriques, tous réalisés à une profondeur de 15 à 20 mètres, elle nous donne ainsi les indications suivantes :

- Paramètres mécaniques de résistance.
- Paramètres rhéologiques.
- Compacité.
- Perméabilité.

I.3.11. La neige

Le site abritant notre ouvrage ne peut recevoir la neige. De plus, les effets de neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts. La neige au niveau de la wilaya de TEBESSA est classée dans la zone B, selon le RNV 2013.

I.3.12. Sismicité du site

L'ouvrage d'art est situé dans la wilaya de TEBESSA, selon le RPOA 2008 on peut tirer les informations suivantes :

- C'est une zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage est inclus dans le groupe 1 (Pont stratigique).
- Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est A= 0.15 d'après le tableau de RPOA 2008 (Tableau I-1).

Tableau I- 1 Coefficient d'accélération de zone A[RPOA2008

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

I.4. CONCLUSION

Le viaduc sert à franchir un obstacle naturel, dans ce chapitre nous avons présenté la situation géographique du projet, les données naturelles en particulier la coupe lithologique du site, ainsi que les données relatives au tracé ferroviaire à savoir : le profil en long, tracé en plan et le profil en travers. Afin de pouvoir proposer par la suite les variantes les mieux adaptées au site.

Chapitre II

PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

Les structures mixtes acier-béton sont la meilleure solution, que ce soit pour des portées supérieures à 50 m, lorsque des restrictions de hauteur s'appliquent, ou encore si le temps de construction doit être réduit. Au cours des dernières années, de nombreuses études et exemples ont démontré que les ponts mixtes offrent des solutions économiques aussi pour les structures de courte et moyenne portée, même quand ces conditions préalables ne sont pas réunies.

Les ponts qui combinent l'utilisation de l'acier et du béton se composent d'une structure porteuse principalement en acier et d'une surface de roulement en béton en tant qu'élément secondaire. La liaison entre la dalle en béton et la structure métallique assure la rigidité essentielle au pont.

II.2. DESCRIPTION D'UN SYSTEME BIPOUTRE :

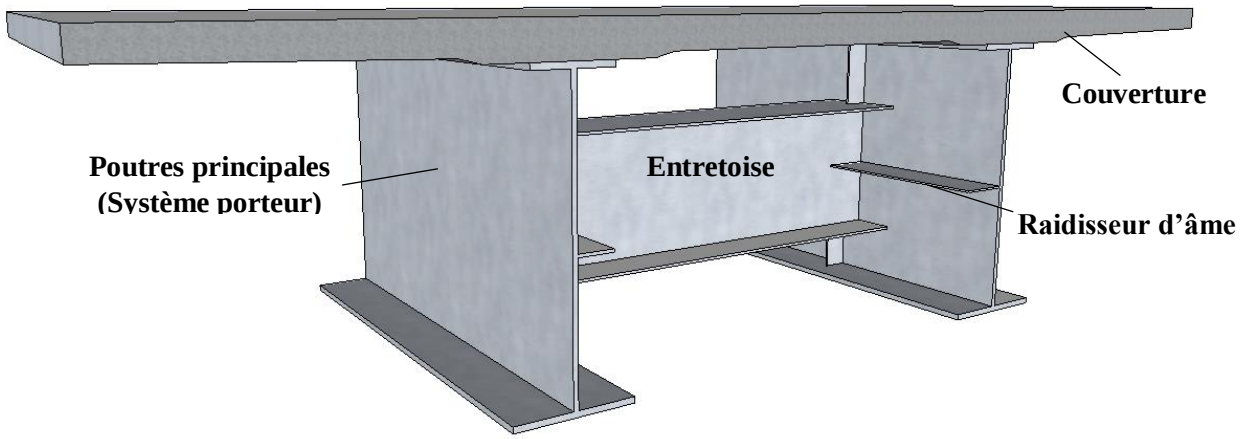


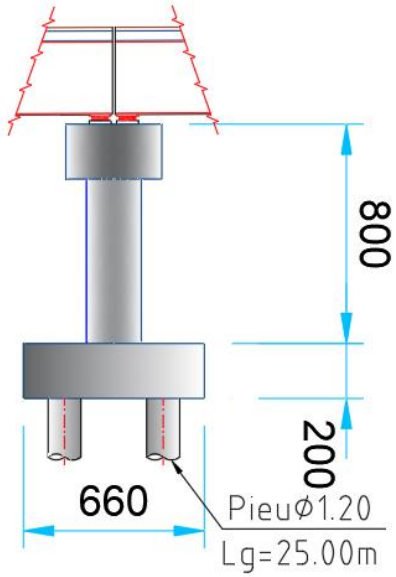
Figure II- 1 systeme bipoutre

Les ponts bipoutres mixtes sont considérés comme des ponts standard et sont couramment rencontrés en raison de leur construction simple et fiable. Ce type de pont est le plus fréquent, notamment pour des portées inférieures à 120 m.

II.2.1. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

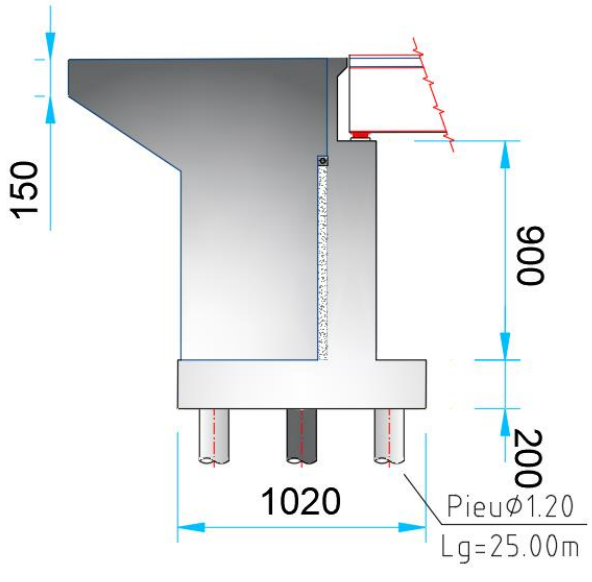
- **Pré-dimensionnement des piles :**

Tableau II- 1 Tableau récapitulatifs de pré-dimensionnement des piles

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Diamètre	2	
	Hauteur	$H_1 = 8 - H_2 = 8$	
Semelles	Largeur	6.6	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	2.0	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 8	

- **Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :**

Tableau II- 2 Tableau récapitulatifs de pré-dimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	6	
	Longueur	11.8	
	Épaisseur	2	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2	
	Épaisseur	0.50	
Semelles	Largeur	10.2	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	2.0	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	25 × 12	

II.2.2. Pré-dimensionnement de la superstructure

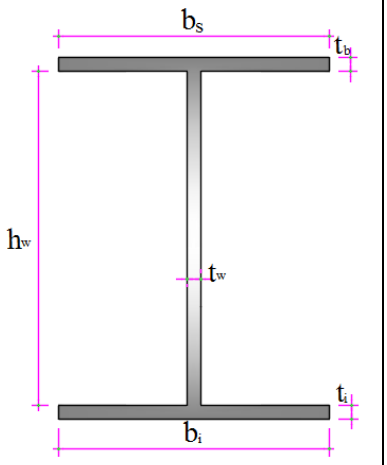
- **Implantation des appuis :**

La conception longitudinale de cette variante est caractérisée par la projection d'un pont de trois travées principales de 50 m à hauteur constante. (Voir le plan d'ensemble de cette variante en format A3).

- **Conception transversale (Selon SETRA) :**

Le pont est composé de deux tabliers, chaque tablier repose sur deux poutres principaux espacés par 3.2 m entretoisée entre elle par des entretoises chaque 6.15 m, une dalle en béton armé fixée sur les poutres principales par des goujons.

Tableau II- 3 Récapitulation du pré-dimensionnement

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)	Figure
Epaisseur de la dalle en béton armé	240 à 260 mm	300	
Hauteur PRS	H = L/28	2 700	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005h_w$	25	
Epaisseur semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	80	
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50	
Largeur semelle inférieure	500 mm $\leq b_i \leq$ 12 00 mm	900	
Largeur semelle supérieure	400 mm $\leq b_s \leq$ 1 000 mm	800	

- **La dalle**

Epaisseur de la dalle : (selon SETRA)

$0.13 + \frac{LT-L}{26}$ au droit des poutres on prend : 35cm

$0.12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier on prend : 30cm

- **Les entrotoises**

Les entretoises courantes sont constituées de profilés IPE600 alors que les entretoises sur appuis sont des profilés HEB800.

Tableau II- 4 Récapitulation du pré dimensionnement des entretoises

Eléments	IPE 600 (mm)	HEB 800 (mm)
Hauteur principales	600	800
Epaisseur de l'âme	12	17.5
Epaisseur semelle inférieure	19	33
Epaisseur de la semelle supérieure	19	33
Largeur semelle inférieure	220	300
Largeur semelle supérieure	220	300

- **Choix de la nuance d'acier :**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

- **La connexion entre la dalle et la charpente métallique :**

La dalle est reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Un goujon : est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête. La résistance individuelle d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais leur mise en œuvre est très rapide.

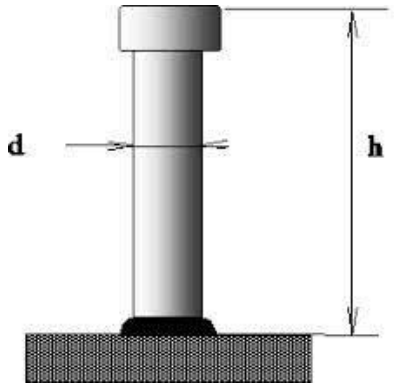
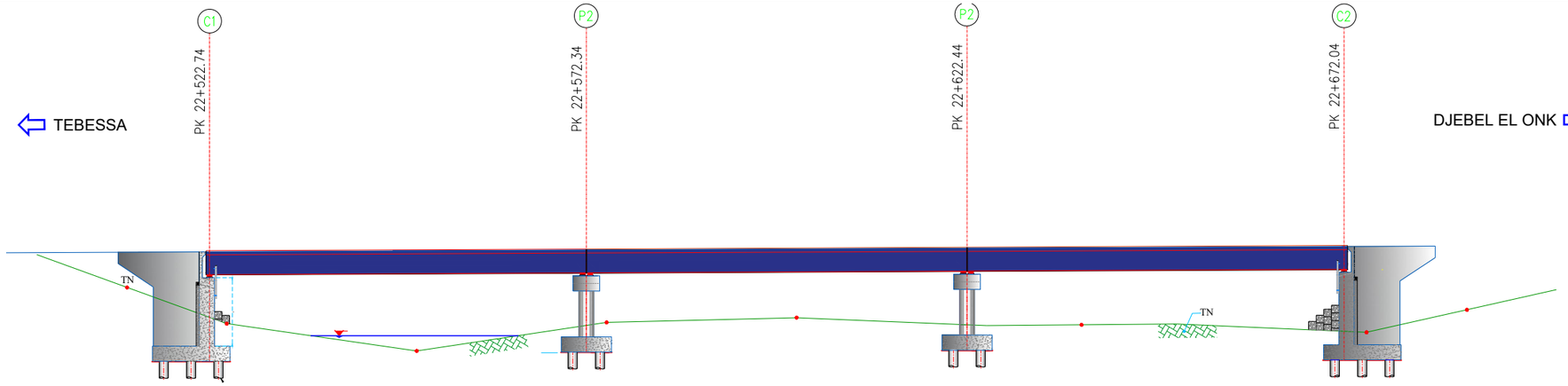
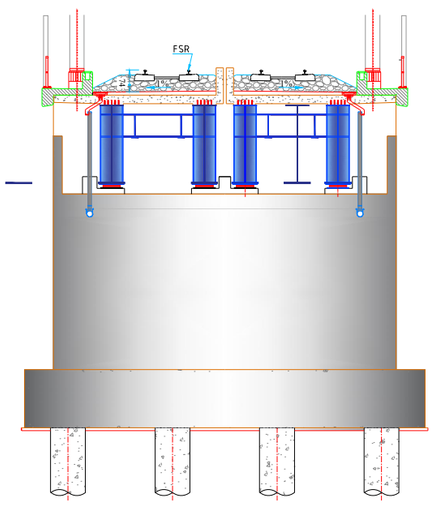


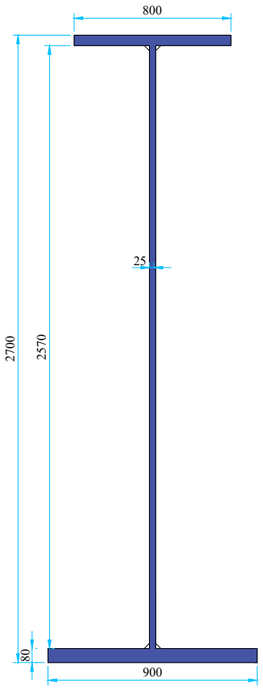
Figure II- 2 Un goujon

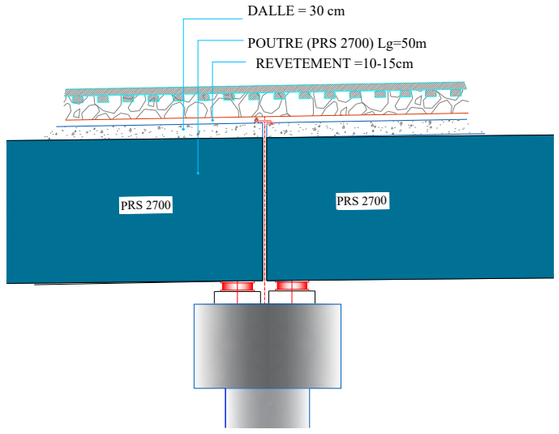
II.3. CONCLUSION

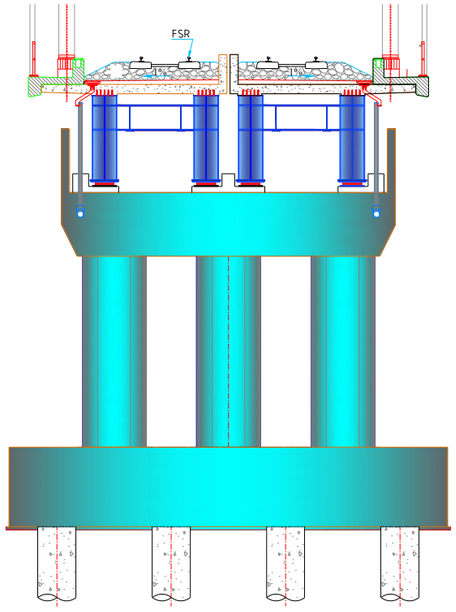
On a traité dans ce chapitre le prédimensionnement des différents éléments ce qui a permis d'avoir les caractéristiques géométriques de ces éléments. On procèdera dans le chapitre suivant au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter.



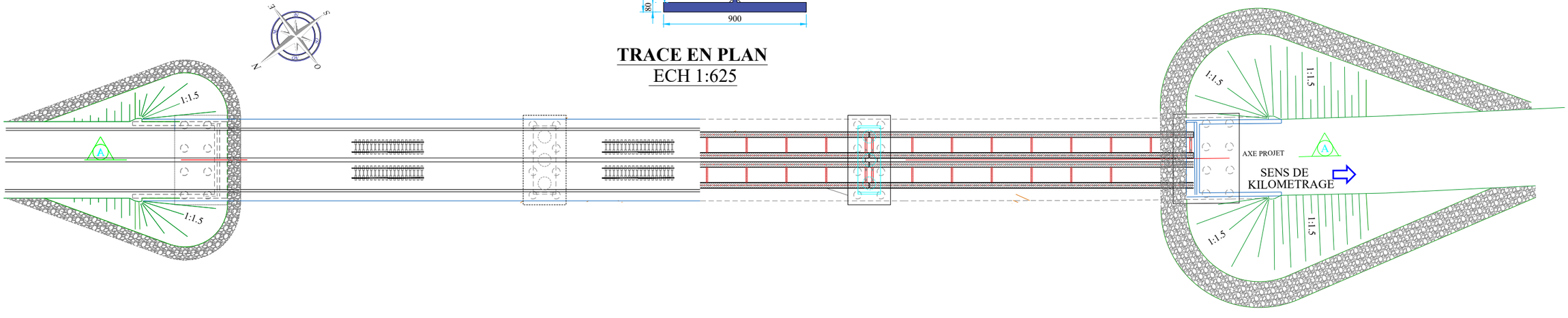








TRACE EN PLAN
ECH 1:625



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	CHAPITRE II	N° Planche	Année universitaire
Etude d'un pont rail mixte Bi-poutres du PK 22+522 au PK 22+672 ligne minière TEBESSA DJEBEL EL ONK	DJAFER CHERIF BILLEL KAZOUIT AMINE	M.BOUZIANE	PRE-DIMENTIONNEMENT	1/1	2023 / 2024

Chapitre III

NORME ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

La conception et le calcul des éléments d'un pont serait donc incomplète si elles ne comportaient pas de détails concernant le choix de la qualité des matériaux de construction ainsi que par les charges appliquées sur la structure et les différentes hypothèses de calcul.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **Livret 2.01 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton en métal ou mixtes.
- **RPOA 2008 :** Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- **Eurocode 1 :** actions sur les structures, partie 1-1 : poids volumique, poids propre et charges d'exploitation, pour le calcul des charges permanentes.
- **Eurocode 1 :** actions sur les structures, partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.
- **Eurocode 2 :** calcul des structures en béton, partie 2 : pont en béton.
- **Eurocode 3 :** calcul des structures en acier.
- **Eurocode 4 :** calcul des structures mixtes acier-béton.
- **Règles BAEL 91 révisées 99 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- **D.T.R. C 2-4.7 RNV (version 2013) :** Document Technique Réglementaire C 2-4.7 Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et neige.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.3.1. LE BETON

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.

III.3.1.1. Caractéristiques mécaniques :

Résistance en compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée notée f_{c28}.

Béton pour la superstructure : $f_{c28} = 30$ Mpa

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

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inferieur a 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenu au jour considère :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} \times f_{c28} \text{ si } j \leq 28 \text{ jours}$$

Résistance en traction

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \qquad (MPa)$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$MPa, dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa, ce qui donne :

$$f_{t28} = 2.4\ MPa \qquad (pour\ la\ superstructure)$$
$$f_{t28} = 2.4\ MPa \qquad (pour\ l'infrasctrucure)$$

III.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression :

Contrainte admissible à l'ELU

$$f_{bu} = \alpha \times \frac{f_{c28}}{\gamma b \times \theta}$$

Avec :

0.85 est un coefficient de minoration qu'a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

Coefficient tenant compte de la durée t probable de l'application de la combinaison des charges, il vaut :

$$1.00 \text{ si } 24h < t$$
$$0.90 \text{ si } 1h < t < 24h$$
$$0.85 \text{ si } t < 1h$$

γb Coefficient de sécurité égale a :

1.50 en situation durable ou transitoire (SDT)

1.15 en situation accidentelle (SA)

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

f_{bu} (MPa)	SDT	SA
La superstructure	19.83	25.86
L'infrastructure	15.30	19.95

Contrainte de calcul à L'ELS

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS σ_b est définie par les formules suivantes :

$0.5f_{c28}$ en service

$0.6f_{c28}$ en construction

III.3.1.3. Déformation du béton

Longitudinalement : Le module de déformation longitudinale du béton "E_{ij}" défini par les règles B.A.E.L est comme suit :

$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ Module de déformation instantanée du béton < 24

$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ Module de déformation sous chargement de longue duré

Transversalement : Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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

Coefficient de poisson : représenté par le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale, tel que

$$\vartheta = 0.2 \text{ pour le béton}$$

$$\vartheta = 0.3 \text{ pour l'acier}$$

III.3.2. LES ACIERS

III.3.2.1. 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_b , 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

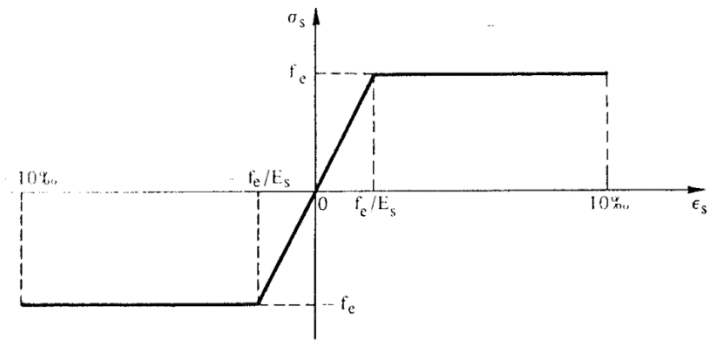


Figure III- 1 Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures

A **l'état limite de service** La contrainte $\bar{\sigma}_s$, sera déterminée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s \leq Min\left\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{1.6f_{c28}}\right\}$$

III.3.2.2. Les aciers des poutres métalliques

- L'acier utilisé pour les poutres PRS et les connecteurs est le S355.
- Masse volumique : 7 800 kg/m3
- Coefficient de poisson : $\vartheta_a = 0.3$
- Module de cisaillement :

$$G_a = \frac{E}{2(1+\vartheta_a)}$$

Tableau III- 2 Caractéristiques de résistance de l'acier pour la charpente

épaisseur	Type d'acier	Limite élastique Fy (MPa)	Limite à la rupture Fu (MPa)
ep ≤ 16mm	S355N	355	510
16mm≤ ep ≤ 40mm	S345N	345	510
40 mm ≤ ep ≤ 63 mm	S335N	335	490
100 mm ≤ ep ≤ 150 mm	S295N	295	470

III.4. CONCLUSION

En utilisant les informations abordées précédemment dans ce chapitre, nous effectuerons les calculs des charges requises pour notre étude, tout en explorant progressivement d'autres caractéristiques potentielles.

Chapitre IV

CHARGES PERMANENTES
ET CHARGES D'EXPLOITATION

IV.1. INTRODUCTION

En phase d'exploitation, l'ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont Poids propre charges complémentaires permanentes et les surcharges ferroviaires, Le but de ce chapitre est de définir tous types de chargements qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées et leurs sollicitations générées.

IV.2. EVALUATIONS DES ACTIONS

IV.2.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.2.1.1. Actions permanentes

- **Poids propre :** en considérant une masse volumique de 78 kN/m3 pour l'acier et 30 kN/m3 pour le béton armé.

Tableau IV- 1 Actions permanentes

Element	S(m^2)	Longueur(m)	V(m^3)	Nombre	P(kN)
Poutres(PRS 2700)	0.176250	50	8.8125	2	1 374.75
Entretoise (HEB 800)	0.033420	6.15	0.205533	2	32.06
Entretoise (IPE 600)	0.0156	6.15	0.09594	7	52.38
Dalle (BA)	2.0224	50	101.12	1	3033.6
Poids CP					**∑=4492.79kN**

IV.2.1.2. Les compléments de charges permanentes CCP

- **Rails:**

2 rails UIC 60 = 1.2kN/m

- **travers:**

les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre, une traverse pèse entre 245kg à 300kg

$N_{travers}=\frac{50\times1666}{1000}=83.3$

Prenons 84 traverse de 280kg de poids en trouve :

$P_{travers}=2.8 \times 84=235.2$ kN

$P_{travers}=4.7$ kN/m

- **Ballast :**

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

$P_{ballast}$ = 20 x 0.6 = 12 KN/m^2

- **Etanchéité :**

L'imperméabilisation de notre ouvrage est constituée d'une couche de 5 cm de chape de protection surmontée d'une chape d'étanchéité de 1 cm d'épaisseur. Le poids volumique de ces deux est 22kN/m^3

$P_{étanchéité}$=(0.05+0.01)x22= 1.32kN/m^2

- **Garde-corps :**

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

Tableau récapitulatif

Tableau IV- 2 IV.2.1.2. Les compléments de charges permanentes CCP

Element	Poids (kN/ml)	Poids(kN)
Rails	1.2	60
Travers	4.7	235
Ballast	51	2550
Corniche+Trottoire	22.257	1112.85
Barrières de Sécurité	1	50
Caténaire	2.4	120
Etancheité	5.61	280.5
Garde Ballast	5.855	292.75
CCP		**∑=4666.1**

NB : Le calcul des charges a été fait sur un seul tablier puisque les deux tabliers sont identiques

IV.2.1.3. Action thermique

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de ± 35° C autour de la température d'origine prise égale à 10° C.

IV.2.1.4. Action du vent

Vent compatible avec les circulations : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de 1.5 kN/m2. Sur une surface partiellement masquée.

IV.2.2. Surcharges d'exploitation ferroviaires

Généralement il existe 4 schémas de charges LM71, SW/0, SW/2 et Train à vide et trois chargements verticaux fondamentaux : LM71 + SW/0, SW/2 et Train à vide.

IV.2.2.1. Modèle de charges « LM71 » :

- Le modèle de charge UIC71 représente l'effet statique de la circulation verticale ferroviaire normale. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définit comme indiquer à la figure suivante :

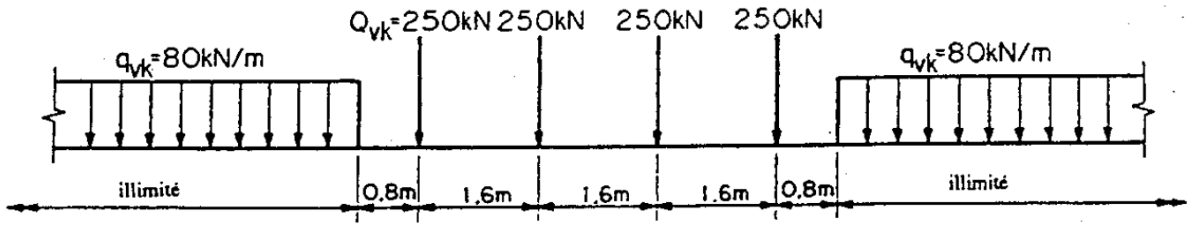


Figure IV- 1 modèle de charge UIC 71

IV.2.2.2. Modèle de charges « SW/0 » et « SW/2 » :

- Les modèles de charges SW représente l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes.
- La disposition des charges est celle indiquée à la figure avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles mentionnées dans le tableau.

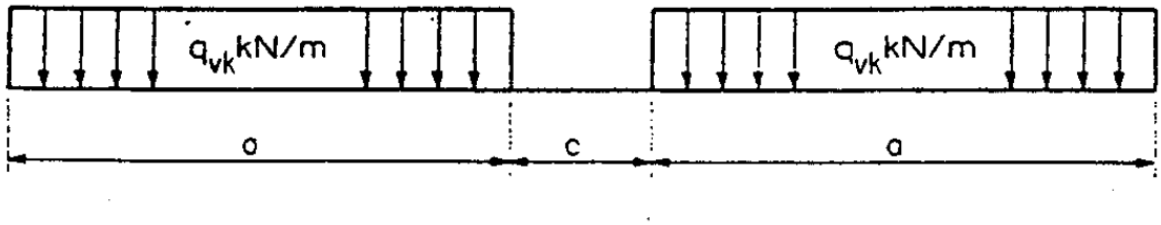


Figure IV- 2 modèle de charge SW

Tableau IV- 3 valeurs caractéristiques des charges verticales pour les schémas de la charge SW

Classe de charge	q_{vk}(KN/ml)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15	5.3
SW/2	150	25	7

IV.2.2.3. Modèle de charges « Train à vide » :

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier est utilisé 'Train à vide'.Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12,5 KN/ml et appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage.

IV.2.3. Chargements verticaux

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois suivants :

- UIC 71 + SW/0
- SW/2
- Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable.

Note : UIC 71 + SW/0 signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets d'UIC 71 et de SW/0.

IV.2.4. 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 **a1** = 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 :

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

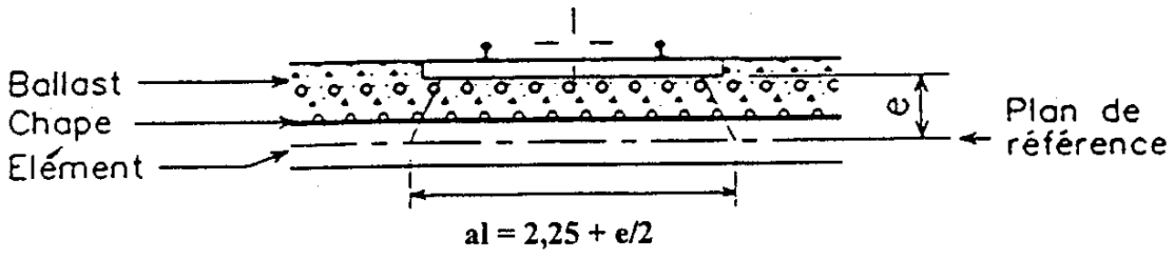


Figure IV- 3 déffusion de charge

Avec : a1 = 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 25 t se répartit sur 2 bandes longitudinales continues de largeur **a2** = 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 :

$$P = \frac{250}{1.60 \times 2a_2} \ [KN/m^2]$$

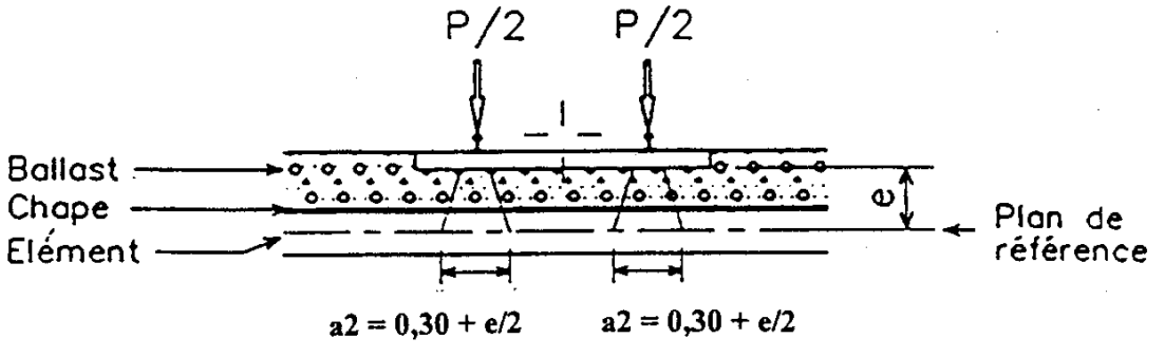


Figure IV- 4 Répartition de charge sur une bande

Avec : a2 = 0,3 + 0.58/2 = 0,59 m ; donc : $P = \frac{250}{1.60 \times 0.59} \ [KN/m^2]$

$P = 132.4 \ KN/m^2$

IV.2.5. Effets dynamiques

Les facteurs suivants influent principalement sur le comportement dynamique :

- La fréquence propre de la structure
- L'espacement des essieux
- La vitesse de franchissement
- L'amortissement de la structure
- L'espacement régulier des éléments d'appui de la voie et de ceux de l'ouvrage (traverses, pièces de ponts, …)
- Les défauts verticaux de la voie
- Les défauts des roues

Ces effets dynamiques sont pris en compte au moyen de coefficients ϕ2 ou ϕ3, 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.

Coefficients dynamiques ϕ (ϕ2 et ϕ3) :

IV.2.5.1. Domaine d'application

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=50m (portée en mètres)

Limite supérieure de la flèche δs :

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

$$\delta_s = 57.92\ mm$$

Limite inférieure de la flèche δi :

L >25 m → pas de limite inférieure

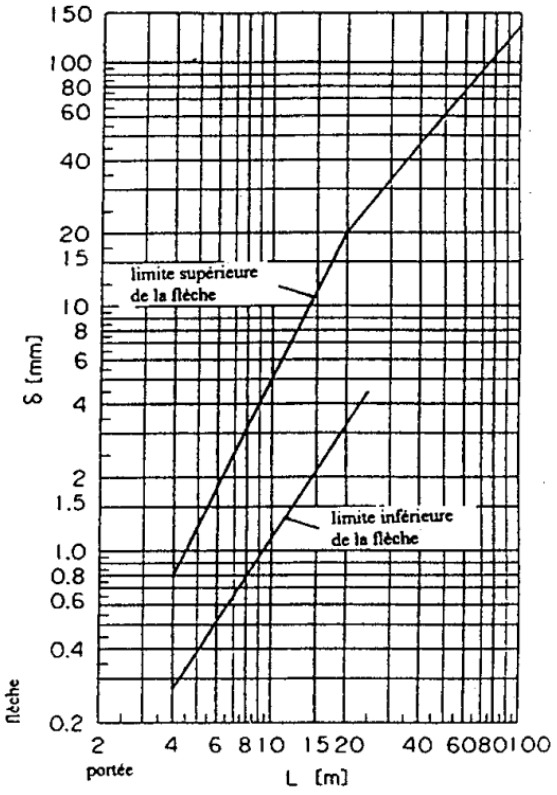


Figure IV- 5 Limites de la flèche sous poids permanent

IV.2.5.2. 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 ϕ2 ou ϕ3. En règle générale, le coefficient dynamique ϕ est déterminé comme ϕ2 ou ϕ3 en fonction de la qualité de l'entretien de la voie, selon les modalités suivantes :

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

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

Lϕ = la portée mécanique égale à 65m (livret 2.01 article 1.3 partie 1.3.2.2.3).

