

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

Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire Pour l'Obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil
Option : Construction Métallique et Mixte

Thème :

**Etude et dimensionnement d'un pont ferroviaire mixte acier- béton
(Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF)**

Soutenu le 26 juin 2018 par :

M^{lle} ABDELLAOUI Sarra Djazia

M^{lle} BENHAMED Ibtissem

Devant le jury composé de :

Mr. HAMZAOUI. F

Mr. OUDJEDI. F

Mr. TALEB. O

Mr. BOUMECHRA. N

Mr. MISSOUM .A

Président

Examineur

Examineur

Encadreur

Encadreur

Année universitaire :2017/2018

Dédicaces

M^{elle} ABDELLAOUI Sarra Djazia

Je dédie ce modeste travail a :

Ma grande - mère maternelle ainsi que toute ma famille.

Mes chers parents qui m'ont guidé et soutenu tout au long de mon parcours.

Mes chères sœurs Aya et Imène et mes deux frères Nadjib et Mohammed

Toute la famille ABDELLAOUI et BENZIANE

Mes professeurs

Mon binôme BENHAMED Ibtissem

Mes amis, camarades de la promotion de construction métallique et mixte.

A Tous ce qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail

M^{elle} BENHAMED Ibtissem

Je dédié ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Mon cher frère Ratib.

Ma chère tante qui m'a beaucoup aidé.

Toute la famille BENHAMED et DALI YUCEF.

Mes professeurs.

Mon binôme ABDELLAOUI Sarra Djazia

Mes amis, camarades de la promotion de construction métallique et mixte.

A Tous ce qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail.

REMERCIEMENTS

Nous remercions DIEU tout puissant de nous avoir donné la chance et le privilège d'étudier et de nous avoir permis d'en arriver là.

Nous rendons hommage à l'Algérie pour nous avoir formé pendant cinq ans en tant qu'ingénieurs.

Un grand remerciement à nos encadrateurs, Mr BOUMECHRA Nadir et Mr MISSOUM Abdelghani pour leurs soutiens, leurs aides, leurs disponibilités, leurs grands intérêts qu'ils m'ont toujours manifestés, durant notre formation et la préparation de ce mémoire. Nous avons bénéficié, grâce à eux, non seulement sur le plan scientifique, mais aussi sur le plan humain. Ce travail n'aurait jamais pu aboutir sans eux, qui ont toujours su nous consacrer un peu de leur temps à nos calculs. Qu'ils trouvent ici l'expression de nos sincères gratitude.

Nos plus vifs remerciements s'adressent à Monsieur HAMZAOUI Fethi de nous avoir fait l'honneur d'accepter la présidence de notre jury.

Que Monsieur OUJEDI Fouzi, et Mr TALEB Omar, reçoivent l'expression de notre profonde reconnaissance d'avoir accepté d'être examinateurs de ce travail.

Nous tenons à remercier plus particulièrement Mr BOUTASTA Amine, Mr IGLOULI Sid Ali et Melle MEGHEBBAR Sarra pour leur disponibilité incessante, leurs conseils rigoureux.

Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de l'université Abou bekr Belkaid en particulier ceux du département de GENIE CIVIL.

Nos remerciements s'attarderont aussi à nos amis de plus longue date, à la promotion 2017-2018. Les nommer serait inutile, ils se reconnaîtront. Qu'ils sachent que leur amitié nous est précieuse.

Nous remercions aussi tous nos amis et collègues pour leurs aides surtout nos amis Ilyes, Nesrine, Asma, tous de leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

Enfin, nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire

Résume :

Ce projet propose l'étude d'un pont ferroviaire mixte. Ce pont fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire électrifiée à double voie qui relie entre Oued Tlelat -Tlemcen et qui se situe à Tlemcen. Notre étude englobe la théorie et la pratique dans le dimensionnement, le calcul et la projection des ponts ferroviaires et précisément les ponts mixtes.

Pour pouvoir étudier l'ouvrage et ces différents éléments qui composent, telle que le tablier, les fondations, on a modélisé la structure par le logiciel SAP2000, qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Mots clés :

Pont mixte, ferroviaire, tablier, modélisation.

Abstract :

This Project proposes the study of a composite railway bridge, which make part of the new double track electrified railway line that connects between Oued-Tlelat and Tlemcen at Tlemcen. Our study gathers the theory and practice in the sizing, calculation and projection of railway bridges and specifically composite bridges.

To be able to study the structure and the different elements that make up such as the deck, the foundations, it was modeled by the SAP2000 software, which is based on the finite element method.

Key Words :

Composite bridge, railway, deck, modeling.

ملخص

هذا المشروع الذي نحن بصدد دراسته يتعلق بدراسة جسر لسكة حديدية لجسر مختلط، ينتمي هذا المشروع الى الخط الجديد لسكة الحديدية المكهربة لمسار مزدوج الذي يربط بين واد تليلات وتلمسان. دراستنا تشمل النظرية والتطبيق في تصميم، حساب والإسقاط في الجسور السكة الحديدية والجسور المركبة وتحديدًا الجسور المختلطة. لقد قمنا بدراسة كل العناصر الأساسية لهذا الجسر بالاعتماد على برنامج حساب SAP2000،

الكلمات المفتاحية:

جسر مختلط، سكة حديدية، سطح، تصميم.