Pour une voie normalement entretenue : $\phi_3 = 1.0047$

IV.2.6. Forces horizontales

IV.2.6.1. Force 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 aussi bien sur les voies en alignement que sur les voies en courbe.

La valeur caractéristique de l´effort de lacet doit être prise égale à **Qsk = 100 KN**.

IV.2.6.2. Effort dû au freinage et au démarrage

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

- **Force de démarrage :**

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

Q_{lak} = 33 (KN/m) × L (m) ≤ 1000 KN

33 x 50 = 1650

Donc:

Q_{lak}=1000 KN

- **Force de freinage :**

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

Q_{lbk} = 20 (KN/m) × 50 (m) ≤ 6000 KN

Donc :

Q_{lbk} = 1000 KN

- Pour le schéma de charges SW/2 :

Q_{lbk} = 35 (KN/m) × 50 (m)

Donc :

Q_{lbk}= 1750 KN

Avec :

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

IV.2.6.3. Effet du vent

P=1.5 KN/m^2 pour les ouvrages avec circulation

P = 2KN/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

IV.2.7. Actions accidentelles

IV.2.7.1. Action dues au déraillement d'un train sur le pont

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentelle.

Deux cas doivent être considérées :

- Cas 1 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont.
- Cas 2 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sans tomber du pont mais restant en équilibre sur un bord.

Pour le cas 1 les conditions structurales et les charges équivalentes sont définies comme suit : il convient d'éviter l'effondrement de la plus grande partie de 1a structure mais on peut tolérer des dommages locaux. Les parties de la structure concernées doivent étre dimensionnées a l'état limite ultime pour les charges équivalentes suivantes : Deux charges linéaires d'intensité qA1d = 50 kN/m, disposées sur une longueur de 6,40 m, écartées de 1,40 m parallèles a la voie, et se trouvant dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une des zones, larges de 1,5 fois l'écartement des rails, s'étendant de part et d'autre de I'axe de la voie. Il n'y a pas lieu d'envisager d'autres actions variables dans les calculs.

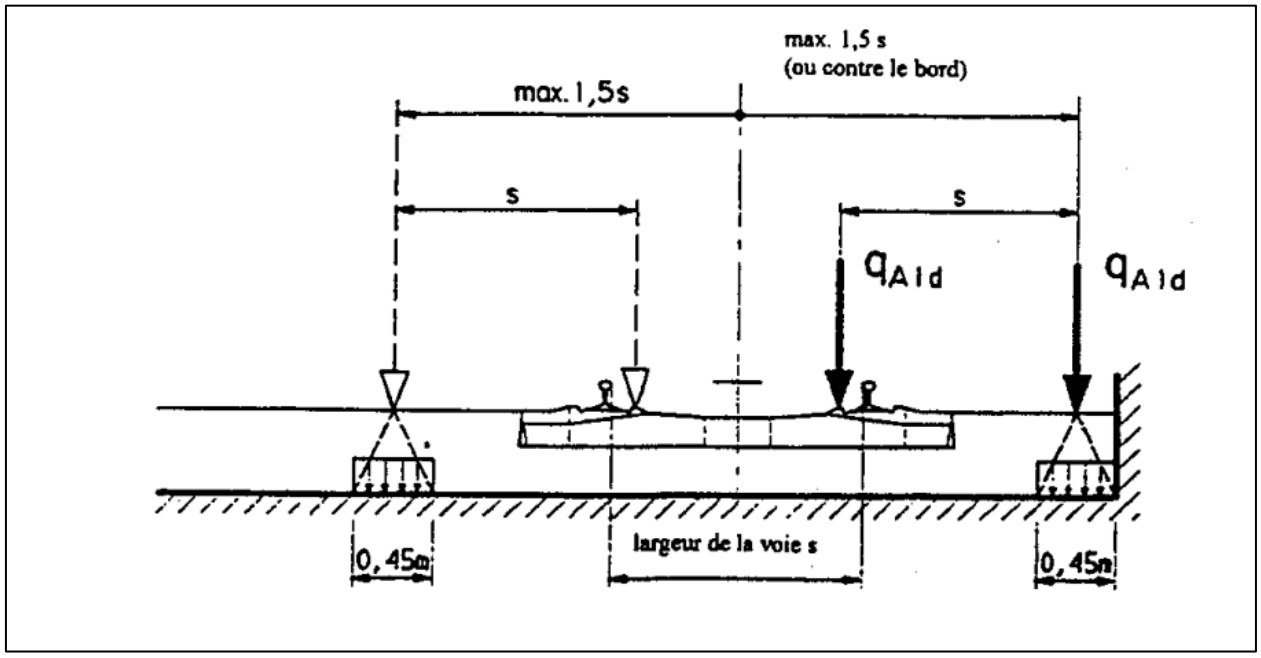


Figure IV- 6 Charge équivalente qA1d

Pour le cas 2 les conditions structurales et les chargements équivalents sont définis comme suit : le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour !e calcul de stabilité générale, il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité quaq = 80 kN/m, disposée sur une longueur totale de 20,00 m et située transversalement soit 4 une distance maximale de 1,5 fois l'ecartement des rails soit sur le bord de la structure concernée.

IV.2.7.2. Charges sismiques

Notre pont est classé dans le groupe 1 (pont stratégique car il assure une liaison ferroviaire).

Une zone de sismicité moyenne (zone I).

Le coefficient d'accélération A= 0,15.

IV.2.8. Action dues aux variations de température

- **La variation uniforme**

Les valeurs caractéristiques minimale et maximale de la température

- Température extérieure maximale : Te max = +50°C
- Température extérieure minimale : Te min = -19°C

- **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 : ±15℃

En phase de service : ±8℃

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

IV.3. GROUPES DES CHARGES

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on procède à leurs assemblages. Les actions résultantes sont appelées groupes de charges. Ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie et deux voies. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un à l'autre doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les autres charges que de circulation ferroviaire.

Tableau IV- 4 Les groupes de charges

		LM 71[(1)] +SW/0[(1).(2)]	SW/2 [(1).(3)]	Train à Vide(T)	Freinage(F) Démarrage[(1)] (D)	Force Centrifuge [(1)] (C)	Lacet[(1)] (L)
1V	Gr11	1	0	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0 .5[(5)]
	Gr 12	1	0	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
	Gr 13	1[(4)]	0	0	1	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr 14	1[(4)]	0	0	0.5[(5)]	1	1
	Gr 15	0	0	1	0	1[(5)]	1[(5)]
	Gr16	0	1	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr17	0	1	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]

1) Tous les coefficients appropriés (α. f. Ø…) doivent être prise en compte.

2) SW/0 ne doit être prise en compte que pour les ponts à travées continues.

3) SW/2 ne doit être prise en compte que si cela est stipulé pour la ligne considérée.

4) Le coefficient peut être réduit à 0.5 si l'effet est favorable ; Il ne peut être égal à zéro.

5) Dans les cas favorables. ces valeurs non dominantes peuvent être prises égales à zéro.

IV.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a évalué les différentes charges et surcharges établies par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul des pont rail. En effet, il est souvent possible d'évaluer la sécurité d'une structure grâce à une meilleure compréhension des charges réelles appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse.

Chapitre V

ETUDE DE TABLIER

V.1. INTRODUCTION

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

V.2. ORGANISATION DES CALCULS POUR L'ANALYSE GLOBALE

On appelle analyse globale la détermination des efforts dans la structure (moment fléchissant, effort tranchant).

V.2.1. LOGICIEL DE CALCUL

Midas Civil est un logiciel de modélisation et d'analyse de structures de génie civil. Il est utilisé principalement dans les domaines de l'ingénierie des ponts, des bâtiments et des structures en génie civil. Ce programme offre une gamme de fonctionnalités pour la modélisation tridimensionnelle, l'analyse statique et dynamique, la conception de ponts et d'autres structures, ainsi que pour l'évaluation de la résistance et de la stabilité des éléments structurels. Midas Civil est largement utilisé dans l'industrie de la construction pour aider les ingénieurs à concevoir, analyser et optimiser divers types de structures afin de garantir leur sécurité et leur durabilité.



Figure V- 1 Midas Civil

a) Définition des matériaux:

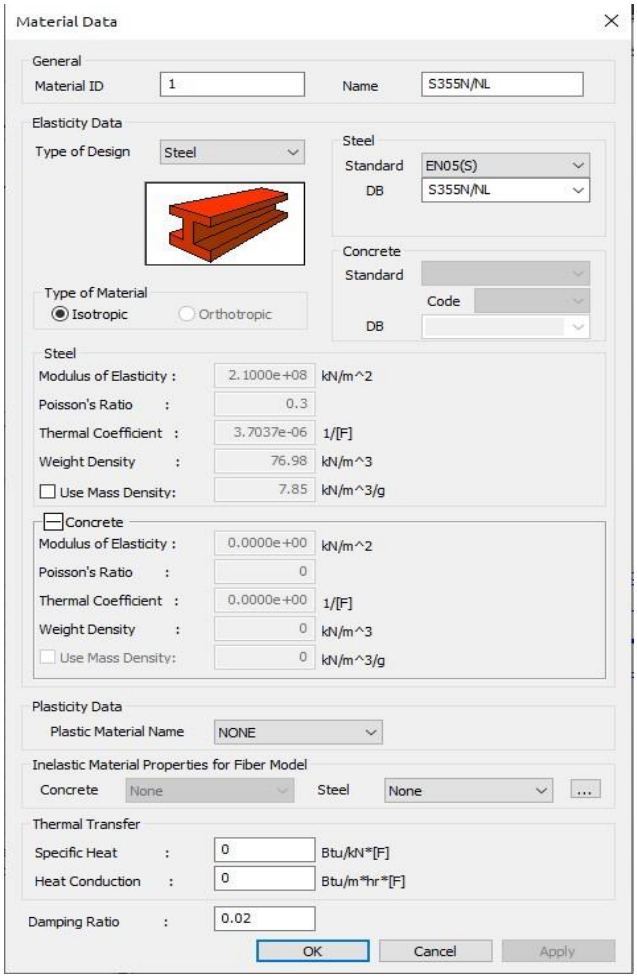


Figure V- 3 Matériaux pour l'acier

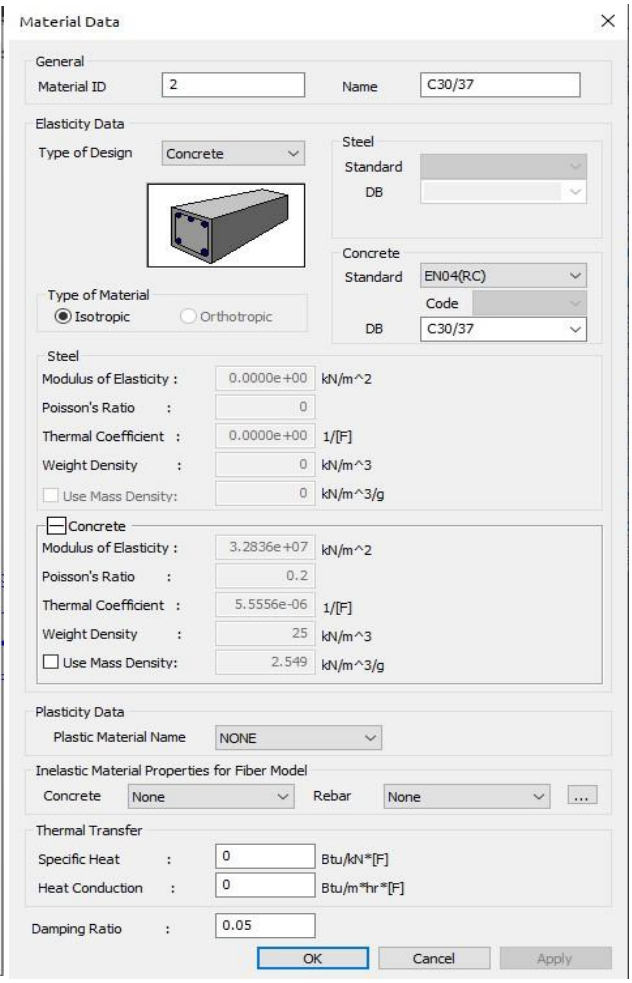


Figure V- 2 Matériaux pour le beton

b) Dimension des sections du tablier :

La géométrie de tablier est constituée de 2 poutres principale (poutrelle reconstitue soudée) en charpente métallique et d'entretoise courant IPE600 chaque 6.15m et entretoise sur pile HEB 800, la dalle en béton armé.

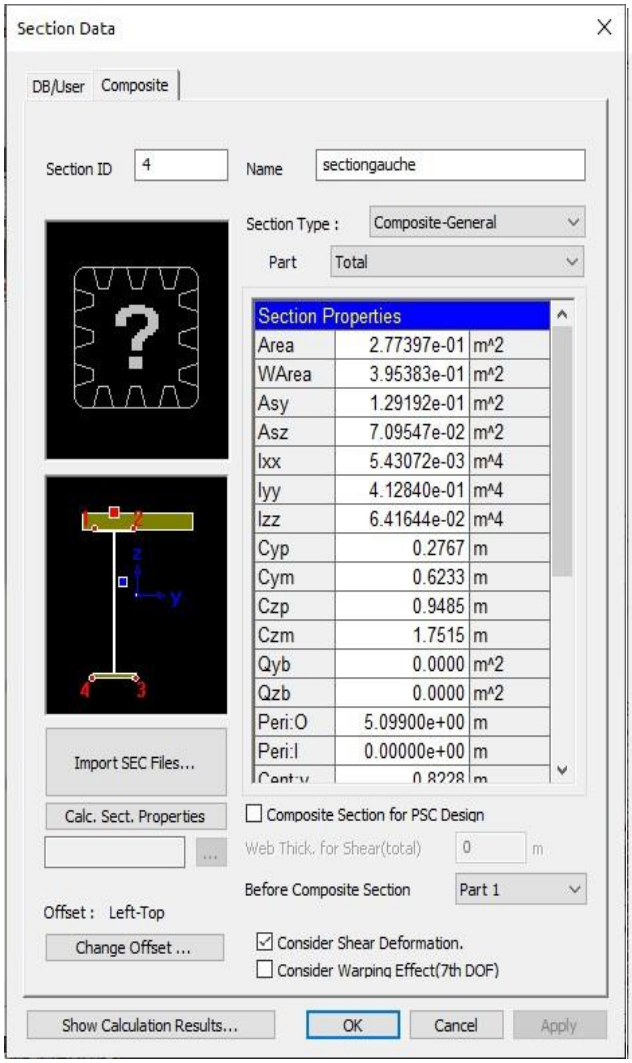


Figure V- 4 Section transversale PRS gauche

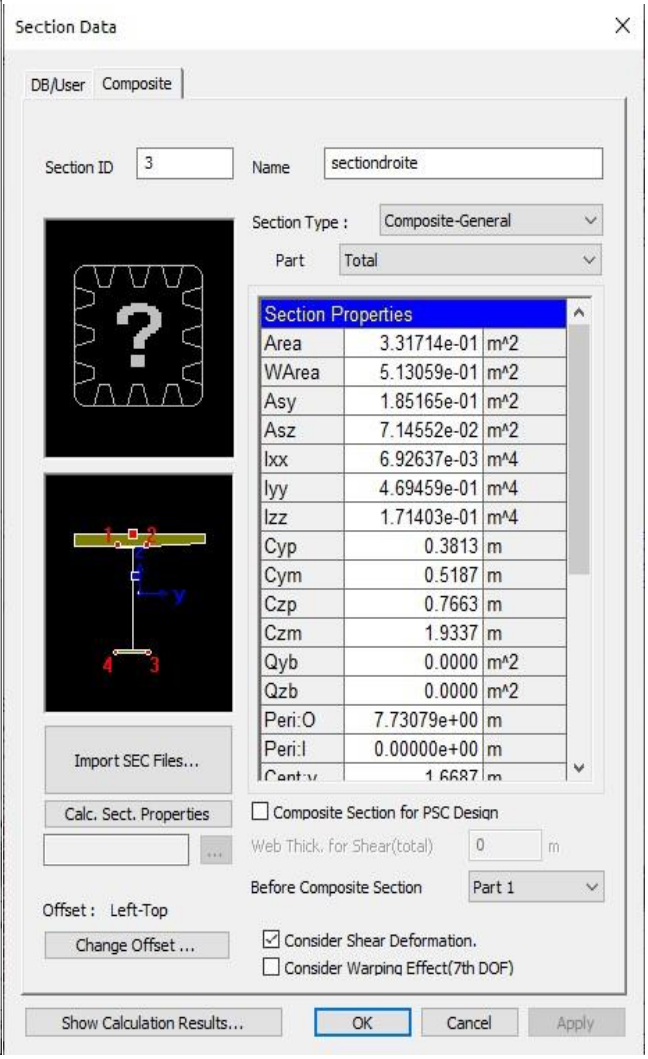


Figure V- 5 Section transversale PRS droite

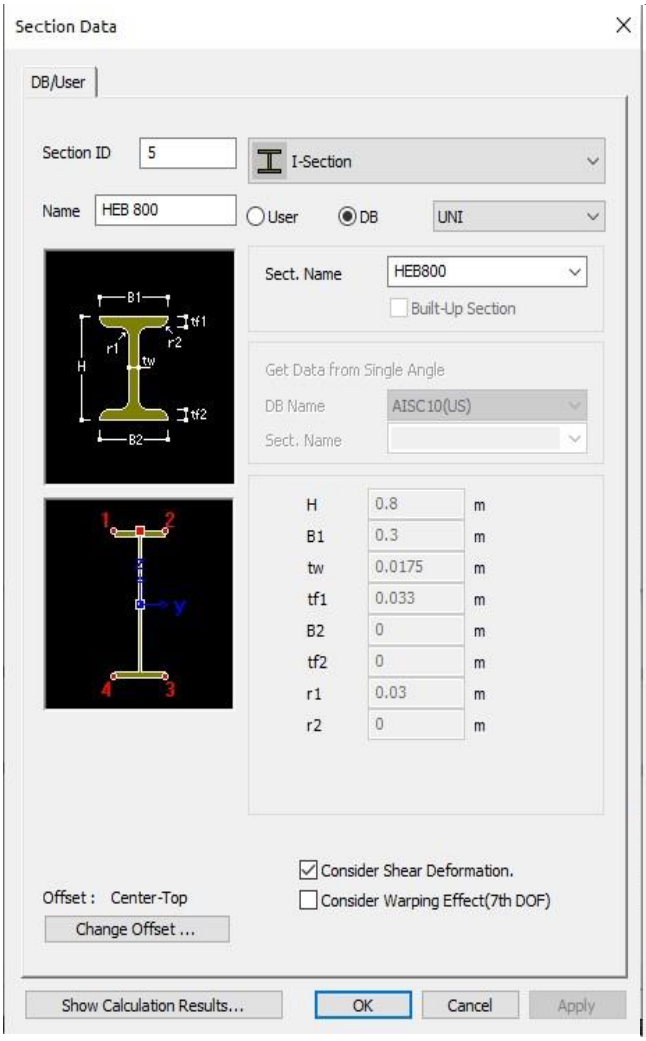


Figure V- 6 Section transversale HEB800

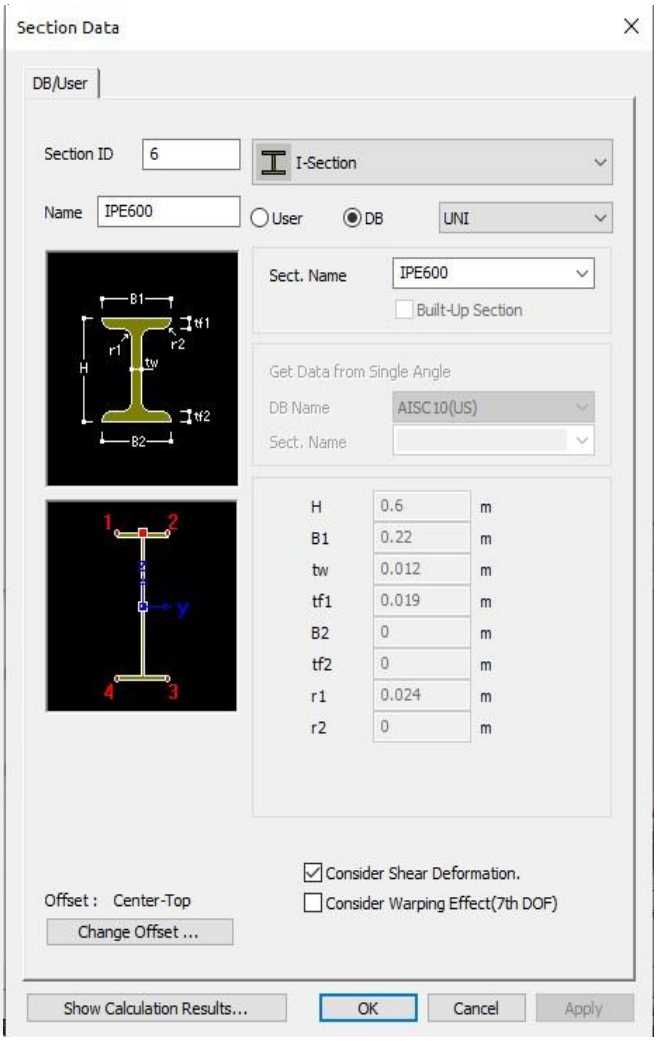


Figure V- 7 Section transversale IPE600

c) Vue en 3D du modèle :

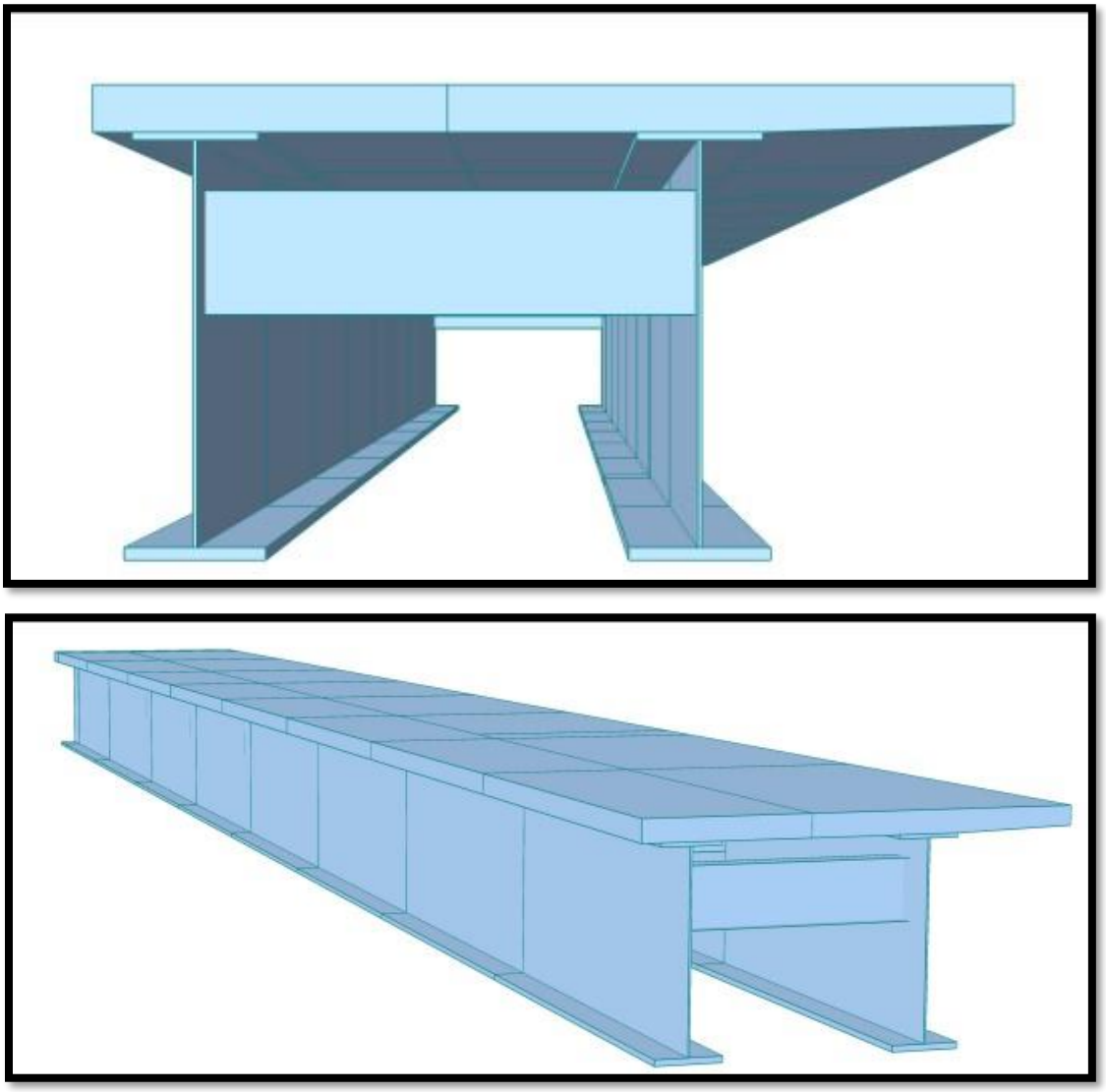


Figure V- 8 Vue 3D du modèle

V.2.2. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES

a) Affectation des charges : Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues aux :