Table des matières

Dédicaces.....	i
Remerciements.....	ii
Résume	iii
Abstract.....	iii
ملخص.....	iii
Table des matières.....	iv
Liste des Tableaux	ix
Liste des Figures	xii
INTRODUCTION GENERALE	1

CHAPITRE I : GENERALITE

I.1 Introduction	2
I.2 L'évolutions des ponts	2
I.3 Définition d'un pont et ses différentes parties	3
I.3.1 définition d'un pont	3
I.3.2 Les parties d'un pont	4
I.4 Classification des ponts	7
I.5 Les ponts mixtes	8
I.5.1 Types de pont mixtes	10
I.5.2 Liaison acier -béton	12
I.5.3 Entretoisement des poutres	12
I.5.4 Connexion dalle – poutres dans les ponts mixtes	13
I.6 Avantage des ponts mixtes	15

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 Conception générale	16
II.2 Reconnaissance du site	18
II.3 Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont	22
II.4 Caractéristique des matériaux	23
II.4.1 Le béton	23
II.4.1.1 les caractéristiques mécaniques du béton	24

II.4.2 ACIER	27
II.4.2.1 Armature du béton armé	27
II.4.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier	27
II.4.2.3 Aciers des poutres métalliques	28

Chapitre III : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATIONS DES CHARGE

III.1 Introduction	29
III.2 Choix des poutres	29
III.2.1 Poutres principales	30
III.2.2 Entretoises	30
III.3 Evaluation des charges permanentes	31
III.4 Evaluation des surcharges ferroviaires	31
III.4.1 les charges verticales	31
III.4.1.1 schématisation des trains de charge	31
III.4.2 les effets dynamiques	31
III.4.3 Les forces d'accélération et de freinage	33
III.4.4 L'effort de lacet	34
III.4.5 Les forces centrifuges	35
III.5 Action du Vent	36
III.6 Température	36
III.7 Tassement différentiel	37
III.8 Retrait	37
III.9 Fluage	37
III.10 Fatigue	38
III.11 Action Séismique	38
III.12 Définition des combinaisons	42
III.12.1 Combinaison des actions	42
III.13 Combinaison des composantes des actions sismiques	43

Chapitre IV : MODELISATIONS ET INTERPRETATIONS DES RESULTAT

IV.1 Introduction.....	44
IV.2 Logiciel de calcul	44
IV.3 Modélisation	45
IV.3.1 Le choix de type d'ouvrage.....	45

IV.3.2 Combinaison des composantes d'actions sismiques.....	50
IV.4 Résultats de calcul obtenu par le logiciel :	51
IV.5 Conclusion	53

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1 Introduction.....	54
V.2 vérification de la section d'acier	54
V.2.1 Etude de la stabilité des poutres	55
V.3 Calcul de la section mixte	57
V.3.1 Hypothèse de calcul d'une section mixte.....	57
V.3.2 Position du centre de gravité de section mixte	59
V.3.3 Inertie d'une section mixte	60
V.3.4. Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section. 67	
V.3.4.1. Effets du retrait :	67
V.3.4.2 Effet de la différence de température entre l'acier et le béton	69
V.3.4.3 Vérification de la fatigue :	70
V.4 Calcul de la dalle	71
V.4.1 Introduction	71
V.4.2 Les résultats numériques	72
V.4.3. Détermination de ferrailage	73
V.5 Les entretoises	76
V.6 Les connecteurs	78
V.6.1 Le choix du connecteur :	79
V.6.2 Dimensionnement d'un goujon.....	79
V.6.3 Espacement des connecteurs.....	80
V.6.4 Le nombre total des connecteurs.....	81
V.7 Les assemblages	82
V.7.1 Introduction	82
V.7.2 Assemblage poutre-poutre avec couvre-joint	82
V.7.2.1 Efforts et moment de calcul (l'ELU).....	82
V.7.2.1.1 Couvre-joint semelle :	82
V.7.2.1.2 Couvre-joint d'âme.....	84

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction générale.....	87
VI.2 étude des équipements.....	87
VI.2.1 Introduction	87
IV.2.2 Les appareils d'appuis	87
VI.2.3 Le rôle des appareils d'appuis	88
VI.2.4 Les types des appareils d'appuis	88
VI.2.5 Dimensionnement des appareils d'appuis	91
VI.2.6 Joints de dilatation	92
VI.2.7 évacuation des eaux	93
VI.3 Etude des piles.....	94
VI.3.1 Introduction	94
VI.3.2 Critères de dimensionnement de la pile.....	94
VI.3.3 Etude du chevêtre	96
VI.3.3.1 Ferrailage du chevêtre à la flexion	98
VI.3.4 Les efforts sollicitant de la pile	100
VI.3.5 Ferrailage des piles	101
VI.3.6 Calcul des pieux.....	102
VI.3.6.1 Calcul de force portante ultime	102
VI.3.6.2 Détermination du ferrailage.....	102
VI.3.7 Etudes des semelles	105
VI.3.7.1.1 Etude de la semelle 1,2et 5	105
VI.3.7.1.2 Vérification des dimensions de la semelle	105
VI.3.7.1.3 Condition de résistance.....	106
VI.3.7.1.4 Ferrailage de la semelle	106
VI.3.7.2 Etude de la semelle de la pile 4	107
VI.3.7.2.1 Vérification des dimensions de la semelle	107
VI.3.7.2.2 Condition de résistance.....	108
VI.3.7.2.3 Ferrailage de la semelle	108
VI.4 Etude la culée	109
VI.4.1 Introduction	109
VI.4.2 Les différents types de culées.....	110
VI.4.3 Choix de type de culée.....	110
VI.4.4 Pré dimensionnement de la culée	111
VI.4.4.1 Mur De Front (M.D.F).....	111