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

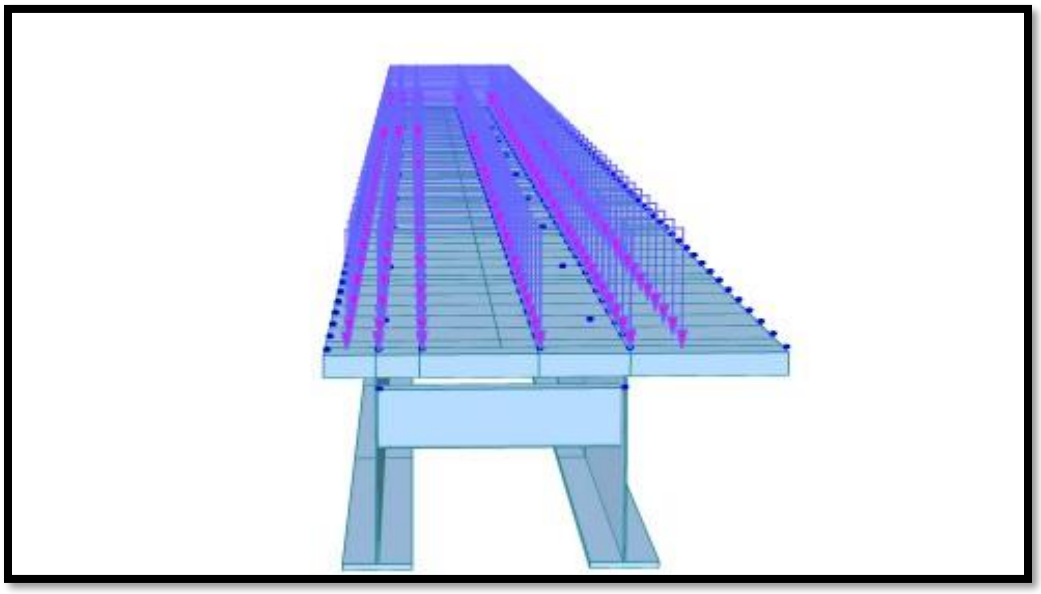


Figure V- 9 Affectation de charge de Ballast

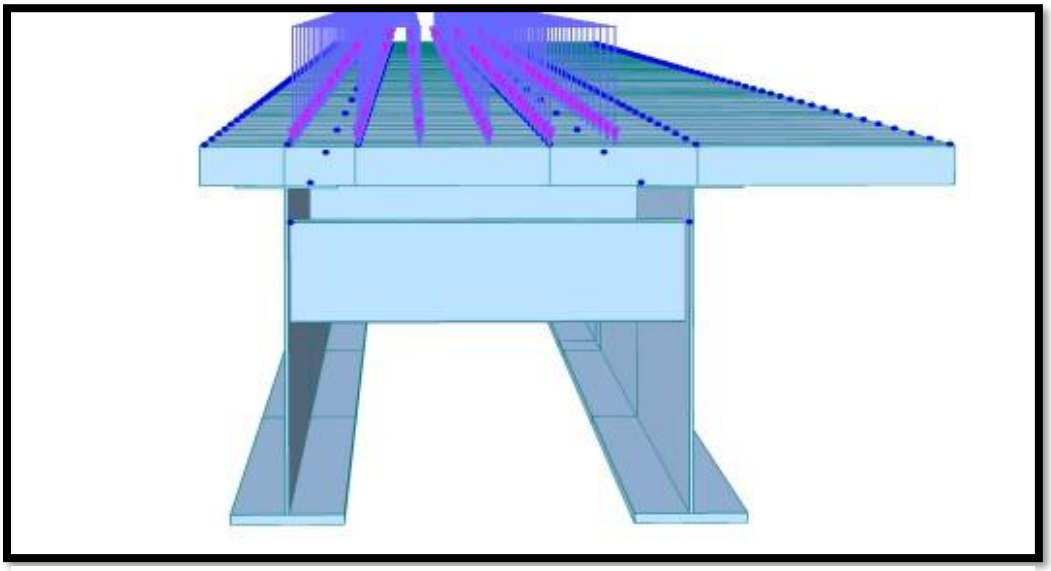


Figure V- 10 Affectation de charge de rail+traverse

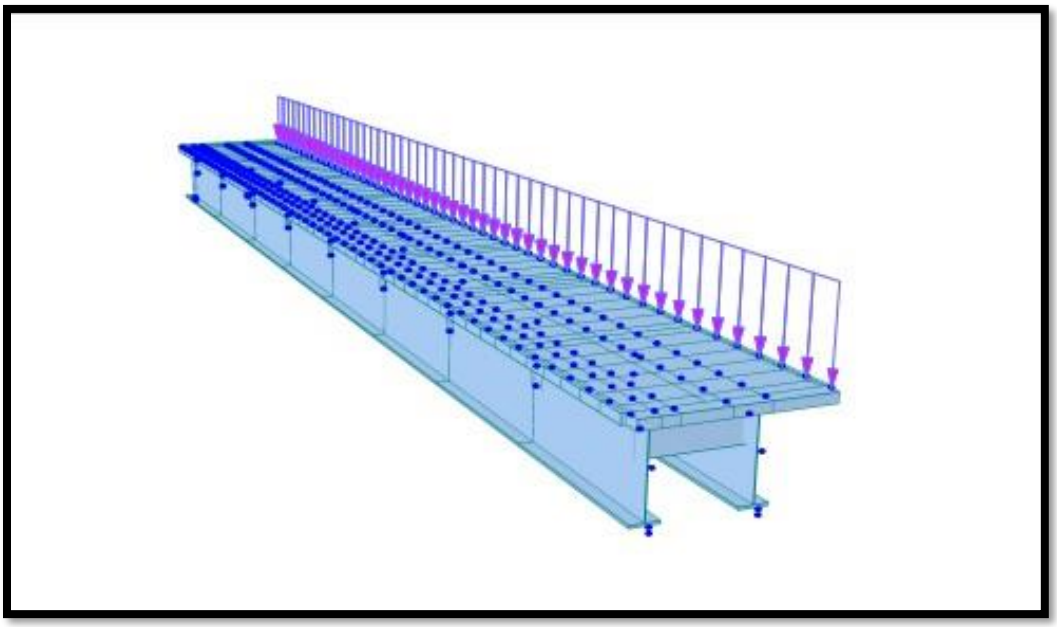


Figure V- 11 Affectation de charge de garde-corps

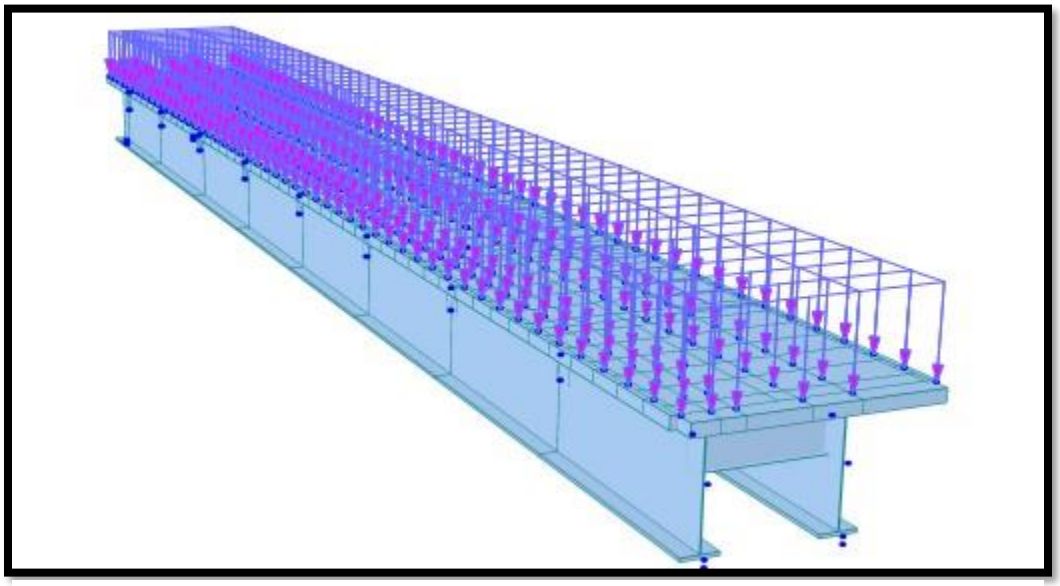


Figure V- 12 Affectation de charge d'étancheité

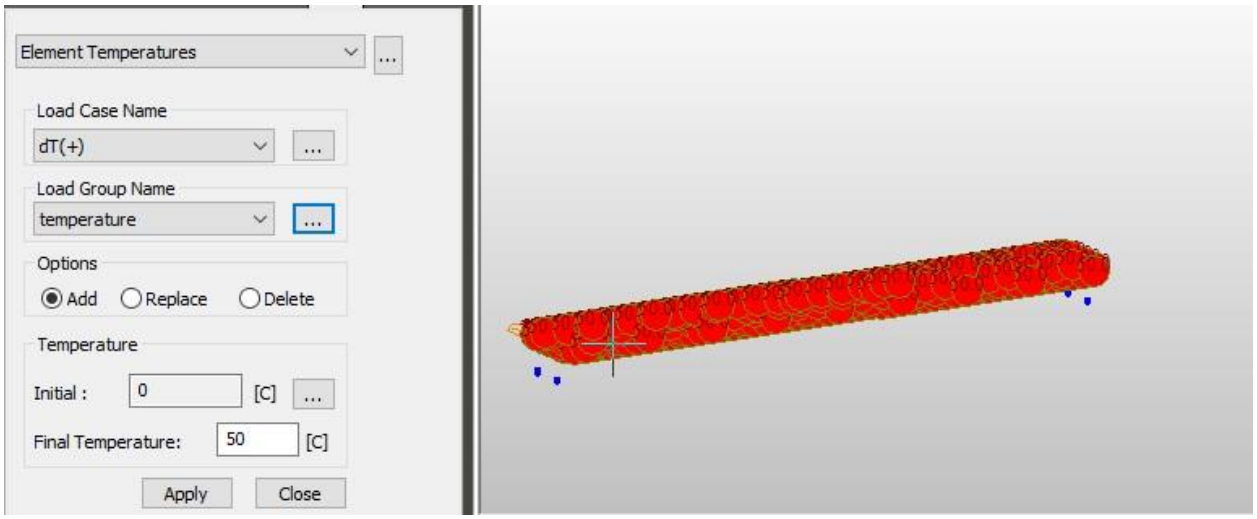


Figure V- 13 Affectation de charge de temperature

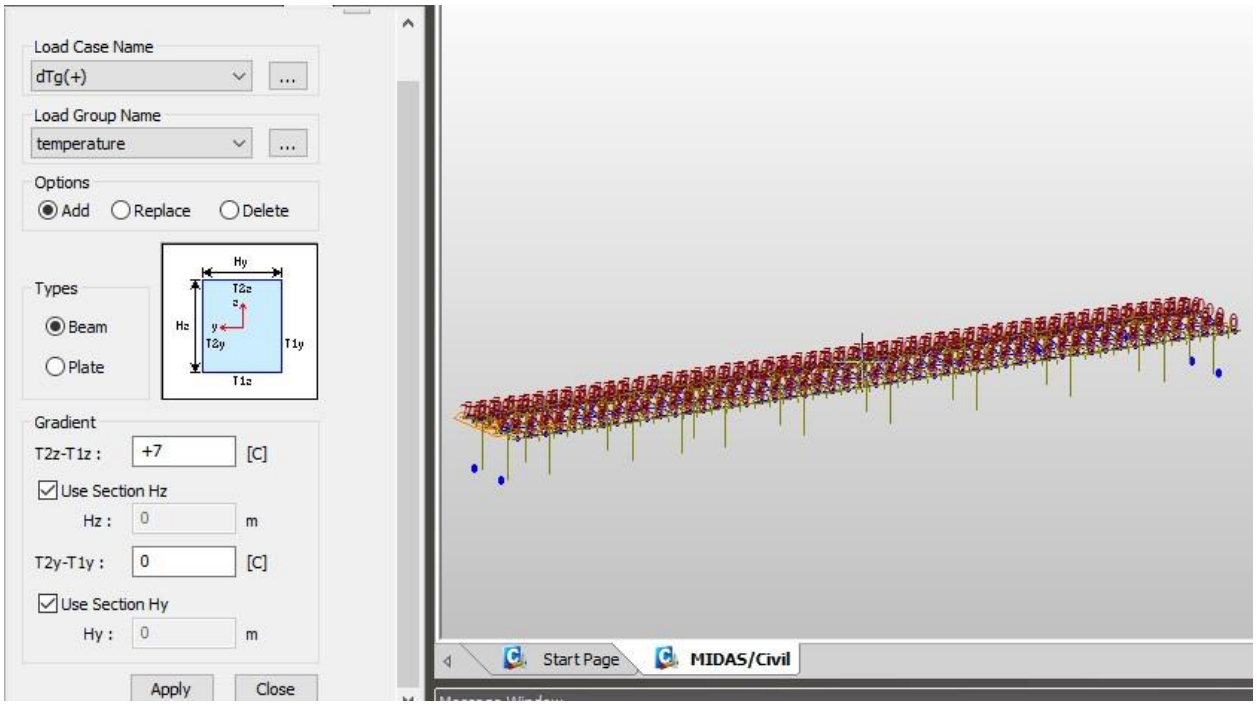


Figure V- 14 Affectation de charge gradient thermique

b) Les charges mobiles :

Les charges (LM71, SW, Train à vide) sont appliquées suivant la ligne de circulation qui a été définie en relation avec l'axe de la voie.

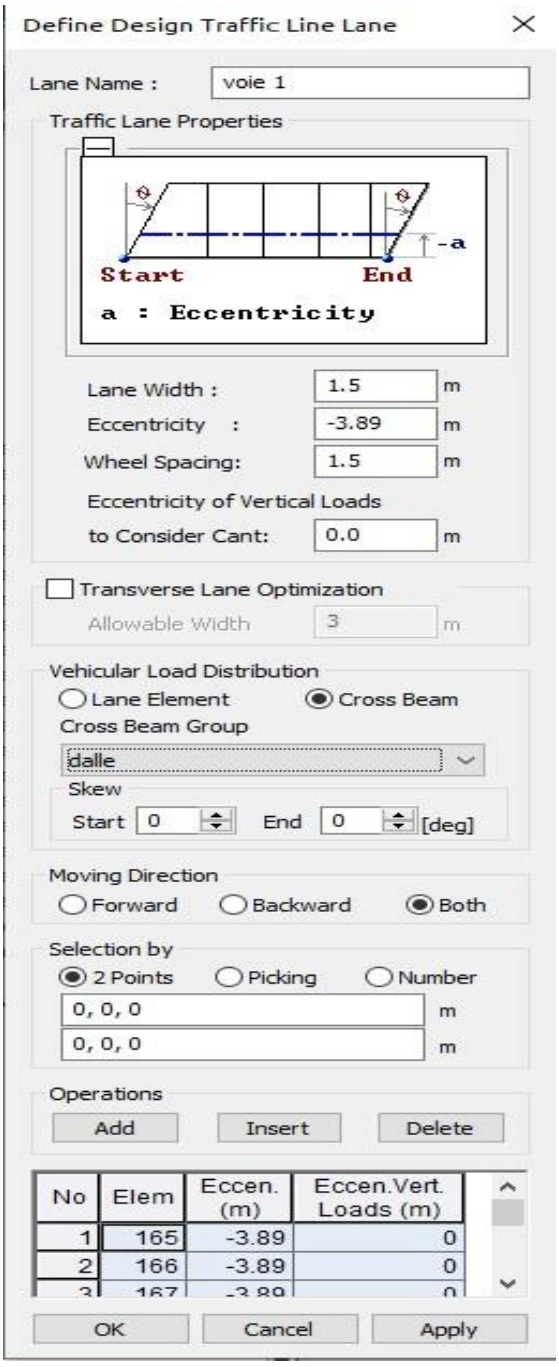


Figure V- 15 définition de la voie

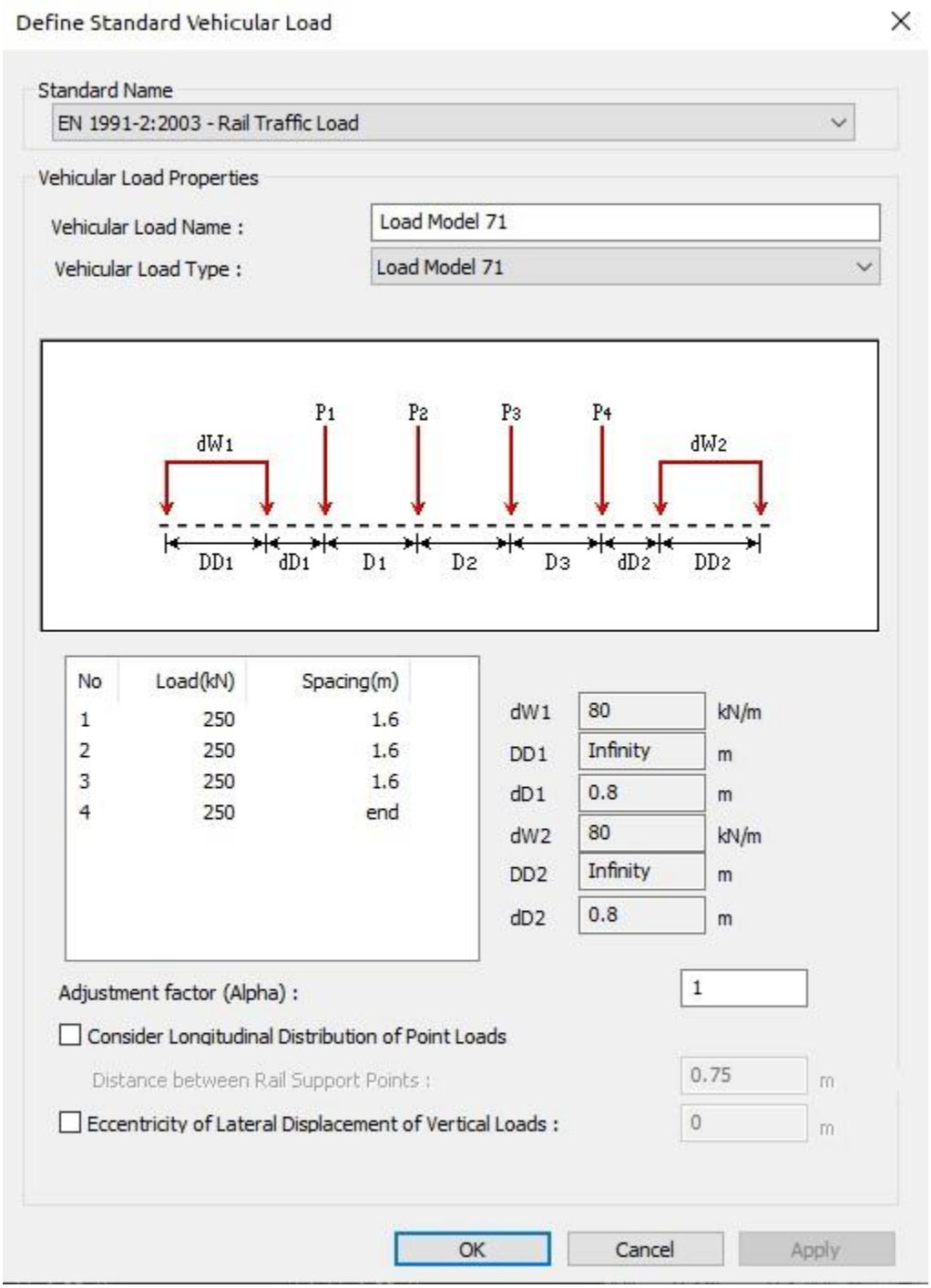


Figure V- 16 affectation de la charge LM 71

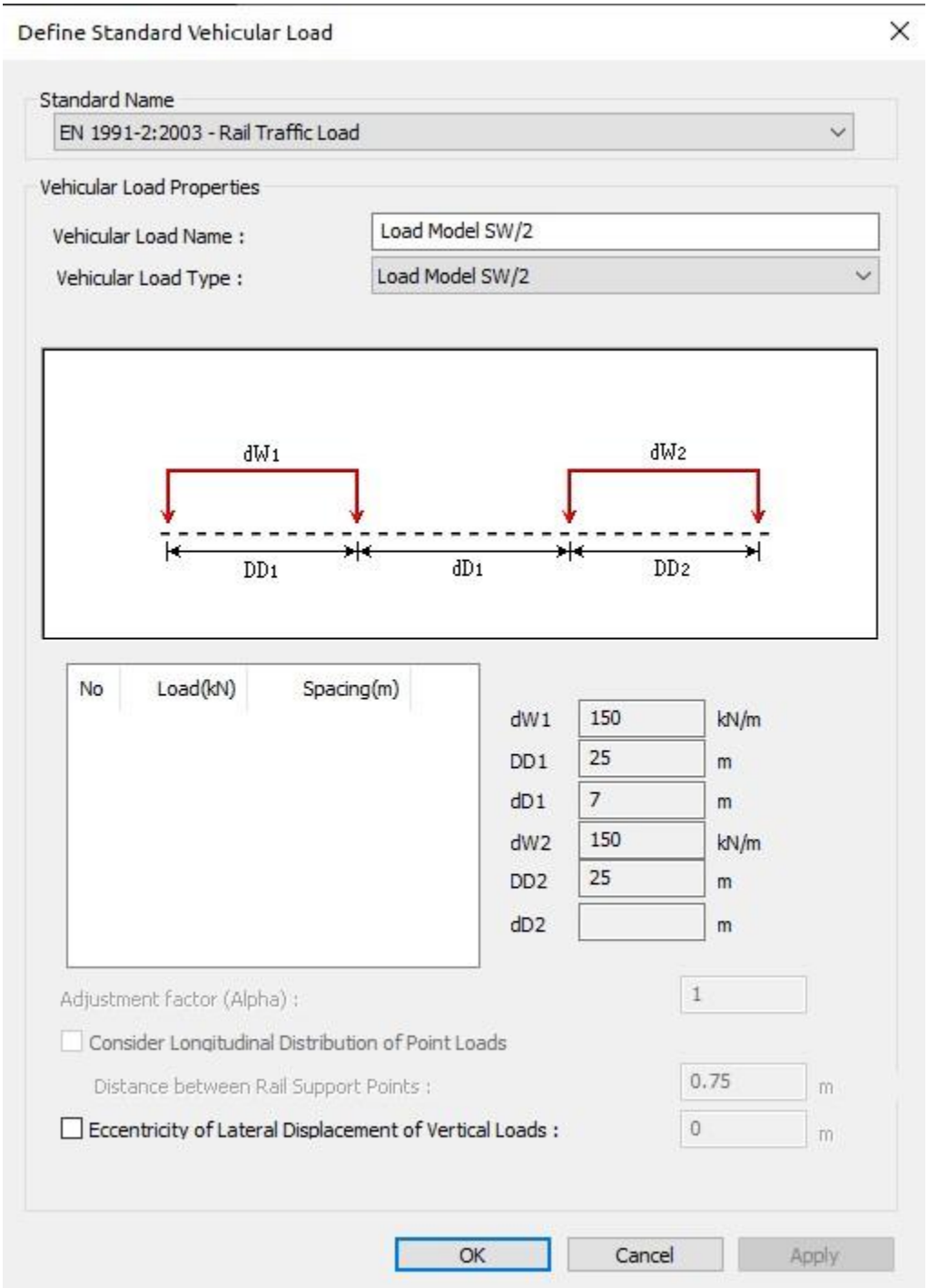


Figure V- 17 affectation de la charge SW/2

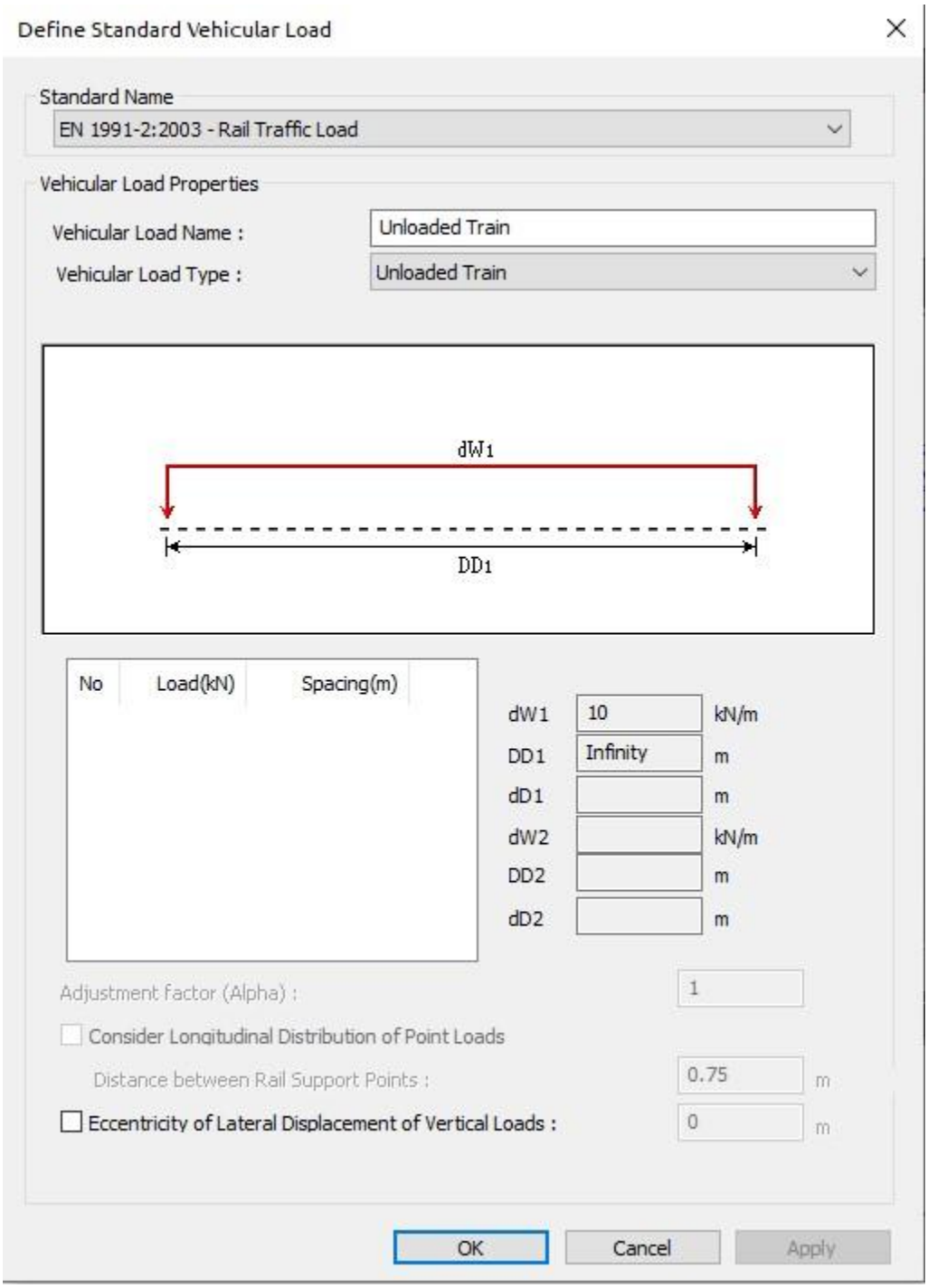


Figure V- 18 affectation de la charge Train à vide

c) Les combinaisons d'actions :

Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon le **Livret-201-fev1995-de-sncf_240308_213606**

- La modélisation a été faite sur un seul tablier donc on s'intéresse à une voie chargée seulement.

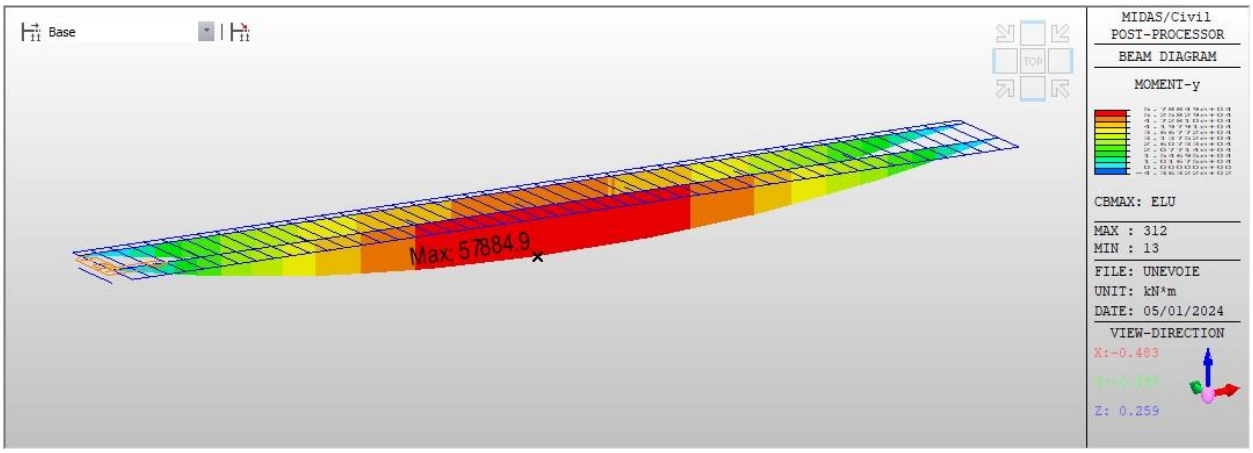


Figure V- 19 Moment fléchissant max à mi-travée à l'ELU

Tableau récapitulatif :

Tableau V- 1 résultats numériques

	Combinaison	Moment Fléchissant (KN.m)		Effort Tranchant (KN)
ELU	$1.35\ (G_{max} + G_{min})$	Ptr1	39 745.5	3131.1
		Ptr2	27 191.9	1978.8
	$1.35\ (G_{max} + G_{min}) + 1.35\ SW/2 + 0.9T$	Ptr1	**57 884.9**	**4457.9**
		Ptr2	48 924.2	3753.6
	$1.35\ (G_{max} + G_{min}) + 1.45\ UIC71 + 0.9T$	Ptr1	55 703.8	4210.7
		Ptr2	46 283.9	3434.2
ELS	$1(G_{max} + G_{min})$	Ptr1	29 441.1	2319.3
		Ptr2	20 142.2	1465.7
	$1\ (G_{max} + G_{min}) + 1\ SW/2 + 0.9T$	Ptr1	**44877.7**	**3302.2**
		Ptr2	36 240.2	2780.4
	$1\ (G_{max} + G_{min}) + 1\ UIC71 + 0.9T$	Ptr1	40 446.9	3063.9
		Ptr2	33 309.0	2469.5

V.3. VÉRIFICATION DES SECTIONS MIXTES

Cette partie consiste à vérifier tous les éléments du tablier (les poutres, les entretoises, la section mixte, l'hourdi). On se basera sur les résultats du logiciel de calcul.

V.3.1. CALCULE DE SECTION MIXTE

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, on définit tout d'abord certaines notions et hypothèse de calcul qui seront utiles pour la suite.

V.3.1.1. Hypothèses de calcule d'une section mixte

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, on définit d'abord deux hypothèses de calcul qui sont supposée justes.

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est égale à 0 à cause de présence des liaisons (**Connecteurs)**.
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la **loi de HOOK**

D'où :

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

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

selon la première hypothèse : $\left(\frac{\delta l}{l}\right)_b = \left(\frac{\delta l}{l}\right)_a$ => $\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} = n$

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

Les valeurs retenues pour le coefficient d'équivalence sont les suivantes :

1er cas : correspond à la phase de construction avant coulage de la dalle. La section résistante est la section en métal. Dans ce cas (n = ∞).

2éme 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).

3éme 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).

Tableau V- 2 La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée

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

V.3.1.2. Caractéristiques géométriques de la section mixte :

a) Caractéristiques géométriques de la section d'acier :

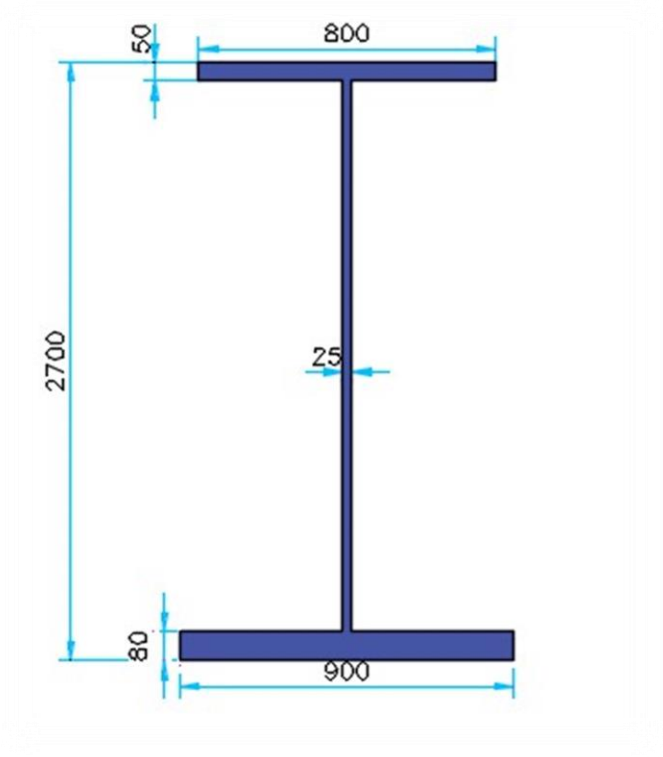


Figure V- 20 La section de la poutre en acier

Tableau V- 3 Caractéristiques géométriques de la section acier

Acier	Dimension	A(cm²)	y'a(cm)	S(Δ)	di	I0(cm⁴)	A*di²(cm⁴)
Bs	8 00 x50	400	267.5	107000	-155.40	833.33	9659311.32
âme	2 570 x25	642.5	136.5	87701.25	-24.40	3536373.54	382429.86
Bi	9 00x80	720	4	2880	108.10	3840.00	8414080.81
∑		1762.5		197581.25	I(cm⁴) = 21996868.86		
ya =		112.10					

b) Caractéristiques géométriques de la section du béton :

Calcul de la largeur efficace de la dalle :

Pour une poutre maitresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de la dalle est la somme de 3 termes (selon l'EN-EN1994-2, 5.4.1.2) :

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

Avec :

b_0 : L'entraxe entre les rangées extérieures de connecteurs (goujons) = 0.5 m.

$b_{ei} = \min\left\{\frac{L_e}{8}; b_i\right\}$ Où L_e : portée équivalente dans la section considérée et où, b_i est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre maitresse.

$\beta_i = 1$ Sauf pour les sections sur culées où $\beta_i = 0.55 + 0.025 \times \frac{L_e}{b_{ei}} \leq 1$

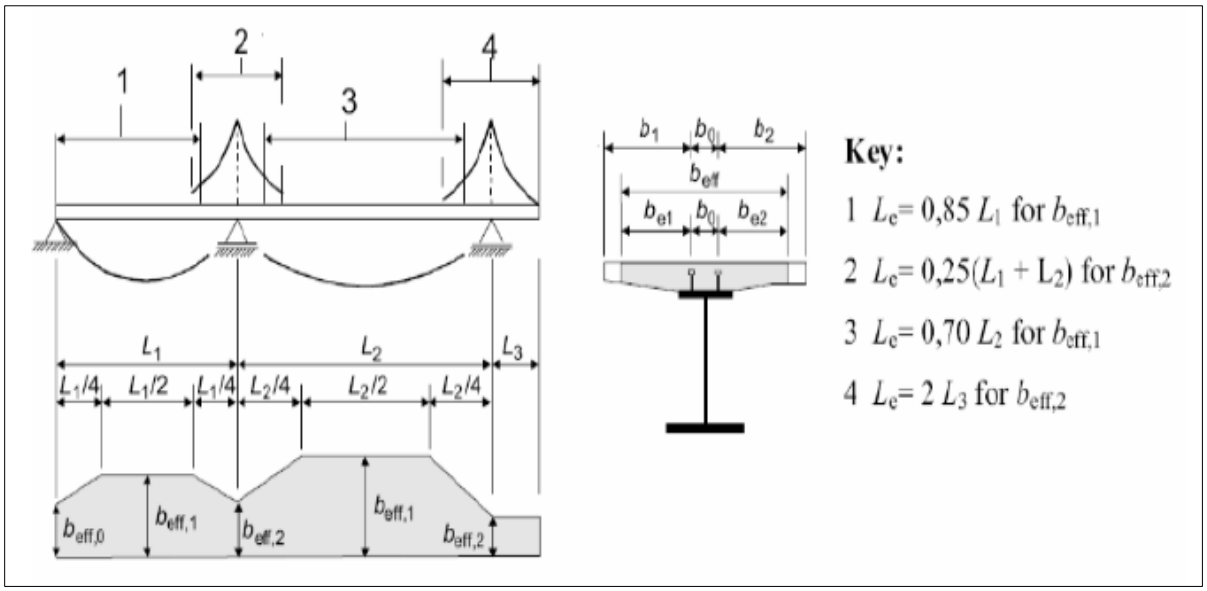


Figure V- 21 Calcul de la largeur efficace selon l'EN1994-2

- Le = 0.85 L_{rive} pour les travées de rive
- Le = 0.70 L_{centre} pour la zone centrale de la travée centrale
- Le = 0.25 (L_{rive} + L_{centre}) pour les appuis intermédiaires

Tableau V- 4 Détermination de la largeur participante de la dalle

Paramètres	Valeurs (m)
b_0	0.5
L_e	42.5
b_1	1.35
b_2	1.75
b_{e1}	1.35
b_{e2}	1.75
β_{eff}	3.6

Tableau V- 5 Caractéristiques géométriques de la section béton

béton	Dimension	A(cm²)	y'b(cm)	S(Δ)	di	I0(cm⁴)	A*di²(cm⁴)
1	3 60×30	10800	20	216000	-0.66	810000.00	4714.87
2	80×5	400	2.5	1000	16.84	833.33	113424.43
3	5×5	25	3.333	83.325	16.01	34.72	6405.02
∑		11225		217083.33	I(cm⁴) = 935412.37		
yb =		19.34					

c) Caractéristiques de la section mixte :

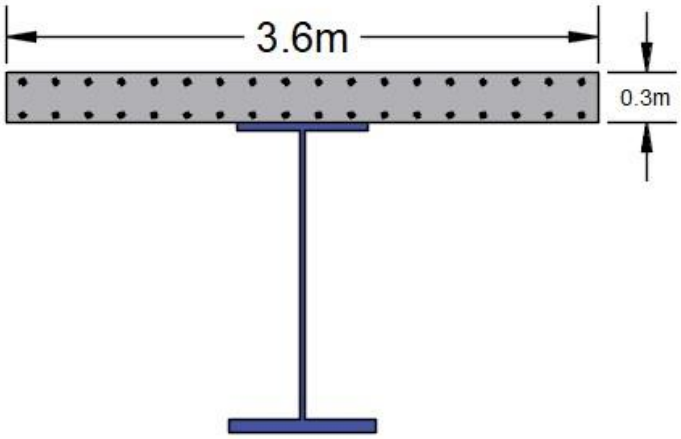


Figure V- 22 Section mixte

Calcul de surface :

$$S_n = S_a + \left(\frac{S_b}{n}\right) \rightarrow \begin{cases} S_a = 0.17625\ m^2 \\ S_b = 1.1225\ m^2 \end{cases}$$

Où :

S_a = Section d'acier.

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence.

Position du centre de gravité de la section mixte :

On a donc :

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

Où :

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

$$\mathbf{c = 177.24\ cm}$$

L'inertie de la section mixte :

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

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

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

I_B : inertie propre du béton par rapport à G_b.

On a:

$$V : \begin{cases} V_{bn} = b_n + 0.1566 \text{ m.} \\ V_{sn} = b_n - 0.1934 \text{ m.} \\ V_{in} = a_n + 1.121 \text{ m.} \end{cases} \qquad W : \begin{cases} W_{bn} = \dfrac{I}{V_{bn}} \text{ m}^3. \\ W_{sn} = \dfrac{I}{V_{sn}} \text{ m}^3. \\ W_{in} = \dfrac{I}{V_{in}} \text{ m}^3. \end{cases}$$

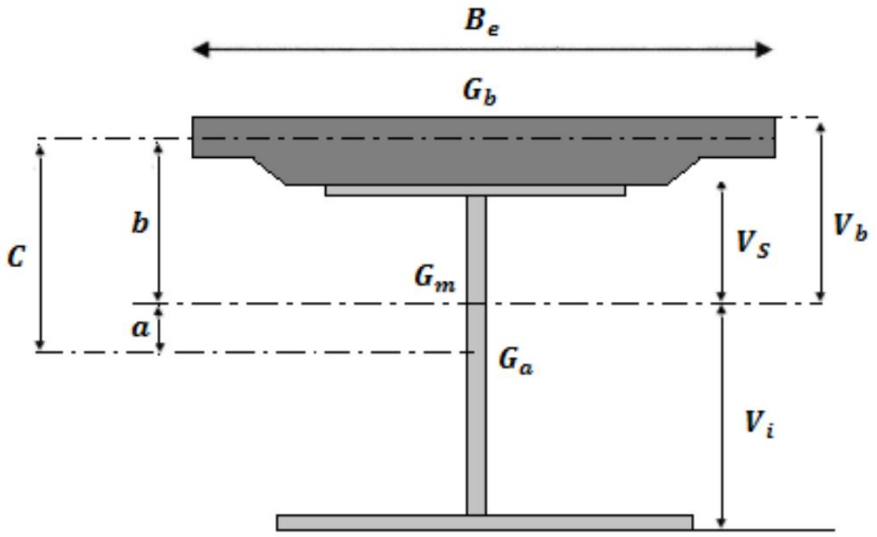


Figure V- 23 Caractiristiques géométriques de section mixte

Tableau V- 6 Tableau récapitulative de la section mixte

-	unite	6	18	15	∞
aire	m^2	0.3633	0.2386	0.2511	0.17625
a_n	m	0.9126	0.4632	0.5282	0.0000
b_n	m	0.8598	1.3092	1.2442	1.7724
I_G	m^4	0.5066	0.3652	0.3856	0.2200
V_b	m	1.0164	1.4658	1.4008	1.9290
W_b	m^3	0.4985	0.2491	0.2753	0.1140
V_s	m	0.6664	1.1158	1.0508	1.5790
W_s	m^3	0.7603	0.3273	0.3670	0.1393
V_i	m	2.0336	1.5842	1.6492	1.1210
W_i	m^3	0.2491	0.2305	0.2338	0.1962

Calcul effet du retrait :

$$\sigma b = Eb.\varepsilon r \quad Eb = \frac{Ea}{n} \; et \; \varepsilon r = 2.4.10^{-4}$$

$$\sigma b = \left(2.1 \times \frac{10^5}{15}\right) * 2.4\,.\,10^{-4} = 3.36\ Mpa$$

$$\beta = \frac{A_{beton15}}{A_{beton15} + A_{acier}} \quad et \quad \omega = b_{15} * A_{beton15}$$

$$M_{15} = \omega * \sigma b$$

Donc : les contraintes du retrait sont :

dans béton :

$$\sigma br = \sigma b * (1 - \beta) - \left(\frac{M}{W_b}\right)$$

dans l'acier :

$$\begin{cases} \sigma sr = -n * \beta * \sigma b - n * \left(\frac{M}{W_s}\right) \\ \sigma sr = -n * \beta * \sigma b + n * \left(\frac{M}{W_i}\right) \end{cases}$$

Tableau V- 7 Contraintes due à l' effet du retrait

σb (Mpa)	β	W (m3)	M15 (MN.m)	σbr(Mpa)	σsr(Mpa)	σir(Mpa)
3.36	0.298042	0.093104	0.312829	1.222208	-27.8078	5.048211

Calcul effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

$\sigma b = Eb.\varepsilon th \quad Eb = \frac{Ea}{n}\ et\ \varepsilon th = 1.10^{-4}$

$\sigma b = \left(2.1 \times \frac{10^5}{6}\right) * 1.10^{-4} = 3.5\ Mpa$

$\beta = \frac{A_{beton6}}{A_{beton6} + A_{acier}}\ \text{ et }\ \omega = b_6 * A_{beton6}$

$M_6 = \omega * \sigma b$

Donc : les contraintes du a l'effet thermique :

dans béton :

$\sigma bth = \sigma b * (1 - \beta) - \left(\frac{M}{W_b}\right)$

dans l'acier :

$$\begin{cases} \sigma sth = -n * \beta * \sigma b - n * \left(\frac{M}{W_s}\right) \\ \sigma sth = -n * \beta * \sigma b + n * \left(\frac{M}{W_i}\right) \end{cases}$$

Tableau V- 8 Contraintes due à l' effet thermique

σb (Mpa)	β	W (m3)	M15 (MN.m)	σbth(Mpa)	σsth(Mpa)	σith(Mpa)
3.5	0.514908	0.16085	0.562975	0.568382	-15.2561	2.745997

V.3.2. Vérification des contraintes :

On procèdera à la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage, en particulier au niveau de la semelle inférieure où la contrainte σi doit rester inférieure à la contrainte admissible pour l'acier, ainsi qu'à la contrainte σb dans le béton, laquelle doit respecter les limites usuelles admissibles. À chaque étape de la construction, ces contraintes seront minutieusement comparées aux valeurs limites de résistance de l'acier et du béton, telles que spécifiées dans les normes ou les codes de construction applicables.

Acier :

$\sigma_{a\,sup} \leq \sigma_{ac}$ (**σ_{ac}** : la contrainte admissible dans le cas de semelle comprimée).

$\sigma_{a\,inf} \leq \sigma_{atr}$ (**σ_{atr}** : la contrainte admissible dans le cas de semelle en traction).

$$\sigma_{a\,c} = \frac{2}{3}\sigma_e = 236.6\ \text{MPa}$$

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

Béton :

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

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

Tableau V- 9 Vérification des contraintes

charge	n	M	σ_b	σ_s	σ_i
CP	∞	11.86	0	85.14	-60.45
CCP	18	16.89	3.77	51.59	-73.25
Retrait	15	/	1.22	-27.81	5.05
Température	6	/	0.57	-15.26	2.75
surcharge	6	17.91	5.99	23.56	-71.90
Combinaison max	/	/	11.55	117.23	-197.81
Etat de contrainte	/	/	18	236.6	266.25
On remarque que toutes les contraintes SONT VERIFIEES					

Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant Ty doit satisfaire à la condition suivante :

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

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w . h_w} \leq \tau_{adm}$$

Avec :

$\mathbf{t_w}$: Épaisseur de l'âme. $\mathbf{h_w}$: Hauteur de l'âme. $\mathbf{T_y}$: L'effort tranchant maximum.

$\tau_{adm} = 0.6 * fe = 0.6 * 355 = 213$ Mpa

On a un effort tranchant maximum égale a :

$$T_y = 4.45 \text{ MN}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w . h_w} = \frac{4.45}{0.025 \times 2.570} = 69.26 \text{ MPa}$$

Alors :

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

Le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicitée est vérifié.

V.3.3. 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.3.3.1. La Classe de Résistance

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

ε : coefficient de réduction plastique.

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

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

Ame (paroi fléchie) :

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon \text{ tq : } c = d = 2510 \text{ mm et } t = t_w = 25\text{mm}$$

$$\frac{2510}{25} = 100.4 > 72\varepsilon = 60.48 \text{ (ame n'est pas de classe 1)}$$

$$\frac{c}{t} \leq 83\varepsilon$$

$$100.4 > 83\varepsilon = 67.562 \text{ (ame n'est pas de classe 2)}$$

$$\frac{c}{t} \leq 124\varepsilon$$

$$100.4 < 124\varepsilon = 100.94 \implies \text{ame classe 3}$$

Semelle supérieure (paroi comprimée) :

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon \text{ tq : } c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{800 - 25}{2} = 387.5 \text{ mm et } t = t_f = 50\text{mm}$$

$$\frac{387.5}{50} = 7.75 < 10\varepsilon = 8.1 \implies \text{semelle classe 1}$$

(La semelle est connectée au béton donc elle doit être de classe 1)

Semelle inférieure :

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon \text{ tq : } c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{900 - 25}{2} = 437.5 \text{ mm et } t = t_f = 80\text{mm}$$

$$\frac{437.5}{80} = 5.47 < 10\varepsilon = 8.1 \implies \text{semelle classe 1}$$

Donc section classe 3

V.3.3.2. Résistance en section

❖ **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 : $1.35G + 1.35Gr4 + 0.9T = 2043.2$ KN

$$N_{Ed} = 2043.2 \text{ KN} \quad \text{et} \quad N_{pl.Rd} = \frac{176200 \times 355 \times 10^{-3}}{1} = 62\,551 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} = \frac{2043.2}{62551} = 0.03 \leq 1 \text{ (Résistance en section vérifiée).}$$

❖ **Vérification de la Poutre**

➢ **La vérification au moment fléchissant**

Cette vérification revient à éviter une ruine de l'élément par épuisement de la résistance en section, par voilement ou par déversement.

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

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

$$W_{pl} = \frac{I_y}{y_G} = \frac{0.22}{1.1210} = 0.196 \text{ m}^3$$

$$M_{Ed} = 57\,884 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{0.196 \times 355}{1} = 69\,580 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} = \frac{57\,848}{69\,580} = 0.83 \leq 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

➢ **Vérification de l'effort tranchant**

On vérifie le critère suivant :

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

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

A_v : c'est l'aire de cisaillement.

$$A_v = (H - (t_{fi} + t_{fs})).t_w = 64250 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} = 4457.8 \text{ KN} \text{ et } V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{64250 \times 355/\sqrt{3}}{1} \times 10^{-3} = 13168.63 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = \frac{4457.8}{13\ 168.63} = 0.33 \leq 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

- **Interaction moment – effort tranchant**

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = 0.33 \leq 0.5 \text{ donc : interaction négligeable}$$

V.3.3.3. 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 :

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

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

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 ($\gamma_{M1} = 1.1$).

χ_{LT}:Coefficient réducteur de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi lt + \sqrt{\phi lt^2 - \overline{\lambda_{LT}}^2}} \leq 1$$

$$\phi lt = 0.5[1 + \alpha_{LT}.(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2]$$

α_{LT}=0.49 (profilé soudé)

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w.W_{pl.y}.f_y}{M_{cr}}} > 0.4$$

Sections de classe 3 : $\beta_w = \frac{W_{el.y}}{W_{pl.y}}$=0.88

$I_z = 6.997 \times 10^9 mm^4$ $I_y = 220.135 \times 10^9 mm^4$

$I_t = \frac{(2b*tf^3+(h-2tf)tw^3}{3} =$ 0.00032m^4 $I_w = \frac{Iz(h-tf^2)}{4}$=0.00472m^6

Calcul du moment critique élastique de déversement

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

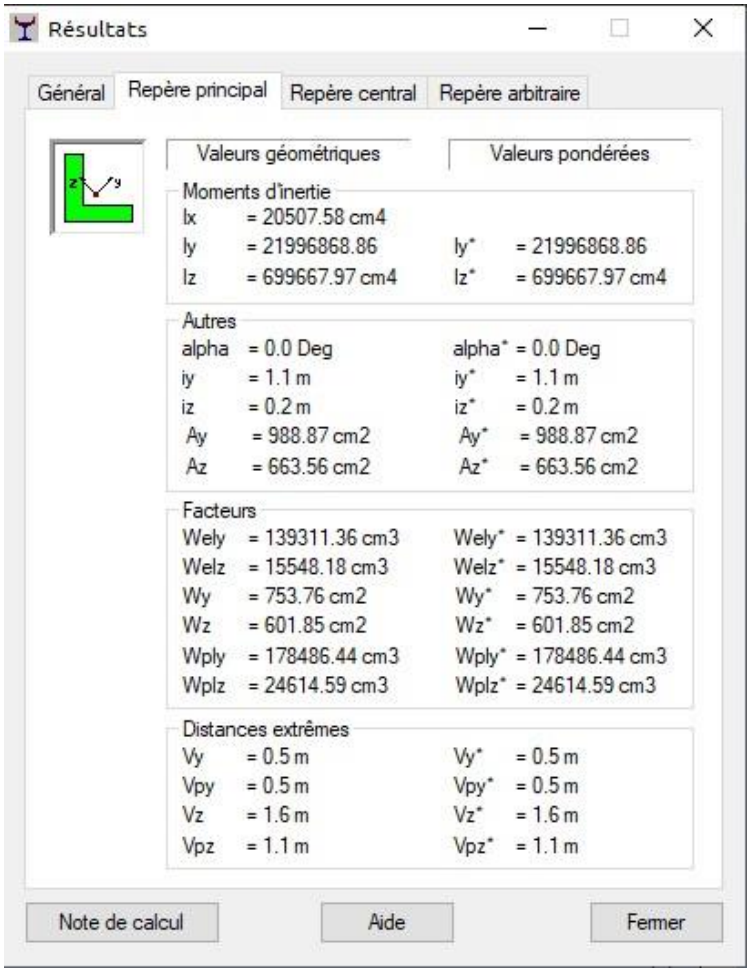


Figure V- 24 caractéristique de la section d'acier

Selon les tableaux en déduire les coefficients C_1, C_2, C_3

$$C_1 = 1.132 \ , C_2 = 0.459 \ , C_3 = 0.525$$

$$K = K_W = 1$$

$Z_j = 0$ pour les sections doublement symétriques.

$$Z_g = \frac{h}{2} = 1.35\ m$$

$$M_{cr} = 1129 MN.m$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{0.88 \times 0.17. \times 355}{1129}} = 0.21 < 0.4$$

Pas de risque de déversement.

V.3.3.4. 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.

$$\frac{a}{d} = \frac{6.15}{2.57} = 2.39 > 1$$

a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

Donc :

$$k_\tau = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2}\right] = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{6.15}{2.57}\right)^2}\right] = 6.04$$

$\frac{d}{t_w} = \frac{2.57}{0.025} = 102.8 > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau} = 30 \times 0.81\sqrt{6.04} = 59.72$ (risque de voilement).

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{a,Rd}} \leq 1$$

$$V_{a,Rd} = d.t_w.\frac{\tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

$$\overline{\lambda_w} = \frac{\frac{d}{t_w}}{37.4\varepsilon\sqrt{k_\tau}} = \frac{102.8}{73.65} = 1.4$$

$$\overline{\lambda_w} > 1.2$$

Donc :

$$\tau_{ba} = \frac{0.9}{\overline{\lambda_w}}\left(\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}\right) = \frac{0.9}{1.4}\left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right) = 131.76\ MPa$$

$$V_{a,Rd} = 2.57 \times 0.025 \times \frac{\tau_{ba}}{1.1} = 7.69\ \text{KN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{a,Rd}} = \frac{5.34}{7.69} = 0.69 < 1\ \text{(Condition Vérifiée).}$$

V.4. ETUDE DES ENTRETOISES

Les entretoises ont le role de distribuer les charges et le poids propre sur les poutres. Elles assurent également le contreventement transversal de l'ouvrage en empêchant le déversement des poutres. La déformation est supposée nulle puisqu'elles sont de rigidité infinie.

Pour notre calcul, nous aurons à considérer deux types d'entretoises :

V.4.1. Entretoise intermédiaire :

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 donc : $W_{ELU} = 3\text{KN/m2}$

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

h' = h_{poutre}+ e_{dalle}+ (trottoirs + corniche) = 3.82m

donc la résultante est : $W_{ELU} = 3.82 \times 3 \times 6.15 = 70.479\text{KN}$

L'hypothèse de calcul est que la moitié de Qw est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure, donc

V.4.1.1. Le moment fléchissant et l'effort tranchant sont respectivement :

$$Me = \frac{W_{ELU}}{2} \times \frac{h_{poutre}}{2} = \frac{70.479}{2} \times \frac{2.7}{2} = 47.573KN.m$$

$$Ve = \frac{W_{ELU}}{2} \times \frac{h}{b} = \frac{70.479}{2} \times \frac{0.6}{0.22} = 96.107KN$$

V.4.1.2. Calcul des contraintes :

$$\sigma = \frac{\text{Me} * \text{Va}}{I} = \frac{47.57 \times 0.3}{9.2083 \times 10^{-4}} = 15.497MPa < f_e = 355MPa$$

$$\tau = \frac{\text{Ve}}{\text{h}_w * \text{t}_w} = \frac{96.107}{0.562 \times 0.012} = 14.250\text{MPa} < 0.6f_e = 213\text{MPa}$$

V.4.2. Entretoise sur Appuis :

L'entretoise subit l'effort tranchant maximum du aux charges permanentes et à l'aide du logiciel Midas Civil, on obtient les réactions maximums sur les appuis :

$$\text{Vmax} = 1.35 \times (\text{CP} + \text{CCP}) = 3131\ \text{KN}$$

$\text{Mmax} = 4696.5\ \text{KN.m}$

Notre entretoise est **HEB 800**

V.4.2.1. Calcul des contrainte :

$$\sigma = \frac{M * V}{I} = \frac{4.6965 \times 0.4}{0.03591} = 52.314MPa < 0.6f_e = 213MPa$$

$$\tau = \frac{V}{t_w . h_w} = \frac{3.131}{0.0175 \times 0.674} = 265.45 > 213MPa$$

Condition non verfiée. Il y a un risque de cisaillement.

On utilise **HEB 1000**

$$\tau = \frac{\text{V}}{\text{t}_\text{w}.\text{h}_\text{w}} = \frac{3.048}{0.019 \times 0.868} = 184.81 < 0.6f_e = 213MPa$$

Donc la condition est vérifiée.

V.4.3. Vérification au voilement d'âme :

$$\frac{\text{d}}{\text{t}_\text{w}} > 30\varepsilon\sqrt{\text{k}_\tau}$$

k_τ : coefficient de voilement par cisaillement.

$$\frac{\text{a}}{\text{d}} = \frac{6.15}{2.57} = 2.39 > 1$$

$$\text{k}_\tau = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{\text{a}}{\text{d}}\right)^2}\right] = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{6.15}{2.57}\right)^2}\right] = 6.04$$

$\frac{\text{d}}{\text{t}_\text{w}} = \frac{0.868}{0.019} = 36.1 < 30\varepsilon\sqrt{\text{k}_\tau} = 30 \times 0.84\sqrt{6.04} = 61.93$ (pas de risque de voilement).

V.5. Etude de la dalle

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

La dalle d'un pont sert à transmettre les charges des véhicules ferroviaires aux poutres. Elle supporte le poids des trains ainsi que les charges dynamiques générées par leur passage. Elle doit donc être conçue pour exercer les fonctions suivantes :

Résister aux actions locales verticales et horizontales du trafic, et à celles agissant sur les barrières ou les garde-corps.

- Transmettre les effets de ses actions aux éléments porteurs correspondants.
- Participer à la flexion transversale du pont mixte.

La dalle travaille en flexion simple suivant les deux directions, à l'aide du logiciel AUTODESK ROBOT 2014, on peut observer le comportement de la dalle sous différentes combinaisons de charges. Les moments fléchissant Mx et My sous l'enveloppe des combinaisons à l'ELS sont représentées dans les figures suivantes : (plus de détail se trouve dans l'ANNEXE)

M1 : moment fléchissant transversal.

M2 : moment fléchissant longitudinal.

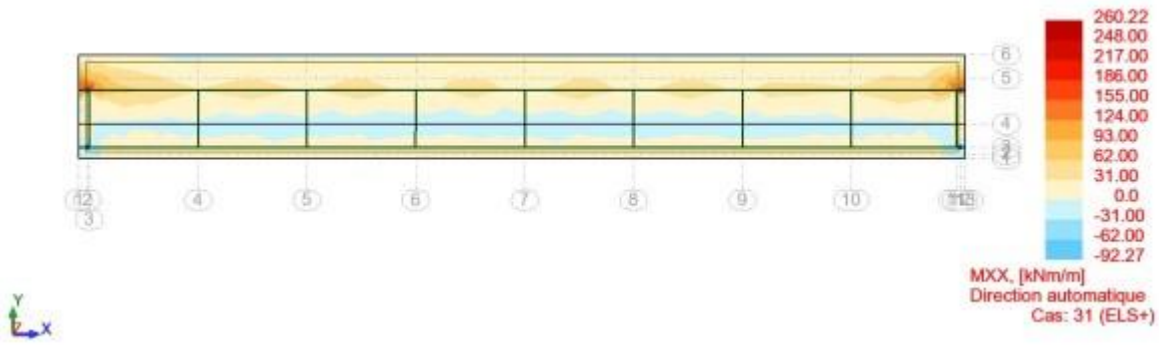


Figure V- 25 Moment fléchissant transversale Mx de la dalle ELS

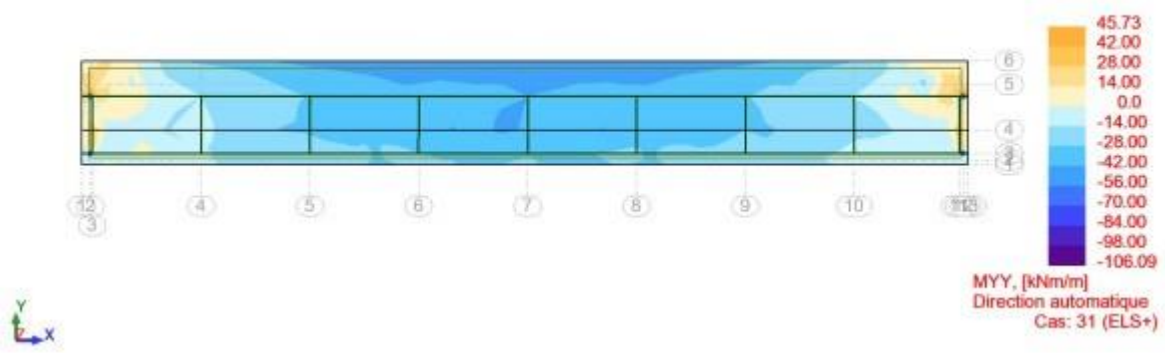


Figure V- 26 Moment fléchissant longitudinale My de la dalle ELS

Le calcul du ferraillage se fera à l'aide du logiciel « EXPERT 2010 » pour la nappe supérieure et inférieure de la dalle suivant les deux directions. Le ferraillage s'effectuera pour une section de (100 × 30) cm^2, la fissuration est jugée préjudiciable pour un enrobage de 5 cm. Les sections d'armature obtenues sont les suivantes :

Tableau V- 10 ferraillage de la dalle

	Ferraillage longitudinal				**Ferraillage transversal**			
	Nappe Supérieure		Nappe Inférieure		Nappe Supérieure		Nappe Inférieure	
	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Moment (KN.m/m)	-84.1	-102.3	45.73	61.12	-92.27	-123.34	260.22	351.29
Section d'armature (cm^2)	18.3		9.6		17.2		51.6	
Choix des barres	9 HA16		9 HA14		11 HA16		11 HA25	

NB : l'ELS donne le ferraillage le plus important

Tableau V- 11 valeurs de l'effort tranchant agissant sur la dalle

Effort tranchant (KN/ml)	**ELU**	**ELS**
Longitudinale (Qyy)	405.10	303.07
Transversale (Qxx)	544.02	402.72

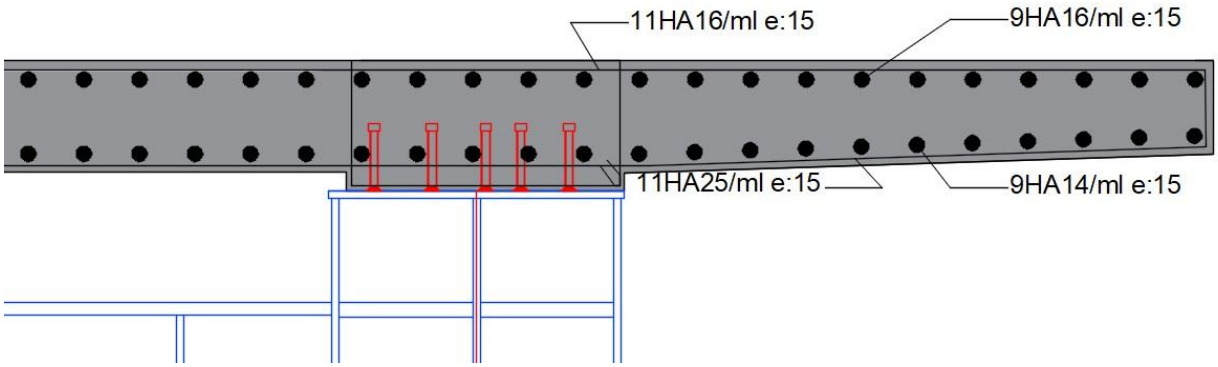


Figure V- 27 plan de feraillage de la dalle

V.5.1. Condition de Non Fragilité

$$\frac{A}{d.b} \geq \frac{0.23.f_{t28}}{f_e}$$

f_{t28}:La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

$\boldsymbol{d} = 0.9h$ =0.9*30=**27cm**

$$f_{t28} = (0.06 \times f_{c28}) + 0.6 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$As_{min} \geq b.d.\frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} = 100 \times 27 \times \frac{0.23 \times 2.7}{500} = 3.35cm^2$$

V.5.2. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

V.5.2.1. Sens longitudinal :

$$Vu = 405.1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{405.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.27 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa}\right) = 7 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_{adm}$ (Condition vérifiée).

V.5.2.2. Sens transversal

$$Vu = 1008.15\ KN$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{544.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 2.015MPa$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.27 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right) = 4\ MPa$$

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

V.6. Connecteurs :

La connexion entre la dalle en béton et la poutre métallique est la justification même de la construction mixte cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelée « connecteurs », qui ont pour but d'empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle).

Cette liaison doit être aussi continue que possible afin de ne pas introduire d'importants efforts concentrés dans la dalle et sur la semelle supérieure de la poutre.

Les connecteurs prouvent être classé en plusieurs catégories :

- ♣ Goujon a tète.
- ♣ Equerre clouée.
- ♣ Cornière soudée.
- ♣ Plaque perforée
- ♣ Connecteur en U.
- ♣ Connecteur en I.
- ♣ Butées.

Dans notre projet on utilise des goujons à tête, puisque l'utilisation de ce type de connecteur est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et la rapidité de pose. De plus, ces connecteurs sont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent une bonne redistribution de l'effort rasant, Les goujons sont des connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet

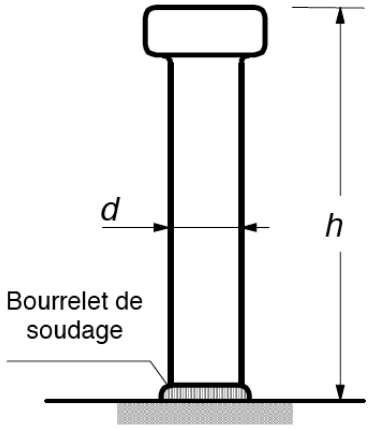


Figure V- 28 28 goujon a tète

électrique (soudage par résistance). La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.

V.6.1. Type et dimension de goujon utilisé :

- Diamètre de goujon : $16 \leq d \leq 25$
- Hauteur de goujon : $h > 4 * d$
- Diamètre de la tête du goujon : $L \geq 1.5 * d$
- Epaisseur de la tête du goujon : $e \geq 0.5 * d$

Le type de goujon utilisé est le : TRW Nelson KB 7/8"-175 (les dimensions du goujon sont Données par le tableau relatif aux aciers des connecteurs en annexe A).

D'après le tableau on obtient les dimensions de goujon :

- Diamètre de goujon : d = 22 mm.
- Hauteur de goujon : h = 175 mm.
- Diamètre de la tête du goujon : dt = 35 mm.
- Epaisseur de la tête du goujon : e = 10 mm.
- Limite d'élasticité de goujon : fy = 350 $N/mm2$
- Limite de rupture de goujon : fu = 450 $N/mm2$

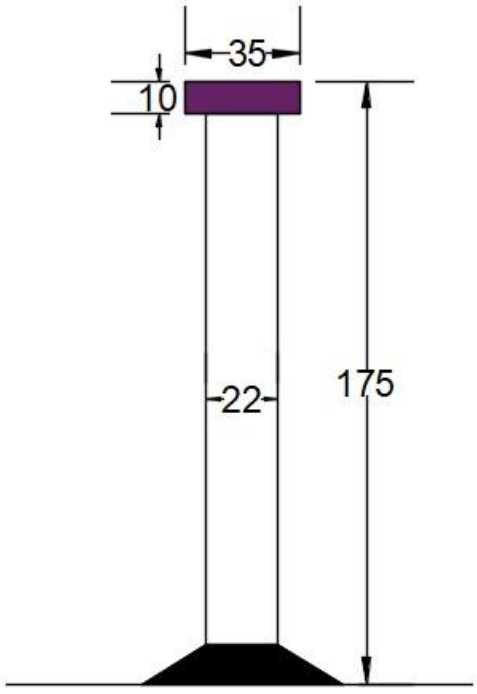


Figure V- 29 Dimensions de goujon a tète

V.6.2. DETERMINATION DU NOMBRE DES CONNECTEURS

V.6.2.1. La résistance de goujon :

- **La ruine par cisaillement de l'acier en pied :**

$$P_{RK}^{1} = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} = 0.137 \text{ MN}$$

- **La ruine par écrasement du béton en pied :**

$$P_{RK}^{2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_m} = 0.29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{35 \times 35\,981.73} = 0.158 \text{ MN}$$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$P_{RK} = \min(P_{RK}^{1} ; P_{RK}^{2}) = 0.137 \text{ MN}$$

Finalement, la résistance de calcul vaut :

- **A L'ELU :** $P_{Rd}^{ELU} = P_{RK}/\gamma_v = 0.137/1.25 = 0.109$ MN
- **A L'ELS :** $P_{Rd}^{ELS} = K_s * P_{RK} = 0.137*0.6 = 0.082$ MN

V.6.2.2. Dimensionnement sous ELU :

On a 4 tronçons identiques L = 12.5 m

Efforts d'interaction ou de glissement à L'ELU :

$$F_G = \min(F_A ; F_B)$$

$$F_A = \frac{A_s \times f_y}{\gamma_s}$$

Avec :

$\mathbf{A_s}$: Aire de la section charpente métallique.

$\mathbf{f_y}$: La limite d'élasticité de charpente métallique.

$$F_B = \frac{0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c}{\gamma_b}$$

Avec :

f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton.

h_c : la hauteur de dalle comprimée.

b_{eff} : la largeur efficace de la dalle.

γ_b : coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$F_A = \frac{A_s \times f_y}{\gamma_s} = \frac{0.17625 \times 350}{1.05} = 58.75\ MN$$

$$F_B = \frac{0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35 \times 3.6 \times 0.3}{1.5} = 21.42\ MN$$

$$F_G = \min(F_A\ ;\ F_B) = 21.42\ MN$$

Calcule nombre des connecteurs :

$$N \geq \frac{F_G}{P_{Rd}^{ELU}} = \frac{21.42}{0.109} = 200 \text{ goujons}$$

On pose 5 goujons par range donc :

200/5 = 40 ranges

Espacement entre chaque range :

$$e = \frac{L1}{nombre\ de\ ranges} = \frac{12.5}{40} = 31\ cm$$

Vérification de l'Espace limite :

$$e_{min} \leq e \leq e_{max}$$

$$e_{min} \geq 5d = 11\ cm$$

$$e_{max} = min(800; 4e) = 80\ cm$$

$$e_{min} \leq e \leq e_{max} \rightarrow \text{CONDITION VRERIFIE}$$

V.6.2.3. Dimensionnement sous ELS :

Flux de cisaillement : Lorsque le comportement de la structure demeure élastique dans une section donnée, chaque cas de charge de flexion générale produit un flux de cisaillement longitudinal $V_{L,Ed}$ à l'interface entre la dalle en béton et la charpente métallique (appelé aussi « glissement »). Pour une poutre d'inertie constante soumise à un moment continu, ce flux se déduit aisément des caractéristiques de la section et des efforts généraux auxquels elle est soumise :

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \frac{\mu_c}{I_{mixte}}$$

V_{Ed} : Effort tranchant de calcul.

I_{mixte} : Moment d'inertie en flexion de la section mixte.

μ_c : Le moment statique de la dalle en béton par rapport au centre de gravité de la section mixte (Sous flexion négative, le moment statique porte uniquement sur l'aire de la section d'armature).

Principe de calcul : Dans toute section du tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement. On doit vérifier alors en tout point x :

$$V_{L,Ed}^{ELS}(X) \leq \frac{N_i \times P_{Rd}^{ELS}}{l_i}$$

Tableau V- 12 Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal

Coeff d'équivalence	6	18
V_{ED} (MN)	1.2747	1.3147
μc (m^3)	0.312	0.3123
I_{mixte} (m_4)	0.5066	0.3652
$V_{L,Ed}$(MN/m)	0.78505	1.12426

Le flux de cisaillement ELS maximal à reprendre est donc de 1.91 MN/N, ce qui est assuré à condition de placer les rangées de connecteurs au pas maximal de (5 goujons par rangée) :

$$5 \times \frac{0.082}{1.91} = 0.21 \text{ m}$$

Donc :

- Le nombre entier de ranges de goujons : $10/0.21 = 50$ ranges
- Le nombre entier de goujons : $50 \times 5 = 250$ goujons

V.7. LES ASSEMBLAGES

V.7.1. 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.7.2. 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.7.3. 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 crée.

V.7.4. Types de Soudures

Les combinaisons possibles entre les types de soudure et forme de joins 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 classifier les détails soudés selon la forme du joint ou selon le type de soudure.

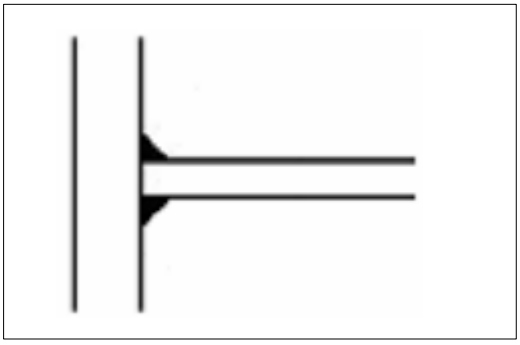


Figure V- 31 Assemblage en T

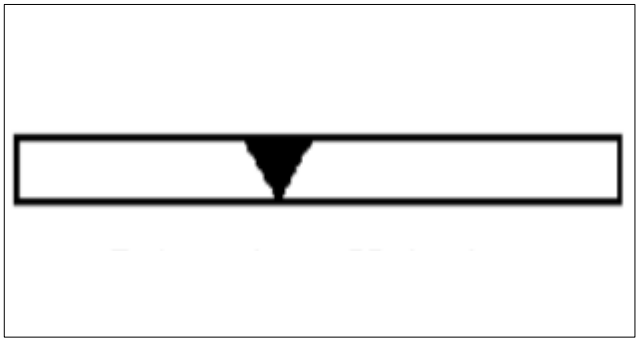


Figure V- 30 Soudures en bout

V.7.4.1. 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° ± 5°.
- Un espacement de 7mm.

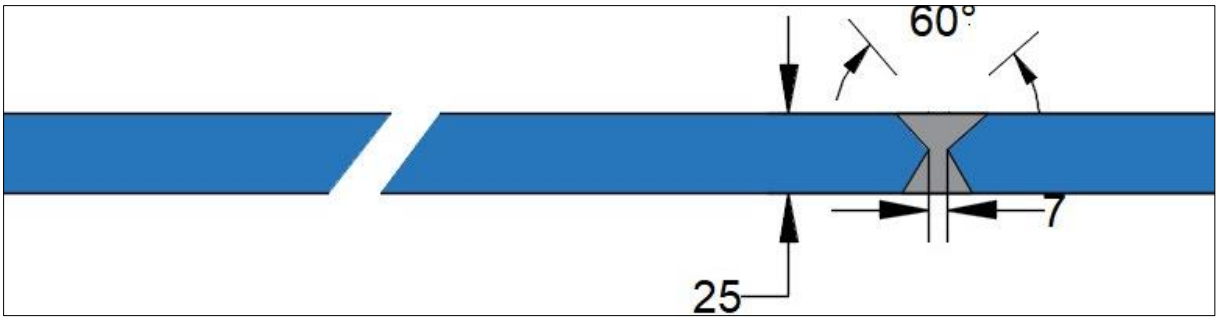


Figure V- 32 liason d'ame

V.7.4.2. Joint de semelle

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles, 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° ± 5°.
- Un espacement de 9 à 10mm.

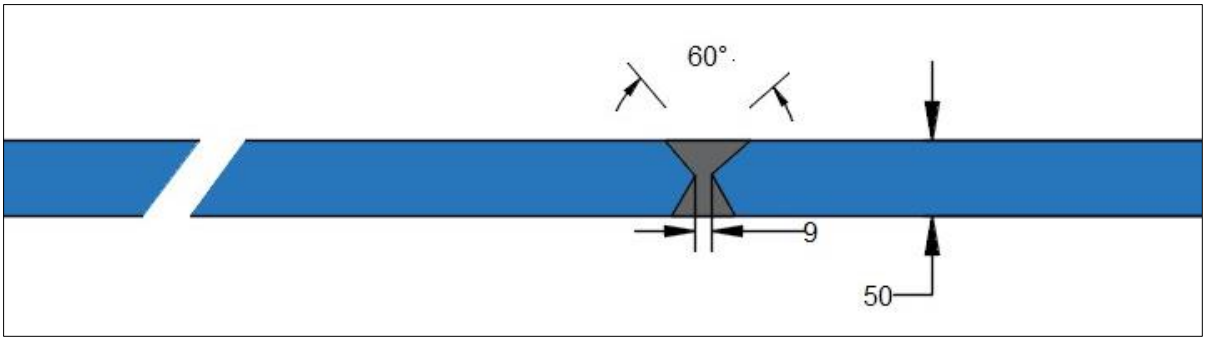


Figure V- 33 Détail de soudure de la semelle supérieure

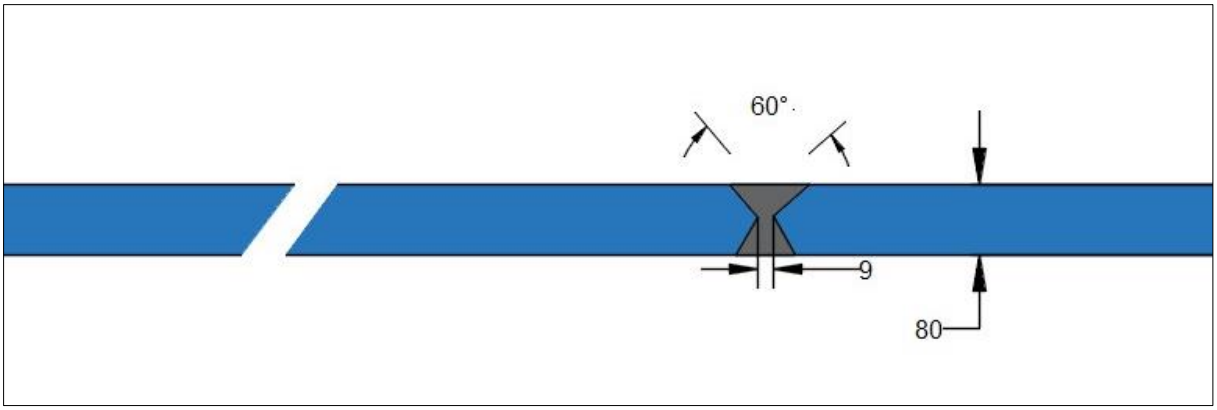


Figure V- 34 Détail de soudure de la semelle inférieure

V.7.4.3. 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 auto risées.

Cependant, dans ce cas, il convient que la soudure soit considérée comme une soudure bout à bout à pénétration partielle.

V.7.5. Calcul des Soudures

V.7.5.1. 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.

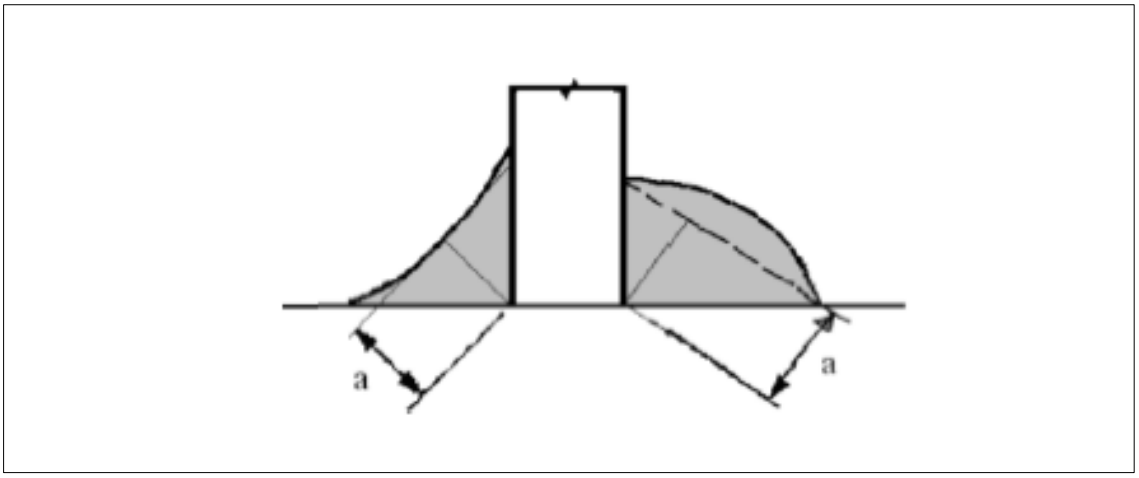


Figure V.35-Gorge d'une soudure d'angle.

V.7.5.2. 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.

La résistance de la soudure d'angle sera suffisante si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$\sqrt{\left[\sigma_{\perp}^2 + 3\left(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2\right)\right]} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{Mw}$$

Où :

$\sigma_{\perp}$, $\tau_{\perp}$ et $\tau_{//}$: Composantes de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon.

$\sigma_{\perp}$: Composante perpendiculaire à la section.

$\tau_{\perp}$: Composante dans le plan a la section perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon.

$\tau_{//}$: Composante dans le plan a la section parallèle à l'axe longitudinal du cordon.

$\beta_w \gamma_{Mw}$: Coefficient dépendant de la nuance d'acier.

Tableau V- 13 Paramètre dépendant de la nuance d'acier (40 mm≤t≤80 mm)

Nuance d'acier		γ_{Mw}	β_w	$\beta_w \gamma_{Mw}$
f_y	f_u			
335 MPa	470 MPa	0.9	1.35	1.2

L'attache de la tôle de fond sur l'âme sur les deux côtes, donc :

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0 \text{ et } \tau_{//} = \frac{V.\mu}{2.a.I}$$

Soit :

V : L'effort tranchant.

μ : Moment statique de la semelle.

I : Moment d'inertie de la section.

Alors :

$$\beta_w \frac{V.\mu.\sqrt{3}}{2.a.I} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

L'épaisseur utile du cordon de soudure :

$$a \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{t_w}{2} = 1.2 \times \frac{25}{2} = 15 \text{ mm}$$

V.7.6. Soudage des entretoises :

La résistance d'une soudure d'angle peut être supposée appropriée si, en chaque point de sa longueur, la résultante de tous les efforts par unité de longueur transmis par la soudure satisfait le critère suivant :

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

$F_{w,Ed}$: valeur de calcul de l'effort exercé dans la soudure par unité de longueur.

$F_{w,Rd}$: résistance de calcul de la soudure par unité de longueur

$$F_{w,Rd} = F_{v,Rd} \times a$$

$F_{v,,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement de la soudure.

$$F_{v,Rd} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_M \gamma_{M2}}$$

Tableau V- 14 Paramètre dépendant de la nuance d'acier (t≤40 mm)

f_y	f_u	γ_{Mw}	β_w	$\beta_w \gamma_{Mw}$
355 MPa	470 MPa	0.9	1.35	1.2

$$F_{v,Rd} = \frac{470/\sqrt{3}}{1.2} = 226.13 \ {}^{N}/_{mm^2}$$

$$F_{w,Rd} = 226.13 \times a \ \text{MPa/m}$$

$$F_{w,Ed}(\text{HEB } 1000) = 355 \times 0.019 \times 1 = 6.745 \ \text{MN}$$

$$F_{w,Ed}(\text{IPE } 600) = 355 \times 0.012 \times 0.6 = 2.55 \ \text{MN}$$

$$a(\text{HEB } 1000) \geq 29.83 \ \text{mm} \quad \text{et} \quad a(\text{IPE } 600) \geq 11.30 \ \text{mm}$$

V.7.7. 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 déceler 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.7.8. 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 non 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 goûtes au voisinage des soudures.

V.7.9. ETUDE DE LA CORROSION

Les processus de corrosion sont des réactions chimiques survenant à la surface du métal. La rouille prend naissance sous l'influence de réaction d'ordre chimique et électrochimique.

Il n'y a corrosion que si deux facteurs sont en présence : l'eau et l'oxygène.

Les produits de corrosion peuvent agir comme une barrière entre le métal et son environnement retardant effectivement la progression de la corrosion. Il ne peut ce présenté lorsque les produits de corrosion solubles et que la corrosion se forme dans milieu aqueux : on a alors affaire à la 'corrosion humide'. L'emploi des peintures et le procédé le plus couramment utilisé pour protéger l'acier contre la corrosion. Comme beaucoup d'autre, la technique des peintures a fait de grand progrès. En conséquence, on obtient une durée de vie beaucoup plus longue avant la première période de l'entretient.

Protection par Peinture

La protection de PRS contre la corrosion se fera par préparation de la surface de ce dernier par :

- Levage à haute pression.
- Brossage manuel.
- Projection d'abrasif.

Pour la protection anticorrosion on a utilisé d'un système ACQPA qu'est constitué d'une :

- Couche primaire ACQPA21251 époxyde zinc silicaté complexe.

- Couche intermédiaire ACQPA32281 époxyde vinylique.
- Couche définitive ACQPA33511 acrylique polyuréthane.

Il est nécessaire à utiliser une épaisseur de peinture soit suffisante pour boucher toutes les irrégularités de surface et couvrir les pièces constituants la rugosité. L'épaisseur contractuelle du système est de 200 microns.

V.8. CONCLUSION :

Les calculs effectués dans ce chapitre nous ont permis de dimensionner et de vérifier la superstructure qui sera résister aux sollicitations en restant dans la stabilité, les efforts de la superstructure seront ensuite directement transmis à l'infrastructure qui devra à son tour être en mesure de leurs résister.

Chapitre VI

EQUIPEMENT DE PONT

VI.1. INTRODUCTION

Les équipements recouvrent l'ensemble des dispositifs dont, la nature, la conception et le fonctionnement se diversifient, tout en jouant un rôle fondamental dans le service d'un ouvrage. Ces dispositifs assurent le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durée de vie.

Dans le présent chapitre, nous allons étudier quelques équipements nécessaires pour un ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VI.2. LES APPAREILS D'APPUIS :

L'appareil d'appui est un élément de structure placé à la liaison entre la structure et son support, dont la fonction principale résulte en la transmission des charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer le mouvement du tablier.

Types des appareils d'appuis :

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

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

VI.2.1. Choix Du Type D'appareil D'appui :

Pour l'ouvrage mis en étude on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté suite à leur constitution sous forme de feuillets d'élastomère (du néoprène en général) empilée avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

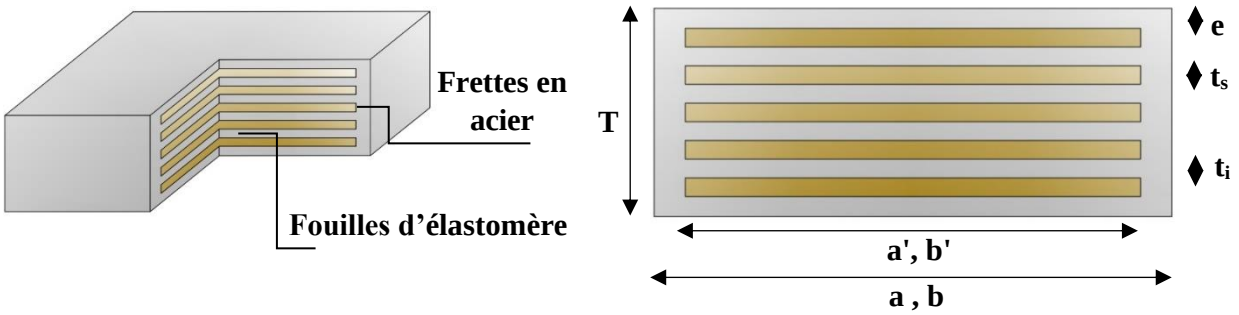


Figure VI- 1 Schéma d'un appareil d'appui choisi pour l'ouvrage

VI.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis :

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau VI- 1 Combinison des charges a l'ELU

combinison	Nmax(MN)
1.35G+1.35SW/2	5.2

VI.2.3. Dimensionnement des Appareils d'Appuis :

On utilise les appareils d'appui du type B, ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante dans avec :

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale (a ≤ b).

(D et D') sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.

Avec :

Tb= n (ti + ts) + ts + 2 e : épaisseur nominale totale d'appareil.

Te = n ti + 2 e : épaisseur nominale totale d'élastomère, Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement.

Te=n ti + 2 e si e > 2,5 mm

Te = n ti si e ≤ 2,5 mm

Avec :

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère. ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère. ts : épaisseur d'une frette élémentaire. e : enrobage.

VI.2.3.1. Aire de l'appareil d'appui :

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20MPa$$

$$N_{max} = R_{max} = 5.2\ MN \rightarrow a' \times b' = 2600\ cm^2$$

On prend : $a \times b = 600 \times 600\ mm^2$

VI.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui Tb :

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$$

$$\frac{600}{10} = 60\ mm \leq T_b \leq \frac{600}{5} = 120\ mm$$

Sachant que : « a » est le grand côté de l'élastomère.

VI.2.3.3. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases}$$

Avec : $\sigma_e = 235\ kg/mm^2$ (Pour l'acier 24-1) et G = 0.9MPa

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

$$\sigma_m = \frac{5.2}{0.6 \times 0.6} = 14.44\ MPa$$

$$\beta = \frac{0.6 \times 0.6}{2 \times 0.9 \times (0.6 + 0.6)} = 16.67$$

$$t_s = \frac{600 \times 14.44}{16.67 \times 235} = 2.1\ mm$$

Nous allons opter pour le choix des dimensions suivant :

Tableau VI- 2 Les dimensions de l'appareil d'appui retenu

	Appareil d'appui retenu
R_{max} (MN)	5.2
$a \times b$ (mm^2)	600×600
Détails	- 6 feuilles d'élastomère d'épaisseur : ti = 12 mm. - 7 frettes métalliques d'épaisseur : ts = 4 mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.
T_e	82
T_b	100
$(a \times b \times T_b)$	$600 \times 600 \times 100$

VI.2.4. Evaluation des efforts horizontaux

VI.2.4.1. Efforts dus aux actions statiques :

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{sta} = \frac{n \times \Delta_x \times G \times a \times b}{T_e}$$

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.

$\mathbf{T_e}$: épaisseur des feuillets d'élastomère.

n : nombre d'appareils d'appuis.

Action due à la variation de la température :

$$H_T = \frac{n \times \Delta_T \times G \times a \times b}{T_e}$$

$$\Delta_T = \varepsilon_T \times |X_i|$$

$$\varepsilon_T = \Delta T \times \lambda$$

$$\Delta T = 35\,°C\ ;\ \varepsilon_T = 3.5 \times 10^{-4}$$

Action due au retrait dans chaque appareil appui :

$$H_r = \frac{n \times \Delta_r \times G \times a \times b}{T_e}$$

$$\Delta_r = \varepsilon_r \times |X_i|$$

$$\varepsilon_r = 2.4 \times 10^{-4}$$

Action due au fluage :

$$H_{fl} = \frac{n \times \Delta_{fl} \times G \times a \times b}{T_q}$$

$$\Delta_{Tfl} = \varepsilon_{fl} \times |X_i|$$

$$\varepsilon_{fl} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : coefficient du fluage à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

On prend : $K_{fl} = 3$ ➔ $\varepsilon_{fl} = 3 \times 10^{-4}$.

Tableau VI- 3 Les reactions horizontal de tablier

G	$\|X_i\|$ (m)	H_T (MN)	H_r (MN)	H_{fl} (MN)
0.9	25.05	69.28	47.51	59.385

VI.2.4.2. Efforts dus aux actions dynamiques :

Les actions dynamiques (démarrage, freinage, effort de lacet) sont définies dans chapitre IV.

VI.2.5. Vérifications du Dimensionnement

Ci-après un tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appui :

Tableau VI- 4 : Les formules de vérification

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20\ MPa$
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times Pu \leq Pc$
Limite de la distorsion	$\delta \leq \delta_c$
Non-glissement	$H \leq f \times N$

VI.2.5.1. Résistance à la compression :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_m = \frac{5.2}{0.6 \times 0.6} = 14.44\ MPa$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa$$

$$\Longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

VI.2.5.2. Sécurité au flambement

On doit verifier :

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec :

γ_s = 3 : le coefficient de sécurité.

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc : la charge critique de flambement.

$$Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times \frac{d}{h}$$

B : l'aire nominale de l'appui.

d : la somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : le facteur de forme.

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)} = \frac{0.6 \times 0.6}{2 \times 0.012 \times (0.6+0.6)} = 12.5$$

d = 0.012 + 0.004 = 0.016 m

h = 0.1 m

B = 0.6 × 0.6 = 0.36 m^2

$$Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times \frac{d}{h} = 4 \times 0.9 \times 0.36 \times 12.5^2 \times \frac{0.016}{0.1} = 32.4\ MN$$

Pu = 5.2 MN

$\gamma s \times Pu = 15.6 \leq Pc = 32.4$ MN

$\Longrightarrow$ Vérifiée.

VI.2.5.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$$\delta = \frac{V_x}{T_b} \leq \delta_c$$

$$\mathrm{P} = \frac{Pu}{Pc} = \frac{5.2}{25.74} = 0.2 < 0.25$$

On trouve : $\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - \mathrm{P})$

Tel que : $\delta_0 = \frac{b}{T_b}$ borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$

b : petite côte de l'appui.

T_b : épaisseur totale d'élastomère.

b = 600 mm ; T = 100 mm.

$\delta_0 = 6$

On prend : $\delta_0 = 2$

$\delta_c = 0.96$

V_x Déplacement horizontal $V_x = 0.035\ m$

$\delta = \frac{35}{100} = 0.35$

$\delta \leq \delta_c$

$\Longrightarrow$ Vérifiée.

VI.2.5.4. Condition de non glissement

Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement dans le cas dynamique, on vérifiera la condition :

$$\mathrm{H} \leq \mathrm{f} \times \mathrm{N}$$

Avec

H : l'effort horizontal

N : l'effort vertical.

f : coefficient de frottement, $\mathrm{f} = 0.1 + (0.6/\delta_m)$

N = 2.88 MN $\sigma_m = 8$ MPa f = 0.175 H = 0.558 MN

D'ou H = 0.558 > 0.504

$\Longrightarrow$ Non Vérifiée.

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau des bords de néoprène.

VI.3. DÉS D'APPUIS :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur « chevêtre », ainsi qu'assure le dévers du tablier.

VI.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$a_1 \geq a + 200\,;\; b_1 \geq b + 200 \text{ et } h \geq \frac{a_1 \times b_1}{a_1 + b_1}$$

$$\Longrightarrow \begin{cases} a_1 \geq 800 \text{ mm} \\ b_1 \geq 800 \text{ mm} \\ h \geq 400 \text{ mm} \end{cases}$$

VI.3.2. Ferraillage des dés d'appuis

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

Armatures de chainage :

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_c = \frac{0.25 \times 5.2}{434.78} = 29.9\ cm^2 \Longrightarrow \text{soit } 20\text{HA}14$$

Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge diamètre conseillé est : 8Ø ou 10Ø.

$$A_h = \frac{0.125 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_h = \frac{0.125 \times 5.2}{434.78} = 14.95\ cm^2 \Longrightarrow \text{soit } 10\text{HA}14$$

Armatures de surface et d'éclatement :

Frette supérieure : 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.

$$A_s = \frac{0.04 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 \times 5.2}{434.78} = 4.78\ cm^2 \Longrightarrow \text{soit } 8HA10$$

Frette inférieure : Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_i = \frac{0.1 \times 5.2}{434.78} = 11.96\ cm^2 \Longrightarrow \text{soit } 16HA10$$

VI.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de 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 ces extrémités.

VI.4.1. Dimensionnement du joint de chaussée

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

• La température.

• Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0.3W_T + \frac{W_s}{3}$$

Avec

W : souffle total de joint

W_D : souffle des déformation différées (retrait + fluage) $W_D = 0.013\ m$

W_T : souffle thermique $W_T = 0.01$

W_s : souffle sismique $W_S = 0.06\ m$

$$W = 0.036\ \text{m}$$

VI.4.2. Type de joint :

La fonction d'un joint de pont rail est, comme pour les joints des ponts routes, de permettre la dilatation du pont, avec néanmoins la nécessité impérative de tenir compte de l'armement de la voie et d'assurer la continuité du chemin de roulement. L'interaction de la voie et de l'ouvrage d'art est une donnée importante prise en compte dans la conception de tout projet ferroviaire. Les joints de ponts rails se rencontrent essentiellement sur les ponts relativement récents. En effet, les ponts anciens sont, soit en maçonnerie et ne comportent donc pas de joint, soit métallique à pose de voie directe.

Pour les ponts plus récents, en général à pose de voie ballastée, la conception du joint de tablier dépend de la longueur dilatable de ce tablier, qui peut nécessiter la présence d'appareil de dilatation de la voie elle-même. En fonction de la longueur dilatable des tabliers et de la nature de ces derniers, il est fait usage de différents types de joints dont certains peuvent permettre également la coupure du ballast. Les joints les plus simples réalisés à partir de simple porte-à-faux du tablier sur le mur garde grève permettent la dilatation, pour les longueurs les plus faibles, du tablier vers le remblai.

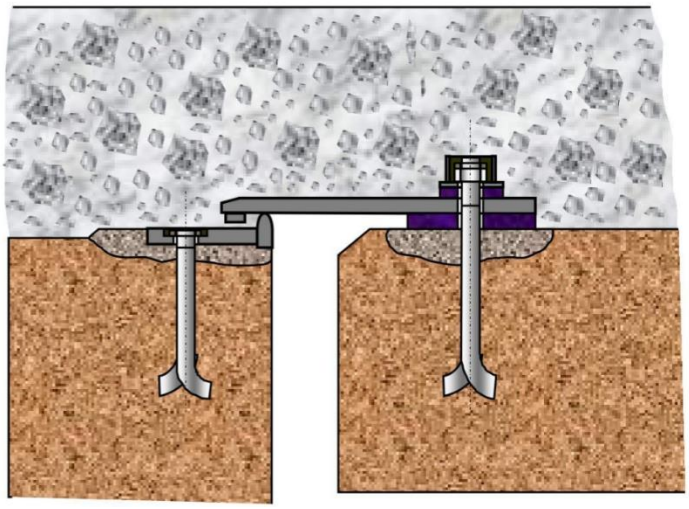


Figure VI- 2 Joint sous ballast

VI.5. EVACUATION 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 4mm et 3mm, 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 a l'aide des tuyaux de drainage (ou gargouilles) réalises avec des tuyaux de diamètre de 200mm en acier galvanisée mises en place à 3,25m de l'axe du rail plus proche, avec une grille de drainage spécifique et une protection vertical avec fonction par ballast, nécessaires pour les profils en travers en courbe.

VI.6. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifié les éléments des équipements du pont. Ils assurent le confort des usagers et la sécurité des structures d'une part, et relient la superstructure et l'infrastructure d'autre part.

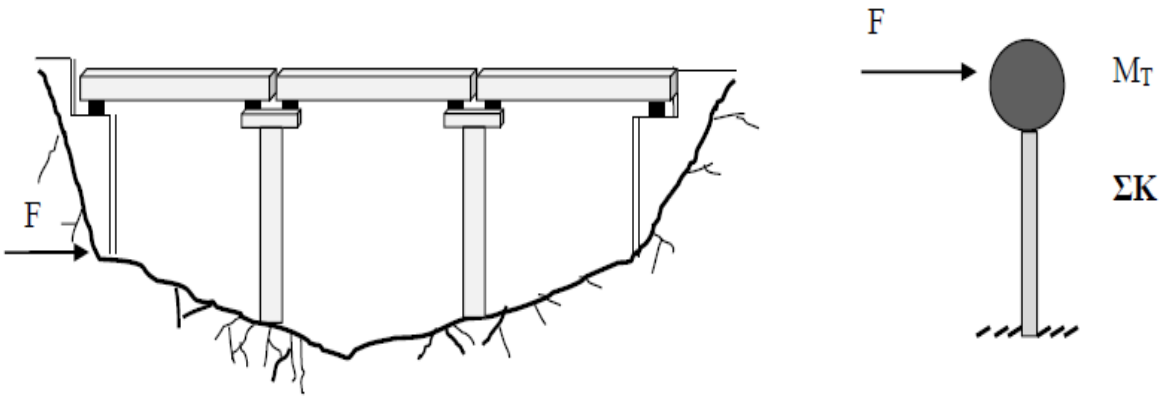
Chapitre VII

ETUDE SISMIQUE

VII.1. INTRODUCTION

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.



VII.2. CALCUL PARASISMIQUE

Le calcul parasismique est fait Selon le règlement parasismique des ouvrages d'art **(R.P.O.A.2008).**

VII.2.1. Classe de l'ouvrage (RPOA. Article 2.2)

Les ouvrages d'art sont répartis en trois groupes, suivant que leur défaillance présente un risque plus ou moins élevé pour les personnes ou en raison de leur importance socio-économique.

Cette classification et repris dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII- 1 Classification des ponts

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

Dans notre cas l 'ouvrage est classé dans le **groupe 1.**

VII.2.2. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa: sismicité moyenne.

Zone IIb: sismicité élevée.

Zone III : sismicité très élevée.

VII.2.3. Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Cette classification est décrite dans **RPOA I article 3.1.2** et repris dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII- 2 Coefficient d'accélération de zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	**0,15**	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,20

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de **TEBESSA,** Le terrain sur lequel se réalise l'ouvrage est de catégorie S3, site meuble selon le **R.P.O.A 2008** .qui donne le coefficient d'accélération de a zone **A =** 0,15**.**

VII.2.4. Classification du sol

Le RPOA présente une classification des sites (§ RPOA 3.1.3) en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent. Les sols sont alors classés en quatre catégories :

Catégorie S1 : site rocheux.

Catégorie S2 : site ferme.

Catégorie S3 : site meuble.

Catégorie S4 : site très meuble.

VII.2.5. Facteur de correction d'amortissement

Le spectre de réponse élastique dépend de la catégorie du site de l'ouvrage(S), du coefficient d'accélération de zone(A) et du taux d'amortissement critique (ξ). Ce dernier est estimé par le biais du facteur de correction d'amortissement.

Taux d'amortissement $\boldsymbol{\eta} = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$

Tableau VII- 3 Taux d'amortissement en fonction de matériau

Materiaux	Taux d'amortissement ξ (en %)
Acier soudé	2
Aciers boulonnées	4
Béton précontraint	2
Béton armée	5
Béton non armé	3
Elastomère frétée	7

Dans notre cas **:**

ξ= 5 ⟶ **η** = 1 (étude longitudinale+ transversale).

ξ=2 ⟶ **η** =1,32 (étude verticale).

VII.2.5.1. Evaluation des efforts sismiques :

Pour évaluer l'effort sismique à prendre en compte pour le calcul de l'ouvrage ; l'action sismique résulte d'une translation d'ensemble (tous les Points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions du mouvement sismique.

Cette action sismique est fonction aussi bien de l'accélération de la zone d'implantation de l'ouvrage que de sa nature (groupe d'usage). A cet effet un spectre de réponse pour les deux composantes horizontales et verticales du mouvement sismique est utilisé pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage.

VII.2.5.2. Composante horizontale du séisme :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour le deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$\mathbf{S_{ae}^{v}}(T,\xi)(m/s^2)\begin{cases} A.g.S\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le \mathbf{T} \le T_1 \\ 2{,}5.\eta.a.g.S & T_1 \le \mathbf{T} \le T_2 \\ 2{,}5.\eta.A.g.S\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le \mathbf{T} \le 3s \\ 2{,}5.\eta.A.g.S.\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & \mathbf{T} \ge 3s \end{cases}$$

g: Accélération de la pesanteur (=9,81m/s^2).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

S : Coefficient de site.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

ξ : Taux d'amortissement.

Pour un site ferme **(S3)** on a :

T_1 = 0,2 sec ; **T_2** = 0,4 sec ; **S** = 1,2

VII.3. SEISME LONGITUDINAL

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

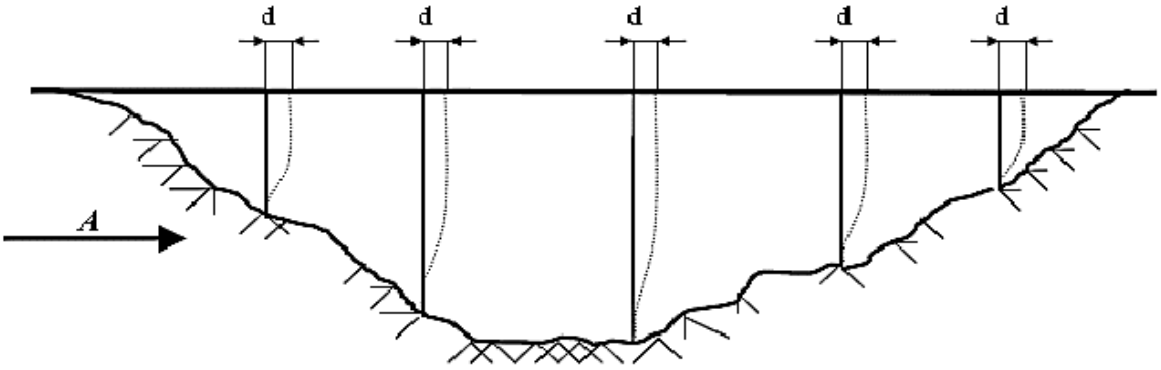


Figure VII- 1 Séisme longitudinal

1. La masse mise en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale. Cette condition est vérifiée si la masse des piles est inférieure à 0,43 fois la masse du tablier. $\mathbf{M_{Tablier}} = (4492.79 + 4666.1) \times 6 + 0{,}3 \times 1200.8) = 55\,313.58$ KN

$\mathbf{M_{pile}} = 6\,589.93$ KN $< 0{,}43 \times 55\,313.58 = 23\,784.84$ KN (**vérifiée**).

2. L'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais.
3. La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la distance entre extrémités du tablier, L'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement**.**

L'excentricité est donc nulle d'où la condition est bien (**vérifiée).**

✓ La méthode monomodale est applicable.

VII.3.1. Détermination des sollicitations sismiques :

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 :

$$\mathbf{F} = \mathrm{M}.\mathrm{Sa(T)}$$

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.

S_a (T) = S_{ae} (T) pour un calcul élastique (q=1)

La période fondamentale T a pour expression :

$$\mathbf{T} = 2.\pi\sqrt{\frac{\mathrm{M}}{\mathrm{K}}}$$

$\mathbf{K} = \sum \mathrm{K_i}$ K : est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

Le déplacement a pour expression :

$$\mathbf{d} = \left(\frac{\mathrm{T}}{2.\pi}\right)^2 \mathrm{Sa}$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$\mathbf{F_i} = \frac{\mathrm{K_i}}{\mathrm{K}}.\mathrm{T_{tot}}$$

VII.3.2. Calcul de la raideur de la structure :

La raideur du système comprend la raideur du fût et la raideur des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

- **Pour les piles :**

$$\mathbf{K_{pile}} = 3 \times \frac{3.\mathrm{E.I}}{\mathrm{H}^3}$$

Avec :

E : module de déformation instantanée du béton.

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{fc_{28}} = 34\,179.55$$

I : l'inertie longitudinale du fût .

$$I = \frac{\pi . 2^4}{64} = 0.785\ m^4$$

H : hauteur du fût .

$$\mathbf{K_{pile}} = 3\ \frac{3.\mathrm{E.I}}{\mathrm{L}^3} = 3 \times \frac{3 \times 34\,179.55 \times 0.785}{6^3} = 1\,117.95\ \mathrm{MN/m}$$

- **Pour les appareils d'appuis :**

$$\mathbf{K_{appareil}} = \mathrm{n}\frac{\mathrm{G.a.b}}{\mathrm{e}}$$

Avec :

n : nombre des appareils d'appuis élément porteur.

G : module de cisaillement de l'appareil.

a,b : les dimensions en plan de l'appareil.

e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil.

$$\mathbf{K_{appareil\ pile}} = 8 \times \frac{1{,}2 \times 0{,}6 \times 0{,}6}{0{,}082} = 42.14\ \mathrm{MN/m}$$

$$\mathbf{K_{appareil\ culée}} = 4 \times \frac{1{,}2 \times 0{,}6 \times 0{,}6}{0{,}082} = 21.073\ \mathrm{MN/m}$$

- **Donc la raideur des piles est :**

$$\mathbf{K_p} = \frac{1}{\frac{1}{\mathrm{K}_{pile}} + \frac{1}{\mathrm{K_{appareilpile}}}} = \frac{1}{\frac{1}{1117.95} + \frac{1}{42.14}} = 40.6\ \mathrm{MN/m}$$

$$\mathbf{K}_{\boldsymbol{culée1,2}} = \frac{1}{\frac{1}{\mathrm{K_{culée}}} + \frac{1}{\mathrm{K_{appareilculée}}}} = \frac{1}{0 + \frac{1}{21.073}} = 21.073\ \mathrm{MN/m}$$

(la culée est considéré infiniment rigide)

- **la raideur du système :**

$$\mathbf{K_{systeme}} = 2\mathrm{K_p} + 2\mathrm{K_{culée}} = 123.346\ \mathrm{MN/m}$$

- **Calcul de la période propre du système:**

$$\mathbf{T} = 2\pi\sqrt{\frac{\mathrm{M}}{\mathrm{K}}} = 2\pi\sqrt{\frac{5531.358(\mathrm{t})}{123.346 \times 10^3 (KN/m)}} = 1.33\ \mathrm{s}$$

VII.3.3. Calcul des forces sismique :

- **Réponse sismique :**

La période du système se situe entre T_2 et 3sec, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$\mathbf{S_{ae}}(\mathrm{T},\xi)_{[\mathrm{m/s^2}]} = 2{,}5.\mathrm{A}.\eta.\mathrm{g}.\mathrm{s}.\left(\frac{\mathrm{T_2}}{\mathrm{T}}\right) \qquad \mathrm{T_2} < \mathrm{T} < 3\mathrm{s}$$

$$\mathbf{S_{ae}}(\mathrm{T},\xi)_{[\mathrm{m/s^2}]} = 2{,}5 \times 0{,}15 \times 1 \times 9{,}81 \times 1{,}2 \times \frac{0{,}4}{1.33} = 1.327\ \mathrm{m/s^2}$$

VII.4. SEISME TRANSVERSALE

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si : $\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{B}} \leq 5$ en effet $\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{B}} = \frac{50}{12{,}6} = 3.96 < 5$ selon l'article 4.4.1.3.2 du RPOA-2008.

Nous suivons la même démarche que pour le séisme longitudinal sauf que la moitié de la masse de la pile va être rajouté à la masse du tablier et la rigidité va être $12.\frac{\mathrm{E.I}}{\mathrm{L^3}}$

VII.4.1. Calcul de la moitié de la masse de la pile :

$$\mathrm{M_p} = 6 \times \left(\frac{1}{2} \times \rho_\mathrm{b} \times \frac{\pi \mathrm{d}^2}{4} \times \mathrm{h}\right) = 6\left(0.5 \times 2.5 \times \frac{\pi . 2^2}{4} \times 6\right)$$

$$\mathrm{M_p} = 141.37\ \mathrm{t}$$

$$\mathbf{M_{systeme}} = 5531.358 + 141.37 = 5672.728\ \mathrm{t}$$

VII.4.2. Calcul de la raideur de la structure

La raideur du système comprend la raideur des fûts et la raideur des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

- **Pour la pile** :

$$\mathbf{K_{pile}} = 3.\frac{12.\,E.\,I}{L^3} = 3 \times \frac{12 \times 34\,179.55 \times\ 0.785}{6^3} = 4\,471.82\ \mathrm{MN/m}$$

- **Pour les appareils d'appuis :**

$$\mathbf{K_{appareil}} = n\frac{G.\,a.\,b}{e}$$

$$\mathbf{K_{appareil\ pile}} = 8 \times \frac{1{,}2 \times 0{,}6 \times 0{,}6}{0{,}082} = 40.6\ \mathrm{MN/m}$$

$$\mathbf{K_{appareil\ culée}} = 4 \times \frac{1{,}2 \times 0{,}6 \times 0{,}6}{0.082} = 21.073\ \mathrm{MN/m}$$

La raideur des piles :

$$\mathbf{K_p} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{appareilpile}}} = \frac{1}{\frac{1}{4471.82} + \frac{1}{40.6}} = 40.23\ \mathrm{MN/m}$$

La raideur des culées :

$$\mathbf{K_{c1}} = \mathbf{K_{c2}} = \mathbf{K_{appareil\ culée}} = 21.073\ \mathrm{MN/m}$$

La raideur du système :

$$\mathbf{K_{systeme}} = 2K_p + 2K_{culée} = 122.606\ \mathrm{MN/m}$$

VII.4.3. Calcul de la période propre du système

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{5672.728}{122.606 \times 10^3}} = 1.35\ s$$

VII.4.4. Calcul des forces statique équivalente dans le sens transversal :

Réponse sismique :

La période du système se situe entre T_2 et 3s, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$\mathbf{S_{ae}}(T,\xi)_{[m/s^2]} = 2{,}5.\,A.\,\eta.\,g.\,s.\left(\frac{T_2}{T}\right) \qquad T_2 < T < 3s$$

$$\mathbf{S_{ae}}(T,\xi)_{[m/s^2]} = 2{,}5 \times 0{,}15 \times 1 \times 9{,}81 \times 1{,}2 \times \frac{0{,}4}{1.35} = 1.308\ m/s^2$$

VII.4.4.1. Effort total transversal :

$$\mathbf{F_{transversal}} = \mathrm{M}.\mathrm{S_a}(\mathrm{T})$$

$$\mathbf{F_{transversal}} = 5672.728 \times 1.308 = 7419.92 \text{ KN}$$

VII.4.4.2. Evaluation des efforts par élément porteur :

$$\mathbf{F_{pile}} = \frac{\mathrm{K_p}}{\mathrm{K_{sys}}}.\mathrm{F_{trans}} = \frac{40.23}{142.98} \times 7419.92 = 2388.41 \text{ KN}$$

$$\mathbf{F_{culée1,2}} = \frac{\mathrm{K_{culée}}}{\mathrm{K_{sys}}}.\mathrm{F_{trans}} = \frac{21.073}{142.98} \times 7419.92 = 1251.079 \text{ KN}$$

VII.4.4.3. Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol :

$$\mathbf{d^{tablier}_{trans}} = \frac{\mathrm{T}^2}{4.\pi^2}.\mathrm{S_a}(\mathrm{T})$$

$$\mathbf{d^{tablier}_{trans}} = \frac{1.35^2}{4.\pi^2}.1.308 = 0.06 \text{ m} \approx 6 \text{ cm}$$

VII.4.4.4. Calcul du déplacement de la tête de pile par rapport au sol :

$$\mathbf{d^{pile}_{trans}} = \frac{\boldsymbol{F_{pile}}}{\mathbf{K_{pile}}} = \frac{2388.41}{4471.82 \times 10^3} = 5.34 \times 10^{-4} \text{ m} = 0{,}053 \text{ cm}$$

VII.5. COMPOSANTE VERTICALE DU SEISME

Pour la des réactions d'appui verticales sous séisme on utilise la méthode approchée préconisée par le guide SETRA-2000

Les sollicitations provoquées par le séisme vertical sont dans la très grande majorité des cas couverts par les charges d'exploitation à l'ELU. On ne tiendra donc pas compte des efforts dans le tablier du au séisme vertical

Toutfois, il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et en particulier, empêcher le soulèvement de tablier et en plus le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté

Les vibrations verticales du tablier sont complexe lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appuis **Ri** peuvent être calculées à l'aide de la relation suivant :

$$\boldsymbol{Ri = abμL}$$

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 : paramétre dépandant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

L : longeur de travée

μ : masse linéique du tablier

Dans notre cas le pont est isostatique et les travée sont identique, on calcul la réaction d'appui pour une travée

	Travée
L(m)	50
a	1,40
b	0,41
$\boldsymbol{\mu}$(kg/ml)	36 875
Réaction(KN)	1 058.31

$$\mu = \frac{5531.358}{150} = 36.875 \text{ t/m} = 37\,346 \text{ kg/m}$$



Figure VII- 2 Schéma statique d'une travée

Appui	**C1/C2**	**Pile1/Pile2**
Fv(KN)	1058.31	2116.625

- **Combinaisons 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 l'incertitude directionnelle du séisme.

$$E = E_x \pm 0.3\,E_y \pm 0.3\,E_z$$
$$E = E_y \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_z$$
$$E = E_z \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_y$$

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1/C2	1254.01	1251.079	1058.31	1946.8267	1944.775	1809.8367
P1/P2	2416.036	2388.41	2116.625	3767.5465	3748.2083	3557.9588

La combinaison d'actions à l'ELA est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E**

- **Q** : Actions variables des charges d'exploitation
- **Ψ :** 30% des charges d'exploitations routières pour ponts rails

VII.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a évolué les différents efforts sismiques, qui serviront au dimensionnement de l'infrastructure.

Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

L'analyse de l'infrastructure d'un ouvrage représente l'une des étapes primordiales du projet, étroitement liée à l'ensemble de la structure. La sélection des appuis et des fondations nécessite une réflexion approfondie, s'appuyant sur un processus continu et itératif. Dans ce contexte, nous allons étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VIII.2. ETUDE DE LA PILE

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

Un appui comporte deux parties :

Les futs : Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations ;

La fondation : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

VIII.2.1. EVALUATIONS DES EFFORTS A LA BASE DE LA PILE

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de 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 IV, les tableaux ci-dessous résument les sollicitations maximales à l'ELS, à l'ELU et à l'ELA.

Tableau VIII- 1 Evaluation des efforts statiques sur la pile la plus sollicitée

Sollicitation	Charge	Pile
Vertical (KN)	G(tablier)	18 317.78
	G(chevêtre)	1880.9
	G(pile)	1413.7
	UIC71	3612.3
	SW/02	3223.2
Horizontal	Freinage UIC71	1000
	Freinage SW/02	1750
	Température	40.178
	Retrait	96.42
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage UIC71	12 270
	Freinage SW/02	21 472.5
	Température	463.65
	Retrait	1 112.68

VIII.2.2. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE VIS-A-VIS DE FLAMBEMENT

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite Section circulaire

$$\lambda = \frac{4 \times l_f}{D} \leq 70$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute.

l_0 : est la hauteur de la pile la plus haute.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 8 = 16 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{4 \times 16}{2} = 32 \leq 70$$

Donc pas de risque de flambement.

VIII.2.3. FERRAILLAGE DE LA PILE

VIII.2.3.1. Les sollicitations les plus défavorables :

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le tableau.

Tableau VIII- 2 combainison d'action les plus défavorable

ETAT	N (KN)	M_{long} (KN.m)	M_{trans} (KN.m)
ELS	12333.9	4700.23	/
ELU	16651.6	6805.308	/
ELA	1856.66	12056.08	11994.24

VIII.2.3.2. Ferraillage des fûts :

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée (pas de flexion déviée)

D'âpres le logiciel ROBOT EXPERT 2010 La section d'acier longitudinale :

As = 406.4 cm^2

Donc : on prend une nappe de 40HA32 +20HA25, $e_{sp32} = 15$ cm

Cerces transversales : on 1HA16 $e_{sp16} = 15$ cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

VIII.2.3.3. Étude du chevêtre :

Le rôle de chevêtre est de transmettre les charges du tablier aux futs, il est sollicité en flexion simple et en torsion. A l'aide le logiciel MIDAS CIVIL en déduire les résultats suivants :

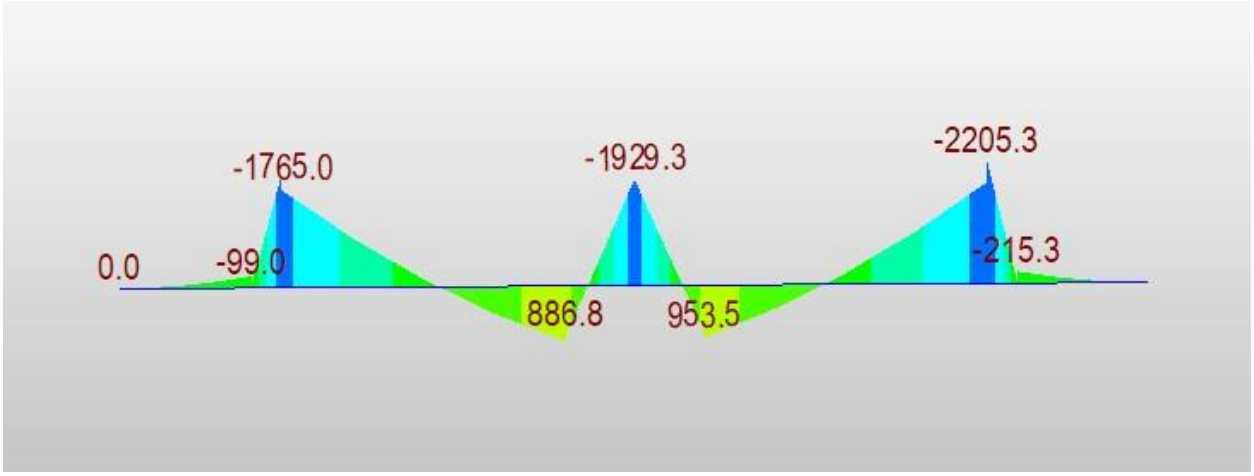


Figure VIII- 1 moment fléchissant de chevetre à l'ELU

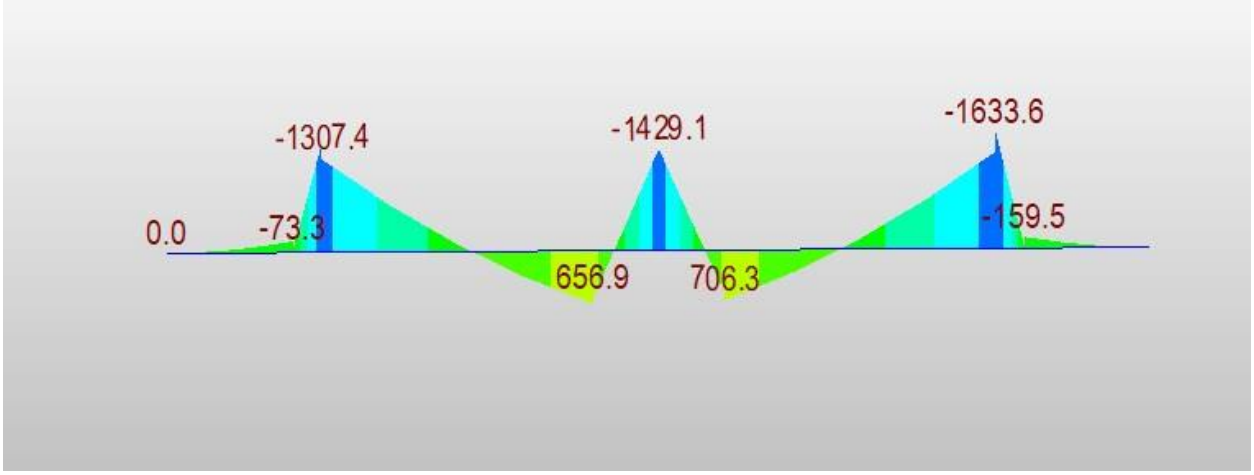


Figure VIII- 2 moment fléchissant de chevetre à l'ELS

Nappe supérieure : M_{ELU}= -1929.3 KN.m M_{ELS}= -1429.1 KN.m As = 136.5 cm^2

Nappe inferieure : M_{ELU}= 953.5 KN.m M_{ELS}=706.3 KN.m As = 136.5 cm^2

Pour la section d'acier on choisit : 28 HA25

Armatures Transversale :

Tmax ELU = 7472.4 KN

Avec Robot expert : Avec Robot expert : 2 Cadre de HA16, esp = 12 cm dans la zone critique et 40 cm dans la zone courante.

Selon RPOA 2008 article 7.2.2.1 la section d'acier doit vérifier la condition suivante :

$0.15\% \leq \rho_g \leq 1.5\%$ *en zone I et IIa*

As (RPOA)=0.15 x 2 x 3.5 x100 = 105 cm^2.

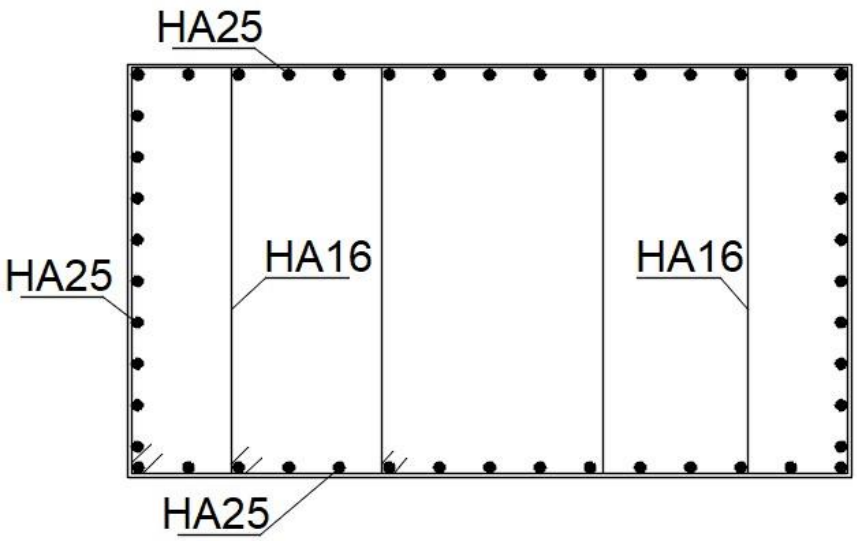


Figure VIII- 3 ferraillage de chevetre

VIII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre le milieu souple et le milieu rigide.

Elle a deux rôles principaux, à la fois un appui du tablier et un mur de soutènement qui subit la poussée des terres et les surcharges de remblais.

VIII.3.1. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

Tableau VIII- 3 Dimension de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{mgg} = 3.4$ $e_{mgg} = 0.4$ $l_{mgg} = l_{tablier} - 2\ e_{M\ en\ retour} = 10.6$
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{mf\text{-}culée} = 9.5$ $e_{mf} = e_{sommier\ d'appui} = 2$ $l_{mf} = l_{tablier} = 11.8$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{mr} = 0.6$ $h_{mr\text{-}culée} = 13$ $l_{mr\text{-}culée} = 10.6$

VIII.3.2. Descente des charges

Calcul du coefficient de poussée : Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h; k_v : d'après R.P.O.A.

$$k_h = A = 0.15 \; et \; k_v = 0.3 \times k_h = 0.045$$

Avec

k_h: Coefficient sismique horizontal.

k_v: Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussés des terres sur la culée est donné par la formule suivante :

$$F_{ah} = 0.5\gamma(1 \pm k_v)K_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2[1 + \sqrt{sin\varphi \frac{\sin(\varphi - \beta - \theta)}{cos\beta cos\theta}}]}$$

Avec

H : hauteur du mur.

γ : poids des terres.

β = 0 : angle de talus avec l'horizontale.

φ = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$$\theta = \arctan(\frac{k_h}{1 \pm k_v})$$

Le coefficient de poussée au repos (condition normal) $k_h = 0.333$.

Tableau VIII- 4 Le coefficient de poussée

Action du séisme	k_h	k_v	θ(°)	k_{ad}
Condition normale	0	0	0	0.33
Séisme horizontal (1+kv)	0.15	0.045	8.16	0.61
Séisme horizontal (1-kv)	0.15	-0.045	8.92	0.625

Tableau VIII- 5 Evaluations des efforts statiques de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	X(x/o) (m)	Y(y/o) (m)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Semelle	7038.1	/	0	1	0	/
Mur frontal	4770	/	-2.06	6.5	-9826.2	/
Mur en retour	2550	/	2.46	9.32	6273	/
MGG	401.2	/	-1.3	13.38	-521.56	/
Poids des terres en patin arrière	12974	/	2.08	8.55	26985.92	/
Poids des terres en patin avant	904.176	/	-4.08		-3689.03808	
Poids Q (10 kN/m²)	1581.52	/	2.08	8.55	3289.5616	/
Poussée des terres	/	6500.93	/	-4.97	/	-32309.6221
Poussée Q (10 kN/m²)	/	507.23	/	-7.46	/	-3783.9358
Réaction du tablier	9158.89	/	-2.41	/	-22072.9249	/
R(LM71)	2022.1	/	-2.41	/	-4873.261	/
R(SW/02)	2638.8	/	-2.41	/	-6359.508	/
Hr+f	/	427.58	/	11.5	/	462.047
HT	/	277.14	/	11.5	/	1108.83
Freinage SW/02	/	1750	/	11.5	/	10062.5
Freinage LM71	/	500	/	11.5	/	5750

VIII.3.3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULE

VIII.3.3.1. MUR GARDE GREVE

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge d'exploitation.

➢ **Calcul des sollicitations :**

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moment des poussées des terres :

$$\mathbf{M_P = \frac{P \times H}{3}}, \text{ avec : } \mathbf{P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2} \times L$$

Avec

$\mathbf{k_a}$: coefficient de poussée des terres, $k_a = 0.33$.

γ : poids volumique du remblai, $\gamma = 18$ KN/m^3.

h : hauteur du mur garde grève, h = 3.4 m.

L : longueur du remblai, (L=11.8 m) on fait le calcul par 1 ml.

Résultats :

P =34.33KN ; M_P = 38.91 KN.m/ml

Moment due 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 :

$$M_F = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec

μ : coefficient de pondération, μ=1.6 à l'ELU et μ=1.2 à l'ELS.

P : charge d'une roue du convoi roulant, P = 125 KN.

h : Hauteur du mur, h = 3.4 m.

$M_{ferienage}$ =192.907 KN.m

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 25 t, il est réparti sur une largeur de 2.8 m avec une diffusion de 45° sur une épaisseur de 0.6 m de ballast.

$q = 3.6\ t/m^2$

$Q = q \times Ka \times h = 36 \times 0.333 \times 3.4 \ = 40.75\ KN$

$$M = \frac{Q \times h}{2} = \frac{40.75 \ \times \ 3.4}{2} = 69.275\ KN.m$$

Combinaisons d'actions :

A l'ELU : 1,35 MG + 1,45 MQ

M_{ELU} = 432.69 KN.m

A l'ELS : MG + MQ

M_{ELS} = 301.092 KN.m

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.4) m.

Section d'acier :

A_S = 20.50 cm^2, donc : on opte pour 7HA20/ml (A_S = 21.99 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de constructions :

$A'_S = A_S/3$ = 6.67cm^2, donc : on opte pour 7HA14 (A'_S = 10.78 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

$A_t = As/4$ = 5.13 cm^2, donc : on opte pour 7HA12 (A_t = 7.92 cm^2), e = 15 cm.

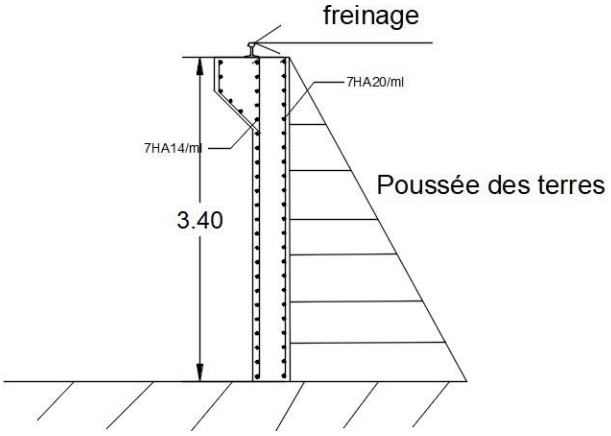


Figure VIII- 4 ferraillage de mur garde grève

VIII.3.3.2. MUR FRONTAL

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle.

Tableau VIII- 6 sollicitations sur mur frontal

Etat	N (KN/ml)	Moment fléchissant (KN.m /ml)	Effort tranchant (KN/ml)
ELU max	1514.63	3417.10	270.48

Le ferraillage est effectué par ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 2) m en flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

Section d'acier : As = 69.9 cm^2 on prend 9HA32/ml avec St = 11 cm.

Armature de construction : $A's = As/3 = 23.3\ cm^2$ on prend 5HA25/ml coté remblai, avec St=21 cm.

Armature transversale : $A's = As/4 = 17.475\ cm^2$ on prend 9HA16/ml cote tablier avec St=11 cm.

VIII.3.3.3. Mur en retour :

Evaluation des efforts : Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par le logiciel Robot Structural Analysis 2019. Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée des surcharges de remblais.
- Poids de CCP.
- Poids propre du mur.

Combinaison d'actions sur le mur en retour :

$$M_{ELS} = Mt + Msr + Mccp + Mpp$$

$$M_{ELU} = 1.35(Mt + Msr + Mpp) + 1.45Msr$$

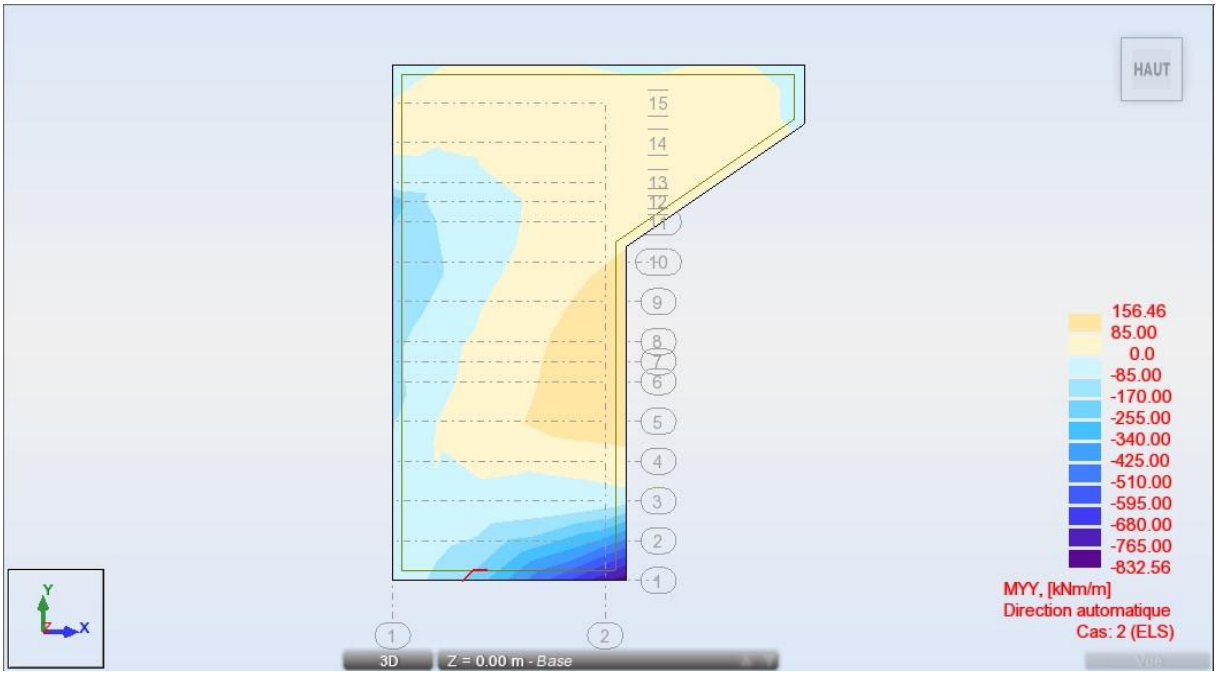


Figure VIII- 5 Les moments MYY sur le mur en retour

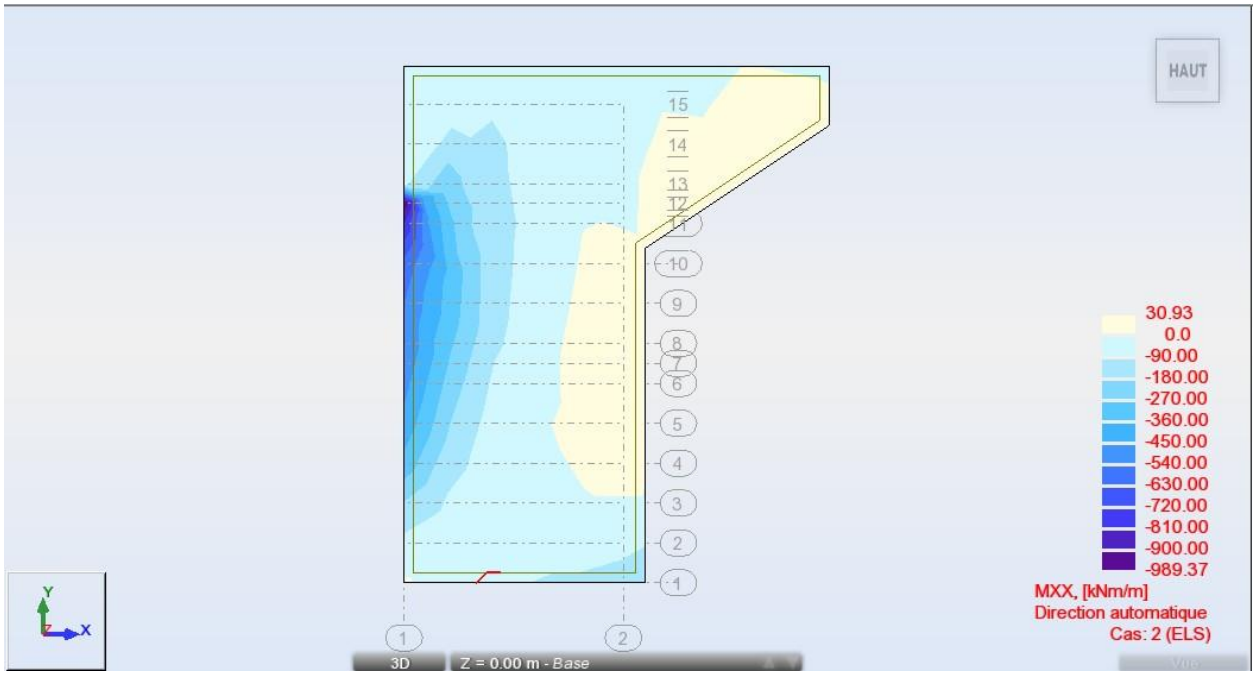


Figure VIII- 6 Les moments MXX sur le mur en retour

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m en flexion composée. Sachant que :

Tableau VIII- 7 Ferraillage du mur en retour

Sens	M_{ELS}	N(KN)	Cote	As(cm^2)	Choix d'armatures	e (cm)
Vertical(yy)	425	396	Cote remblais	22.7	8HA20	15
			Cote exterieur	7.6	8HA12	15
Horizontale(xx)	540	/	Cote remblais	33.6	8HA25	15
			Cote exterieur	11.2	8HA14	15

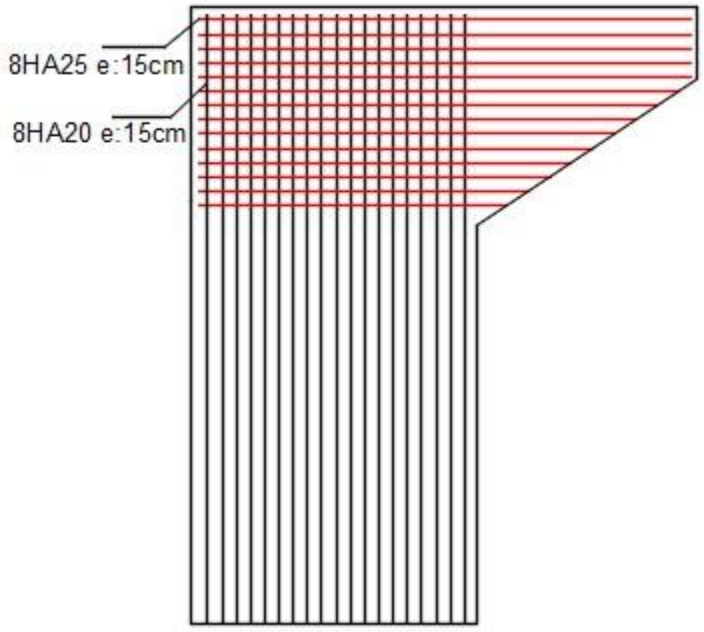


Figure VIII- 7 Plan de ferraillage de mur en retour

VIII.4. LES FONDATIONS

La base de l'ouvrage, reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison parmi les types courants des fondations il y a : les fondations superficielles et les fondations profondes. D'après le rapport géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond : pieux de 25 m de longueur, et de diamètre Φ= 1,2m.

VIII.4.1. ETUDE DE LA SEMELLE

La semelle est un élément de l'infrastructure qui joue un double rôle : l'encastrement de l'appui et la répartition des charges dans les pieux. Elle est sollicitée en flexion simple dans ces deux directions.

Tableau VIII- 8 Les dimensions des semelles sous la culée et la pile

Dimension	Sous la pile	Sous la culée
Longueur	13.8	13.8
Largeur	6.6	10.2
Epaisseur	2	2

VIII.4.1.1. Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir annexe).

Tableau VIII- 9 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la pile)

état	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	25224.68	1343.86	10750.91

Tableau VIII- 10 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la culée)

état	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	21512.97	3382.65	9045.63

VIII.4.1.2. Nombre de pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort 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 VIII- 11 Nombre de pieux sous chaque semelle.

Cas de la pile		Cas de la culée
N_{max} (KN)	25224.68	21598.376
Q_P (KN)	5100	2727.09
n_p	4.94	7.91
On prend	**8 pieux de 25 m de profondeur**	**12 pieux de 25 m de profondeur**

VIII.4.1.3. 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.
Mx. **My** : moments dans les sens x et y.
x, y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau VIII- 12 Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	**N_{Max} (KN)**	**N_{min} (KN)**	**Q_P (KN)**	**N_{Max} (KN)**	**N_{min} (KN)**	**Q_P (KN)**
ELS	3601.04	2705.13	5100	2615.909	983.81	2727.09

Cas de la pile :

$N_{max\text{-}els}$ = 3601.04 KN < 5100 KN ➔ pas de risque de poinçonnement.

$N_{min} > 0$ ➔ pas de risque de soulèvement.

Cas de la culée :

$N_{max\text{-}els}$ = 2615.909 KN < 2727.09 KN ➔ Pas de risque de poinçonnement.

$N_{min} > 0$ ➔ pas de risque de soulèvement.

VIII.4.1.4. Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles. Conditionnée par :

$$45° \leq \alpha \leq 55°$$

Cette condition permet de considérer qu'il n'est pas nécessaire de procède à des vérifications Concernant l'effort tranchant, le poinçonnement et la compression de bielle.

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure de tirant est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\sigma_a \times \tan(\alpha)}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$$

Remarque : D'après la recommandation de document « SETRA » inclinaison des bielles est pré $45° \leq \alpha \leq 55°$. Les armatures supérieures de construction sont données forfaitairement

$$A'_s = A_s/10$$

Tableau VIII- 13 vérification des conditions de la méthode des bielles

	Cas de la pile	Cas de la culée
L (m)	3.6	3.6
b (m)	2	2
d (m)	1.95	1.95
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$(m)	1.3	1.3
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{Arctg}\left(\frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)(°)$	56.31	56.31
Conditions	Non Vérifiée	Non Vérifiée

- **Semelle sous pile :**

La méthode des bielles est non applicable alors on utilise la méthode des moments :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d\,\overline{\sigma_s}}$$

Avec :

$M_{ser} = 10750\ KN.m$

L'espacement est de :

$$S_t = \frac{\theta + h - c}{n - 1}$$

Avec

θ : Diamètre de pieu, h : hauteur de la semelle, n : nombre des barres

$$A_S = 119.4\ cm^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour Largeur (L) telle que :

L = H + Φ_{pieu} = 2 + 1.2 = 3.2 m.

$$A_S = 37.31\ cm^2/ml$$ On prend: **8HA25 (A_s = 39.27 cm²/ml)**

Avec :

$$St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 13\ cm$$

On opte pour un espacement de 12 cm

Armatures longitudinales inférieures :

$A_{s1} = A_s/2$ = 19.175 cm²/ml ; Soit : 8HA20/ml, avec un espacement de 12 cm.

Armatures transversales supérieures :

$As_2 = A_s/3$ = 12.78 cm²/ml ; Soit : 9HA14/ml, avec un espacement de 11 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s3} = A_s/4$ = 9.58 cm²/ml ; Soit : 7HA14/ml, avec un espacement de 14 cm.

Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10$ = 3.83 cm²/ml ; Soit : 4HA12, avec un espacement de 25 cm.

- **Semelle sous culée :**

La méthode des bielles est non applicable alors on utilise la méthode des moments :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z\ \overline{\sigma_s}}$$

Avec :

$M_{ser} = 4895.79 KN.m$ $\quad Z = d - \frac{X}{3}$ et $X = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc}+\sigma_{st}} \times d$

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L)

Telle que : L = H + Φ_{pieu} = 2 + 1.2 = 3.2 m

$$A_S = 132.32\ cm^2$$

Donc $A_{ser}/ml = \frac{A_{ser}}{L} = 41.35\ cm^2$

On prend : 9HA25 (A_s = 44.18 cm²)

Avec :

$$St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 12.3 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 12 cm.

Armatures longitudinales inférieures :

$A_{s1} = A_s/2$ = 20.71 cm²/ml ; Soit : 7HA20/ml, avec un espacement de 14 cm.

Armatures transversales supérieures :

$As_2 = A_s/3$ = 13.8 cm²/ml ; Soit : 9HA14/ml, avec un espacement de 11 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s3} = A_s/4$ = 10.35 cm²/ml ; Soit : 7HA14/ml, avec un espacement de 14 cm.

Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10$ = 4.14 cm²/ml ; Soit : 4HA12, avec un espacement de 25 cm.

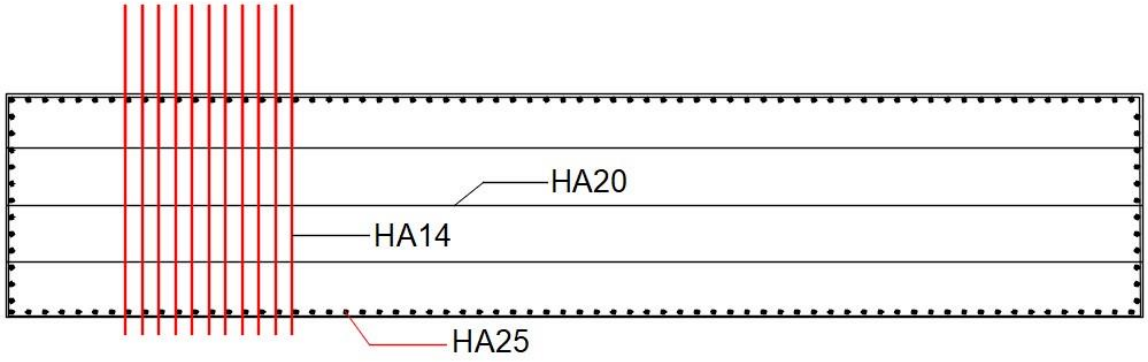


Figure VIII- 8 ferraillage de la semelle

VIII.4.2. Etude des pieux

VIII.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$\mathbf{EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u by = 0}$$

Avec :

b : diamètre du pieu.

$\mathbf{C_U}$: module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec :

α : longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

- **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Application Numérique :

C_u = 30 MN/m3
E = 33 000 MPa
b = 1.20 m
I = 0.102 m^4
λ = 0.228

D'où : **λL = 5.70**, on tire les valeurs de (X_φ^H . X_φ^M) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 5.7 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.42 \\ X_\varphi^M = 1.63 \end{cases}$$

- **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau VIII- 14 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	**P (KN)**	**H_{max} (KN)**	**$\bar{M}$ (KN.m)**	**P (KN)**	**H_{max} (KN)**	**$\bar{M}$ (KN.m)**
ELS	981.83	217.99	- 893.606	2705.13	293.55	- 1 202.73

➢ **Ferraillage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Cas de la pile :

Section d'acier :

Avec Robot expert A_s = 111.7 cm². Donc, on prend 24 HA25.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12.5 en zone critique et 20 cm en zone courante.

Cas de la culée :

Section d'acier :

Avec Robot expert A_s = 94.50 cm². Donc, on prend 20 HA25.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12.5 en zone critique et 20 cm en zone courante.



Figure VIII- 9 feraillage des pieux

VIII.5. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat. D'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

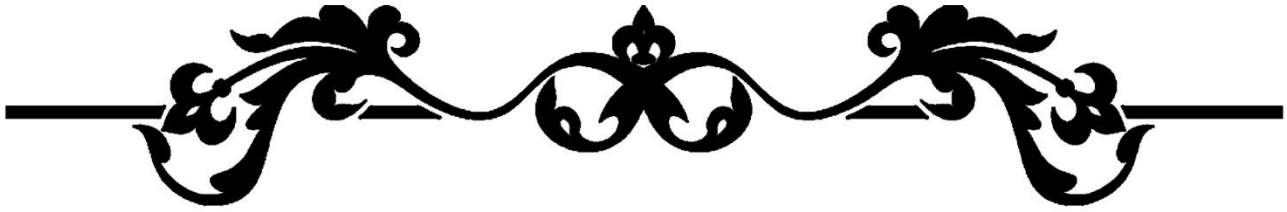
CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les trois années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

Ce travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de section mixte ainsi le calcul par modèle numérique.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.



BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

[1] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.

[2] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.

[3] Eurocodes 3 et 4.

[4] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2007.

[5] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.

[6] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.

[7] Livret 2.01 fev 1995 de SNCF

[8] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.

[9] Mémoires ENSTP.

[10] Les fichier Excel de Mr BABAKHOUYA Youcef.

[11] MIDAS CIVIL 2022.

[12] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

[13] Autodesk AutoCAD 2019.

[14] Pack Microsoft office, 2019.

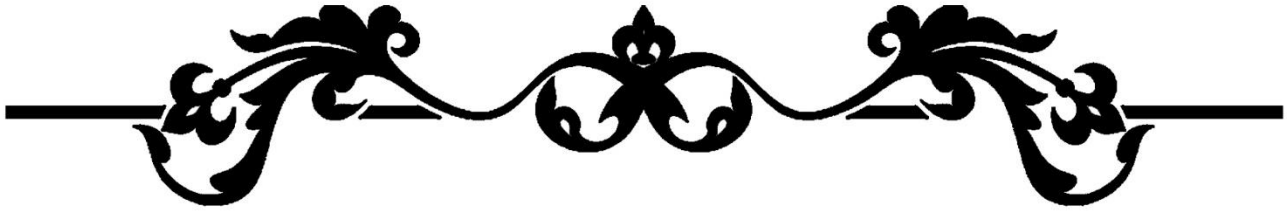
[15] ROBOT EXPERT 2010.

[16] Google Earth Pro.

[17] BOUROUBA Mohamed-Nadjib ; 2022 ; (PFE)

[18] MECHIEKH & BOUDHAR ; 2022 ; (PFE)

ANNEXE



ANNEXE A



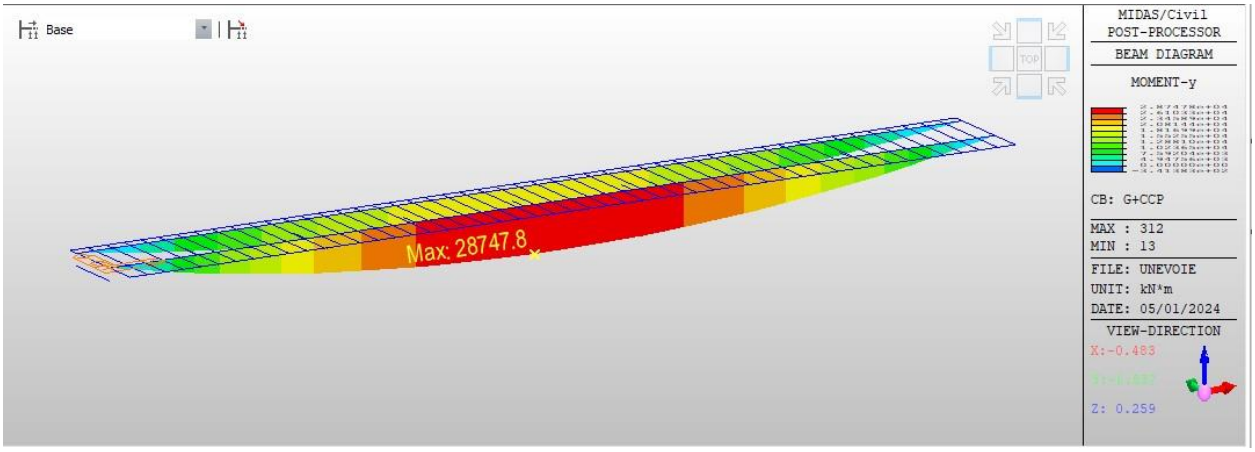


Figure 1:Moment fléchissant à mi-travée (G+CCP)

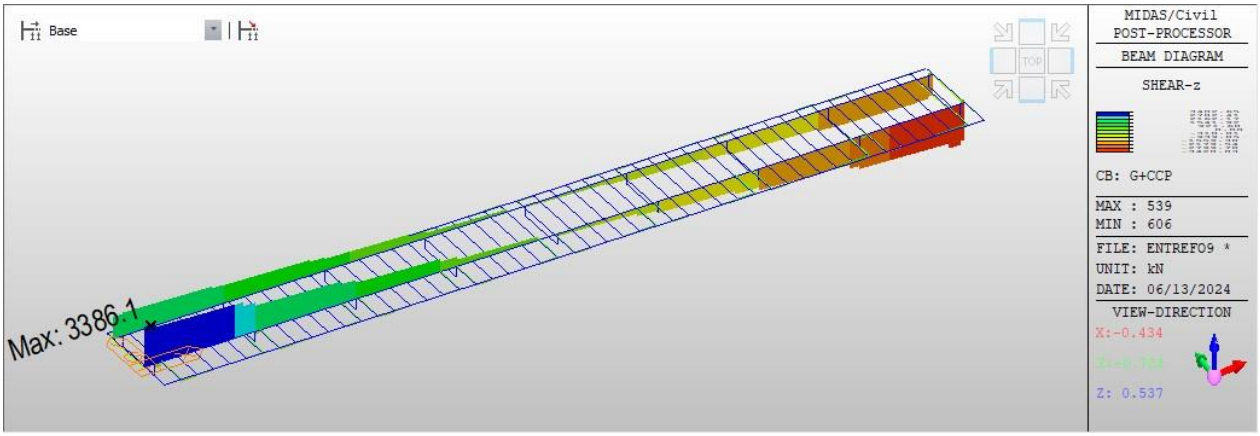


Figure 2:effeort tranchant G+CCP

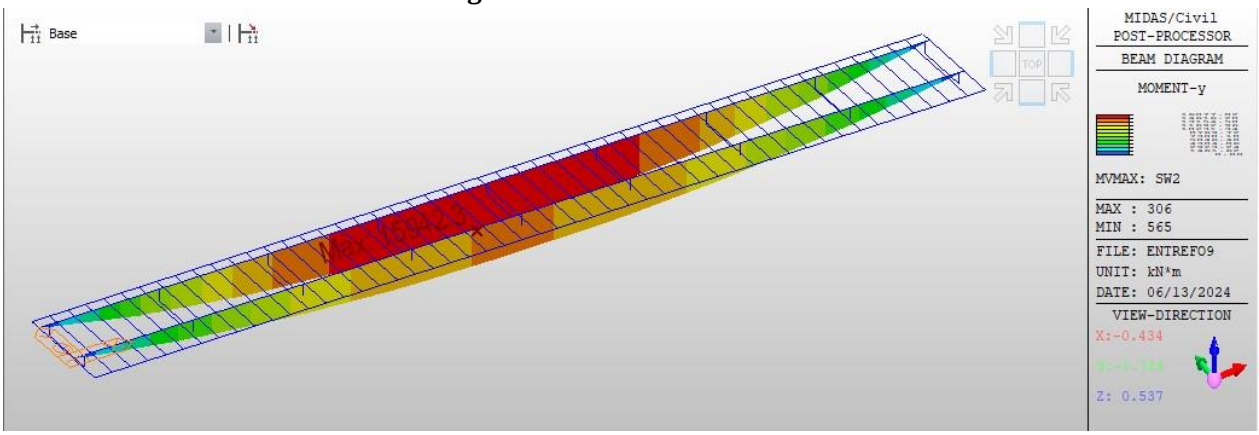


Figure 3:momet fléchissant due à SW/2

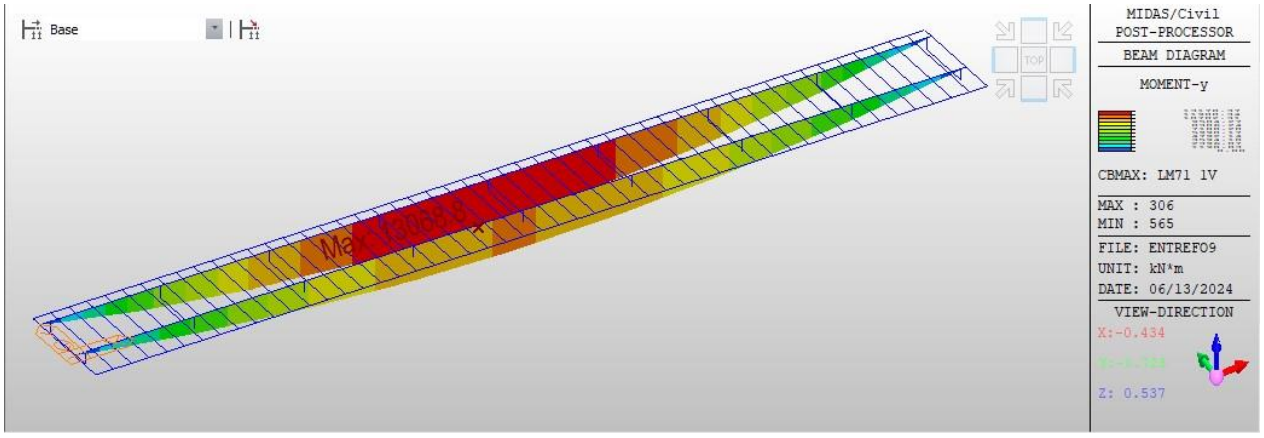


Figure 4:Moment fléchissant due a UIC71

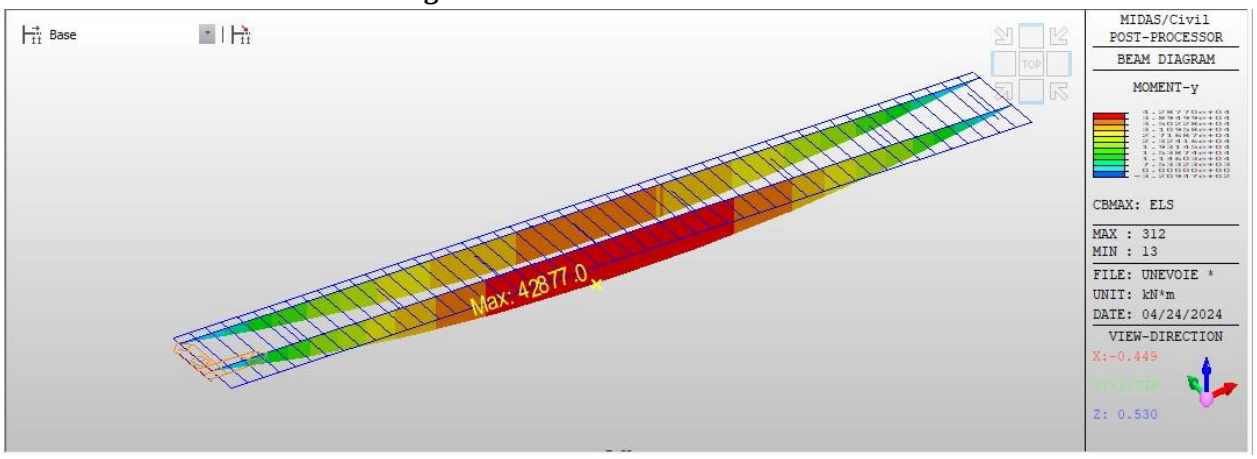


Figure 5:Moment fléchissant max à mi-travée à l'ELS(G+SW/2+0.5T).

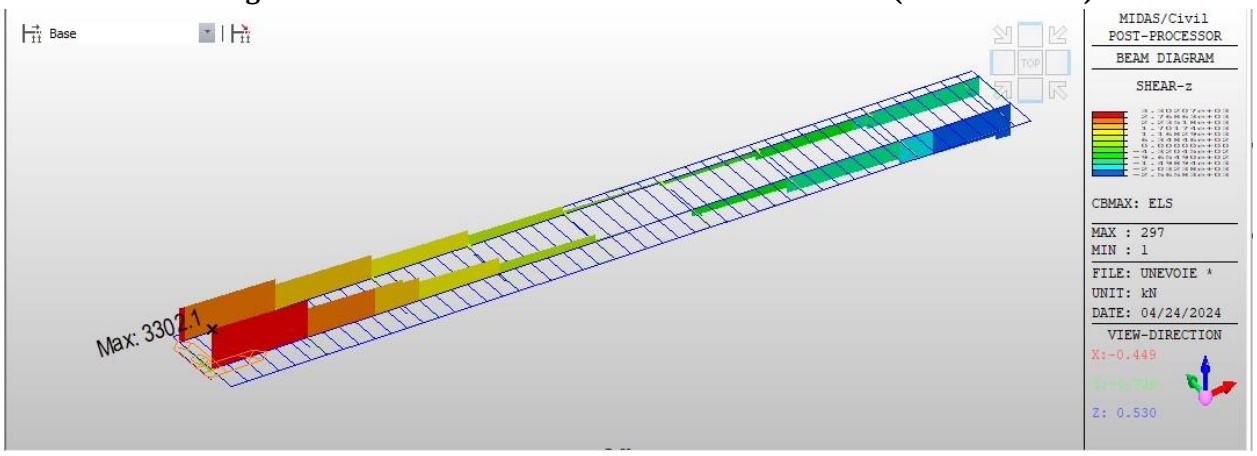


Figure 6: Effort tranchant max à l'ELS(G+SW/2+0.5T).

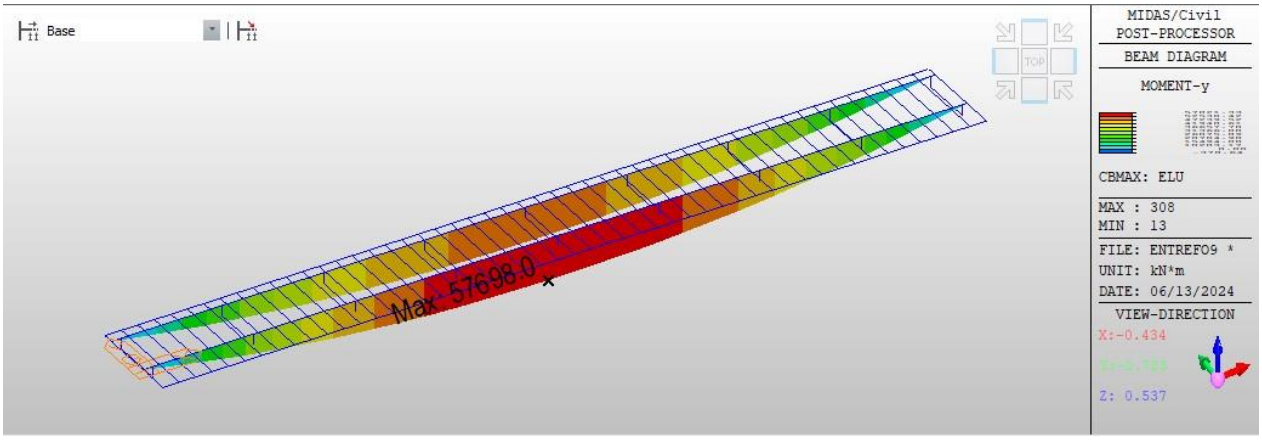


Figure 7:Moment fléchissant sous 1.35G+1.35SW/2+0.9T

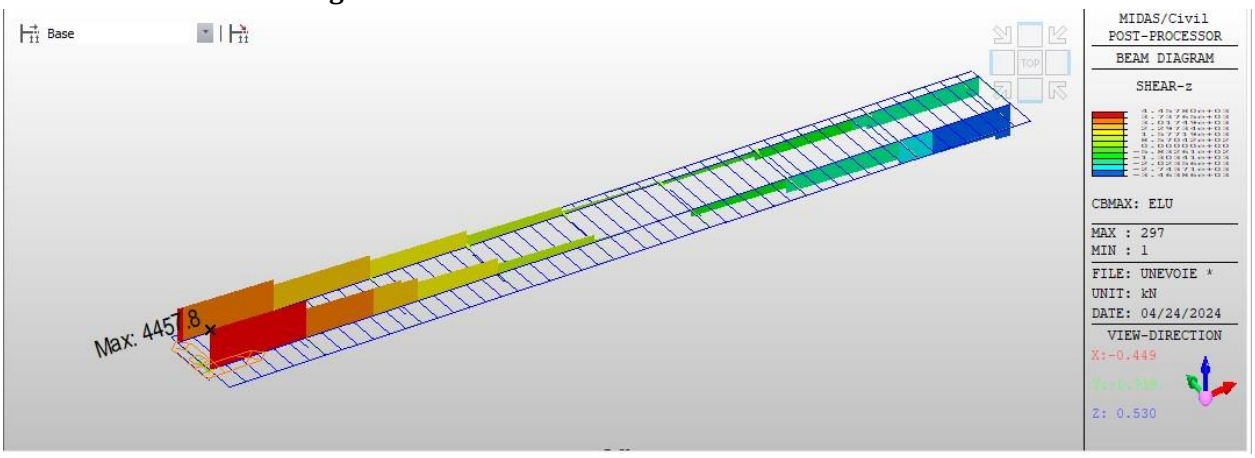


Figure 8:Effort tranchant max à l'ELU(1.35G+1.35SW/2+0.9T)

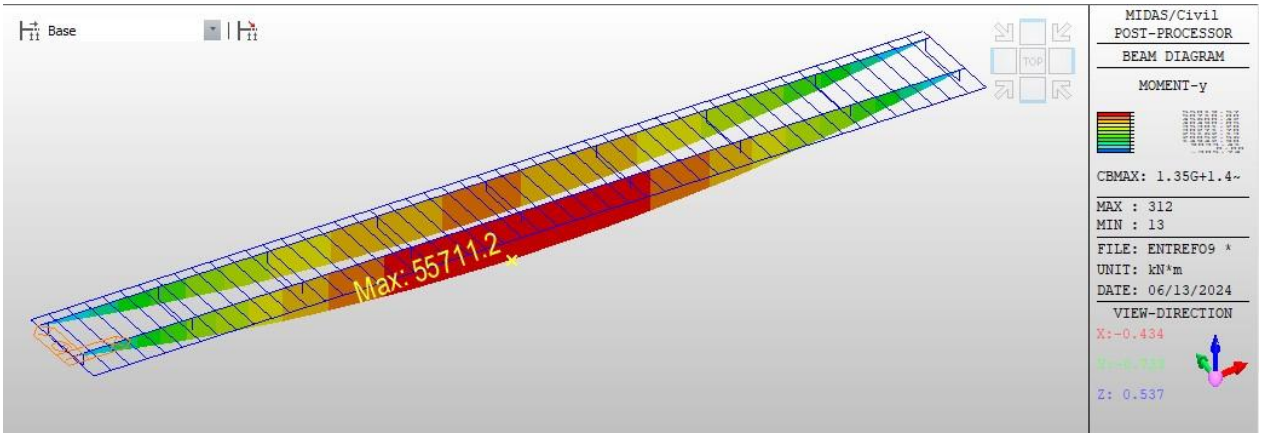


Figure 9:Moment flééchissant sous 1.35G+1.45UIC71+0.9T

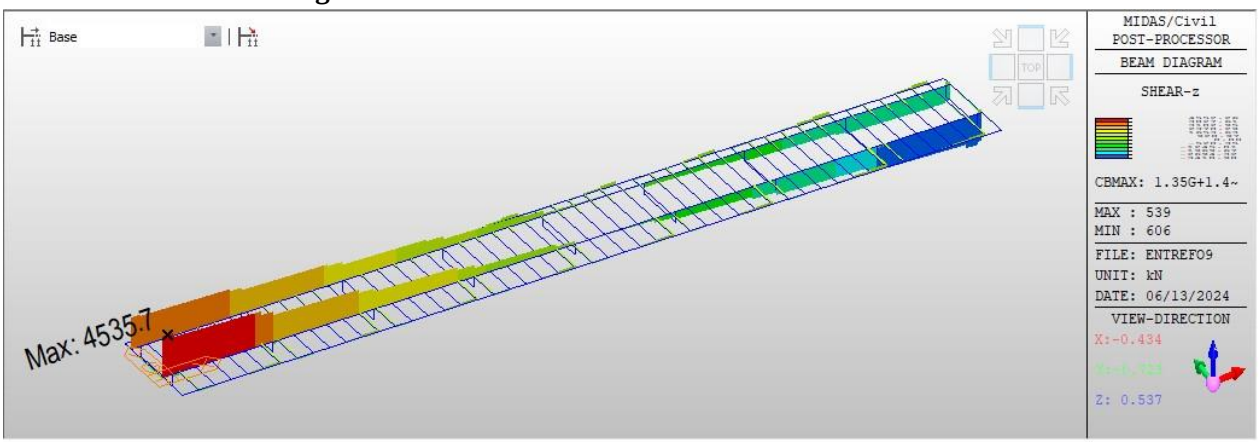


Figure 10: Effort tranchant sous 1.35G+1.45UIC71+0.9T

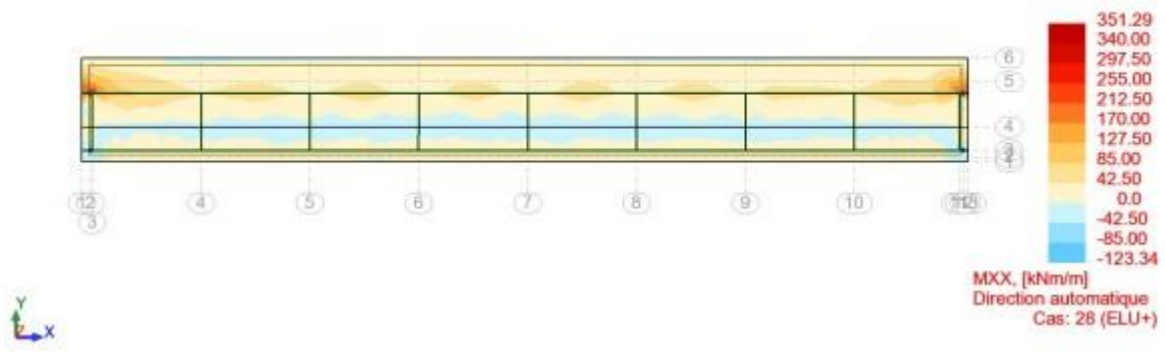


Figure 11-Moment fléchissant transversale Mx de la dalle ELU

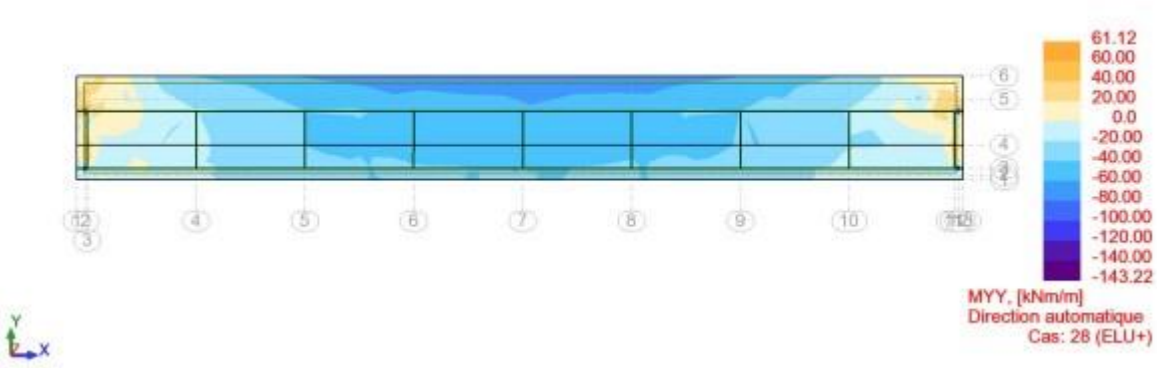


Figure 12-Moment fléchissant longitudinale My de la dalle ELU

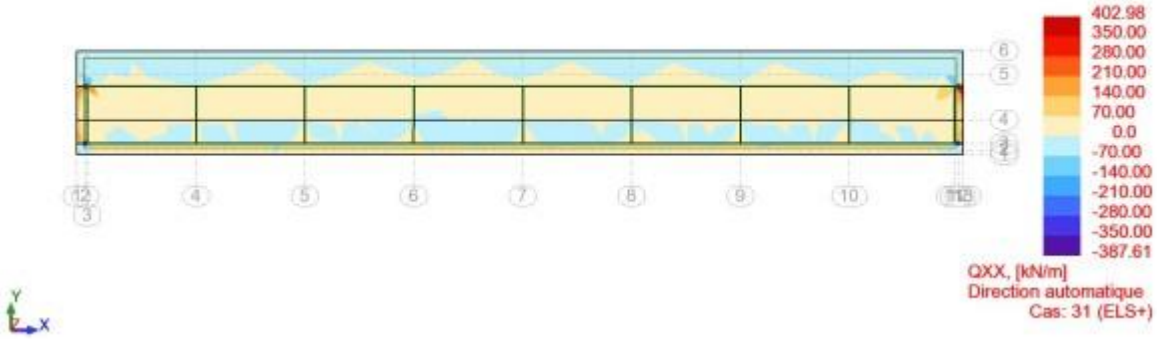


Figure 13-Effort tranchant transversale de la dalle ELS

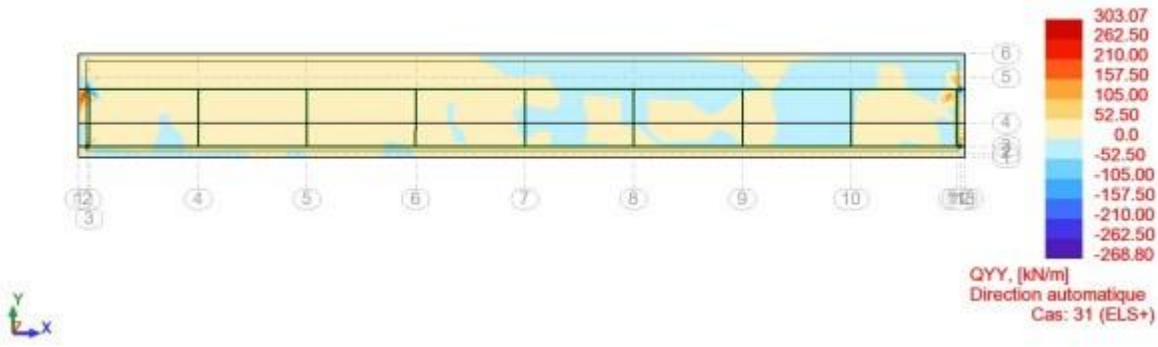


Figure 14-Effort tranchant longitudinale de la dalle ELS

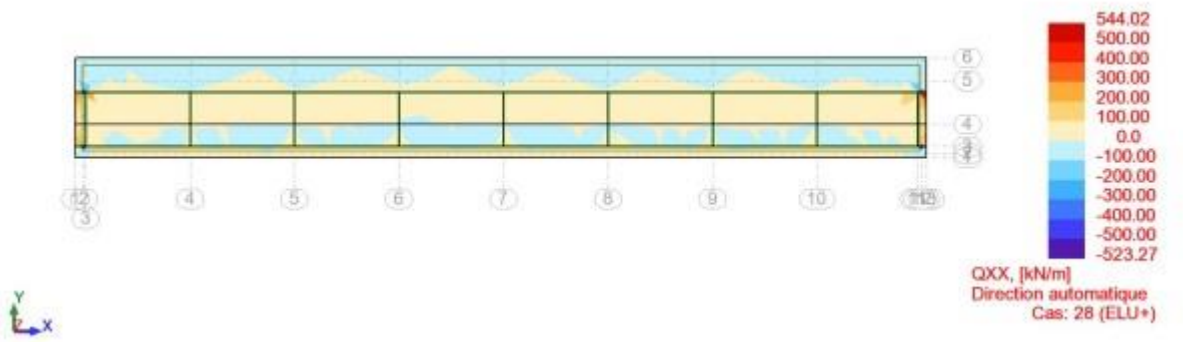


Figure 15-Effort tranchant transversale de la dalle ELU

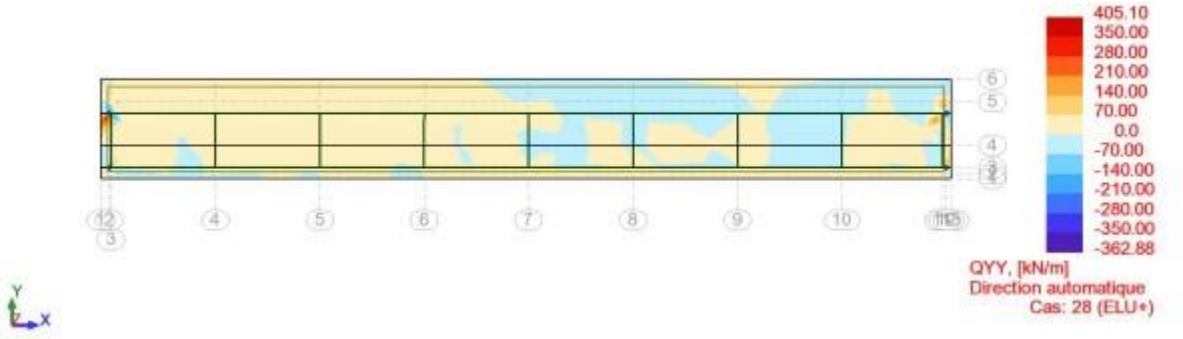
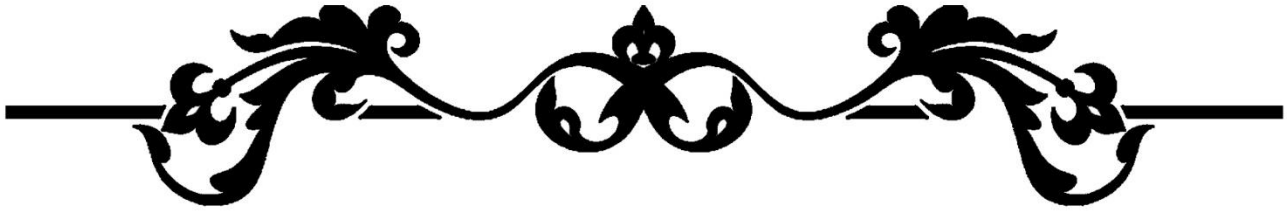


Figure 16-Effort tranchant longitudinale de la dalle ELU

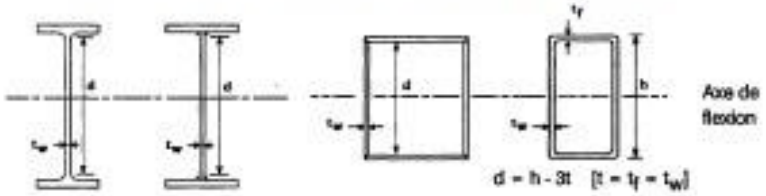


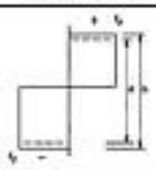
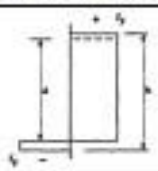
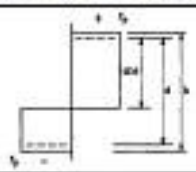
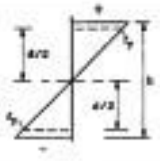
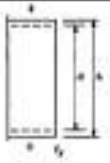
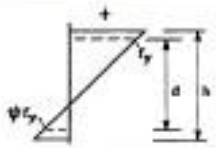
ANNEXE B



Tableau 5.3.1 (Feuille 1) — **Rapports largeur maximaux pour parois comprimées**

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

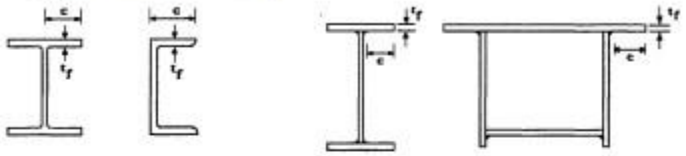


Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
1	$d/t_w \le 72\,\varepsilon$	$d/t_w \le 33\,\varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \le 396\,\varepsilon/(13\,\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \le 36\,\varepsilon/\alpha$
2	$d/t_w \le 83\,\varepsilon$	$d/t_w \le 38\,\varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \le 456\,\varepsilon/(13\,\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \le 41,5\,\varepsilon/\alpha$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
3	$d/t_w \le 124\,\varepsilon$	$d/t_w \le 42\,\varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \le 42\,\varepsilon/(0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \le -1$: $d/t_w \le 62\,\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Tableau 5.3.1 (Feuille 3) — **Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées**

(b) Parois semelles en console :



Sections laminées — Sections soudées

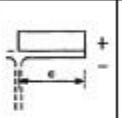
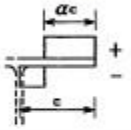
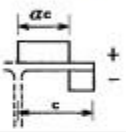
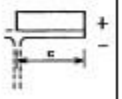
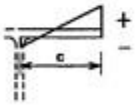
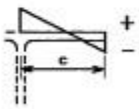
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	laminées	$c/t_f \le 10\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	soudées	$c/t_f \le 9\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	laminées	$c/t_f \le 11\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	soudées	$c/t_f \le 10\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	laminées	$c/t_f \le 15\,\varepsilon$	$c/t_f \le 23\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
	soudées	$c/t_f \le 14\,\varepsilon$	$c/t_f \le 21\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
			Pour k_σ voir tableau 5.3.3	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

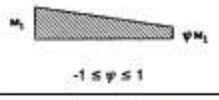
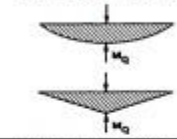
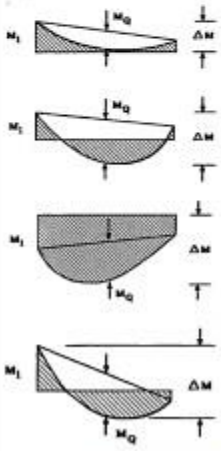
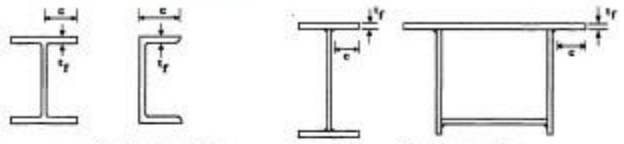
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  $-1 \le \psi \le 1$	$\beta_{M,\psi} = 1{,}8 - 0{,}7\psi$
Moments dus à des charges transversales 	$\beta_{M,Q} = 1{,}3$ $\beta_{M,Q} = 1{,}3$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \lvert \max M \rvert$ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \lvert \max M \rvert & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \lvert \max M \rvert + \lvert \min M \rvert & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

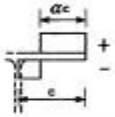
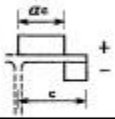
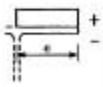
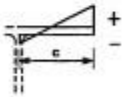
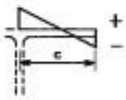
Figure 5.5.3 Facteurs de moment uniforme équivalent

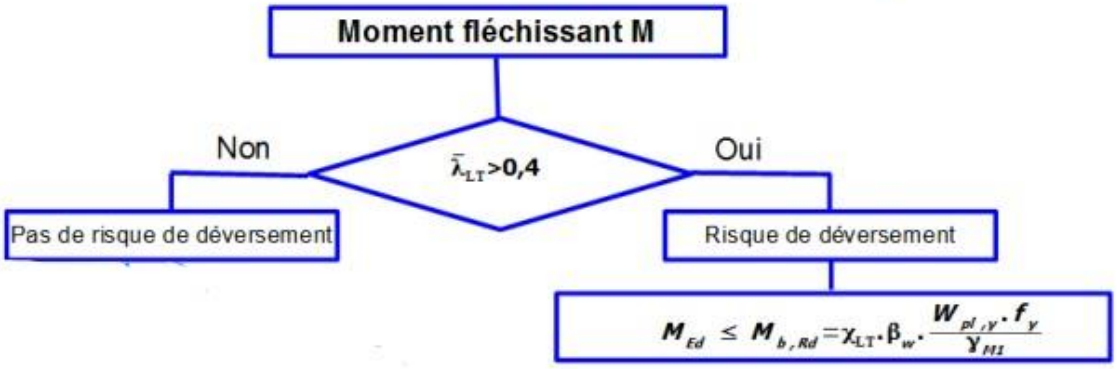
Tableau 5.3.1 (Feuille 3) — **Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées**

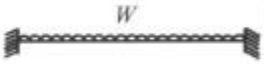
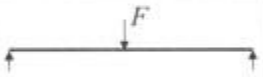
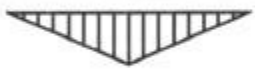
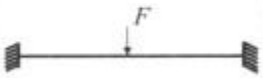
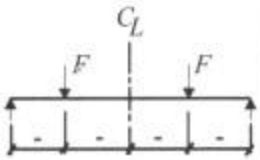
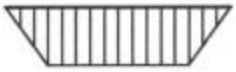
(b) Parois semelles en console :



Sections laminées — Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	laminées	$c/t_f \le 10\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	soudées	$c/t_f \le 9\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	laminées	$c/t_f \le 11\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	soudées	$c/t_f \le 10\,\varepsilon$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	laminées	$c/t_f \le 15\,\varepsilon$	$c/t_f \le 23\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
	soudées	$c/t_f \le 14\,\varepsilon$	$c/t_f \le 21\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
			Pour k_σ voir tableau 5.3.3	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

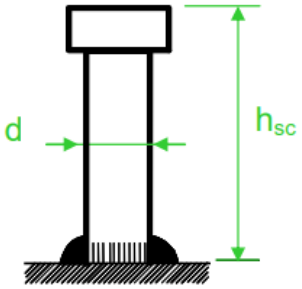


Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	2,57	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

8.6 ACIERS DES CONNECTEURS

Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprises au tableau ci-dessous.
Coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur : $\gamma_v = 1{,}25$ (sauf actions accidentelles: $\gamma_v = 1$)

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	fy (N/mm²)	fu (N/mm²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450



charge	n	M	sigma b	sigma s	sigma i
PP	infini	11.86	0	85.14	-60.45
CCP	18	16.89	3.77	51.59	-73.25
Retrait	15		1.22	-27.81	5.05
Température	6		0.57	-15.26	2.75
surcharge	6	17.91	5.99	23.56	-71.90
Combinaison max			11.55	117.23	-197.81
Etat de contrainte			18	236.6	266.25
			Verifiée	Verifiée	Verifiée

wb	ws	wi
0.114032	0.139309	0.196225
0.249144	0.327296	0.230518
0.50	0.760258	0.249121

Er	Ea	n	Eb	sigmab
0.00024	210000	15	14000	3.36

Abeton15	b15	w	Aacier15	Beta	M15	wb	sigmabr	ws	wi
0.074833	1.244151	0.093104	0.17625	0.298042	0.312829	0.275288	1.222208	0.366985	0.233809

sigmasr	sigmair
-27.8078	5.048211

Eth	Ea	n	Eb	sigmab
0.0001	210000	6	35000	3.5

Abeton6	b6	w	Aacier6	Beta	M6	wb	sigmabth	ws	wi
0.187083	0.859777	0.16085	0.17625	0.514908	0.562975	0.498455	0.568382	0.760258	0.249121

sigmasth	sigmaith
-15.2561	2.745997

n=18

Abeton18	Aacier	beta	sigmab
0.062361	0.17625	0	/

Eth	Ea	n	Eb	sigmab
0.0001	210000	18	11666.67	1.166667

Abeton18	b18	w	Aacier6	Beta	M	wb	sigmabth	ws	wi
0.062361	1.309183	0.081642	0.17625	0.26135	16.9928	0.249144	-67.343	0.760258	0.249121

sigmasth	sigmaith
-407.813	1222.311

Eth	Ea	n	Eb	sigmab
0.00355	210000	18	11666.67	41.41667

Abeton18	b18	w	Aacier6	Beta	M	wb	sigmabth	ws	wi
0.0657	0.9154	0.060142	0.128	0.339184	4.5436	0.1799	2.11253	0.2367	0.133

sigmasth	sigmaith
-598.383	362.0614

n	S_n
6	0.363333
18	0.238611
15	0.251083
∞	0.17625

a_n	b_n
0.91	0.86
0.46	1.31
0.53	1.24
#VALUE!	1.77

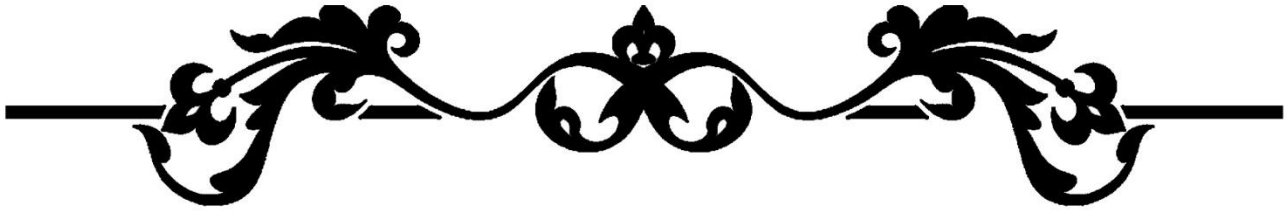
Acier	Dimension	A(cm²)	y'a(cm)	S(Δ)	di	I0(cm⁴)	A*di²(cm⁴)	I(cm⁴)
Bs	8 00 x50	400	267.5	107000	-155.40	833.33	9659311.32	9660144.66
âme	2 570 x25	642.5	136.5	87701.25	-24.40	3536373.54	382429.86	3918803.40
Bi	9 00x80	720	4	2880	108.10	3840.00	8414080.81	8417920.81
∑		1762.5		197581.25				21996868.86
ya =		112.10						
beton	Dimension	A(cm²)	y'b(cm)	S(Δ)	di	I0(cm⁴)	A*di²(cm⁴)	I(cm⁴)
Bs	3 60×30	10800	20	216000	-0.66	810000.00	4714.87	814714.87
âme	80×5	400	2.5	1000	16.84	833.33	113424.43	114257.76
Bi	5×5	25	3.333	83.325	16.01	34.72	6405.02	6439.74
∑		11225		217083.33				935412.37
yb =		19.34						

	N (KN)	$H_L(KN)$	$H_T(KN)$	M_L	M
Chevetre	84.64	282.135	282.135	2257.08	2257.08
Futs	63.61	212.055	212.055	1272.33	1272.33
Seisme Tablier	3557.959	3767.547	3748.208	30140.37	29985.6664

Réaction	Combinaison	P02
R_V	ELS	25224.68
	ELU	34414.55
	ELA	4641.65
R_L	ELS	1343.86
	ELU	1551.66
	ELA	4420.13
M_L	ELS	10750.91
	ELU	15013.27
	ELA	35361.01
MT	ELA	29985.67
RT	ELA	3748.21

Sollicitation	**Charge**	**Pile**
	G(tablier)	18317.78
	G(chevêtre)	1880.9
	G(pile)	1413.7
Vertical (KN)	UIC71	3612.3
	SW/02	3223.2
	Freinage UIC71	1000
Horizontal	Freinage SW/02	1750
	Température	277.14
	Retrait et fluage	427.58
	Freinage UIC71	8000

Moment longitudinal (KN.m)	Freinage SW/02	14000
	Température	2217.12
	Retrait et fluage	3420.64



ANNEXE C



1.Feraillage de la dalle

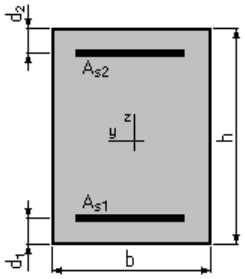
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 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 = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	61,12	-102,30
Etat **L**imite de **S**ervice	45,73	-84,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 18,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,2 (cm2)
théorique r = 1,10 (%)
minimum r_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 61,12 (kN*m) M_{min} = -102,30 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,66 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,4 (cm)
Bras de levier: Z = 22,8 (cm)
Déformation du béton: e_b = 2,78 (‰)
Déformation de l'acier: e_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_S = 434,8 (MPa)
comprimée: s_S' = 45,3 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 45,73 (kN*m) M_{min} = -84,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,8 (cm)
Bras de levier: Z = 22,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 7,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_S = 213,7 (MPa)
comprimée: s_S' = 49,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{S\ lim}$ = 215,6 (MPa)

2.Feraillage de mur frontale

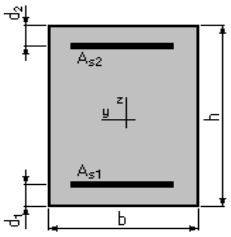
Calcul de Section en Flexion Composée

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 200.0 (cm)
h = 100.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1514.63	3417.10
2.	ELU	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 69.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 69.9 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 40.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 1000.0 (cm2)
théorique r = 0.70 (%)
minimum r_{min} = 0.20 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1514.63 (kN) M = 3417.10 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 12.2 (cm)
Bras de levier: Z = 90.1 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 1.48 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 434.8 (MPa) comprimée: s_s' = 175.1 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 100.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 51.0 (cm)
Bras de levier: Z = 74.6 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 434.8 (MPa) comprimée: s_s' = 175.1 (MPa)

3.Feraillage de chevetre

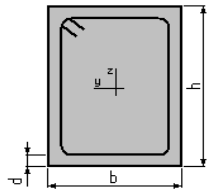
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. <u>Section</u> :



b = 350.0 (cm)
h = 200.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. <u>Efforts tranchants appliqués</u> :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	7472.40	0.00
2.	ELU	0.00	0.00

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale t_u = 1.1 (MPa)
Contrainte tangente limite $t_{u,lim}$ = 3.0 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : L = 10.5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4.0$ (cm2)
Cadres: 2 Æ 16
Espacement : $S_t = 12.0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) 6 + 15*11 + 1*13 + 2*16 + 1*20 + 1*25 + 1*35 + 5*40 (cm)

4.Feraillage des futs

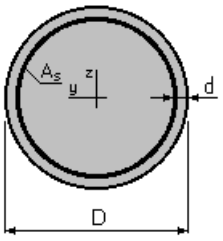
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 200.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	12333.90	4700.23	0.00
2.	ELU	16651.60	6805.31	0.00
3.	ELA	1856.66	12056.08	11994.24

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 406.4 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 62.8 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 1570.8 (cm2)

théorique r = 1.29 (%)

minimum r_{min} = 0.10 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 12333.90 (kN) M_y = 4700.23 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.29

Position de l'axe neutre: y = 171.1 (cm)

Bras de levier: Z = 127.8 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 7.7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_S = 13.5 (MPa)

comprimée: s_S' = 112.2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 16651.60 (kN) M_y = 6805.31 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.39 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 153.2 (cm)

Bras de levier: Z = 124.9 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: e_S = 0.94 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_S =188.8 (MPa)

comprimée: s_S' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 1856.66 (kN) M_y = 12056.08 (kN*m) M_z = 11994.24 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 50.3 (cm)

Bras de levier: Z = 170.6 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3.49 (‰)

Déformation de l'acier: e_S = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_S =500.0 (MPa)

comprimée: s_S' = 500.0 (MPa)

5.Feraillage des pieux sous culée

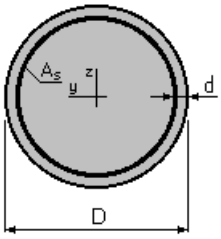
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	2705.00	1202.00	1202.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 94.5 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 565.5 (cm2)

théorique r = 0.84 (%)

minimum r_{min} = 0.10 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 2705.00 (kN) M_y = 1202.00 (kN*m) M_z = 1202.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 53.5 (cm)

Bras de levier: Z = 92.5 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 14.6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_S = 250.0 (MPa)

comprimée: s_S' = 196.9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)

6.Feraillage des pieux sous piles

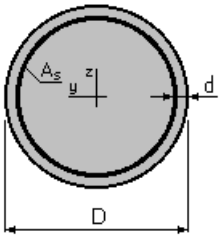
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	981.83	893.61	893.61

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 111.4 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 565.5 (cm2)

théorique r = 0.98 (%)

minimum r_{min} = 0.10 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 981.83 (kN) M_y = 893.61 (kN*m) M_z = 893.61 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 44.1 (cm)

Bras de levier: Z = 96.3 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 10.4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_S = 250.0 (MPa)

comprimée: s_S' = 137.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)