VI.4.4.2 Mur De Garde Grève (M.G.G)	111
VI.4.4.3 Mur en retour (M.R)	111
VI.4.4.4 La semelle.....	111
VI.4.5 Vérification de la stabilité de la culée	113
VI.4.5.1 Sous charges permanentes	113
VI.4.5.3 Sous charges permanentes plus surcharges	116
VI.4.5.4 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée	119
VI.4.5.5 Détermination du ferrailage	124
VI.4.5.6 Etude de la semelle	125
VI.4.5.6.1 Vérification des dimensions de la semelle à l'ELU	126
VI.4.5.6.2 Condition de la résistance :.....	127
VI.4.5.6.3 Le ferrailage.....	127
VI.4.5.6.4 Vérification de la condition de non fragilité.....	128
VI.4.5.6.5 Condition de non- poinçonnement.....	128
CONCLUSION GENERALE	129
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	130
ANNEXES	

Liste des Tableaux

Tableau II-1 : Classification des ponts.....	22
Tableau II-2 : Coefficients d'accélération de zone A	23
Tableau II-3 : Contraintes à la compression	26
Tableau II-4 : Modules de déformation	27
Tableau II-5 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente	28
Tableau III-1 : gradient thermique (selon le règlement RCPR)	37
Tableau III-2 : Variation linéaire qui provoque une diminution du volume du béton.....	37
Tableau III-3-Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale	39
Tableau III-4 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale	40
Tableau III-5 : combinaison d'action a l'état limite ultime et l'état limite de service.....	42
Tableau III-6 : combinaisons sismiques	43
Tableau IV.1 : Moments fléchissant et efforts tranchants du PRS à l'ELU et l'ELS.....	52
Tableau IV.2 : Moments fléchissant dans l'hourdis (KN.m).....	53
Tableau IV.3: Efforts tranchants dans l'hourdis (KN).....	53
Tableau IV.4 : Moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU et l'ELS	53
Tableau V-1 Caractéristiques géométriques de la section métallique	55
Figure V-2 : Diagramme des contraintes dans la section mixte	58
Tableau V-2 : La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée	58
Tableau V-3 : La détermination des caractéristiques de la section du béton.....	65
Tableau V-4 : La détermination des caractéristiques de la section d'acier.....	65
Tableau V-5 : Les caractéristiques géométriques de la section mixte	67
Tableau V-6 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis(KN.m)	73
Tableau V-7 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN).....	73
Tableau V-8 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Travée	74
Tableau V-9 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Appuis.....	74
Tableau V-10 : Tableau récapitulatif des choix de ferrailage en travée et en appuis	75
Tableau V-11 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise	77
Tableau VI-I : des caractéristiques des appareils d'appuis	91
Tableau VI-2 : Dimensions des piles	95
Tableau VI-3 : Les effort tranchant et moments fléchissant de chevrete	97
Tableau VI-4 : Les efforts sollicitant la pile à L'ELU.....	100

Tableau VI-5 : Efforts sollicitant la pile à L'ELS.....	101
Tableau VI-6 : Efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle	101
Tableau VI-7 : Ferrailage et vérification des contraintes obtenu par le SOCOTEC	101
Tableau VI- 8 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELU	104
Tableau VI-9 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELS	104
Tableau VI-10 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELA ...	105
Tableau IV-11 : les types des culées.....	110
Tableau VI-12 : Descente de charge de la culée.....	114
Tableau VI-13 : Calcul en construction avec remblai	116
Tableau VI-14 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU.....	117
Tableau VI-15 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS	118
Tableau VI-16 : Moments stabilisants et renversants en charge accidentelle	119
Tableau VI-17 : Les contraintes agissantes sur le mur garde grève	120
Tableau VI-18 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU.....	122
Tableau VI-19 : Les contraintes agissantes sur le mur en retour	124
Tableau VI-20: Ferrailage du mur en retour.....	125

Liste des Figures

Figure I-1 : structure générale d'un pont	3
Figure I-2 : Différents types de fondation.....	4
Figure I-3 : Vue d'un pont mixte acier-béton (autoroute A59, Allemagne)	8
Figure I-4 : Pont mixte à culées intégrales par SSF, A73 (Munich), Allemagne	9
Figure I-5 : Comportement plastique d'une poutre mixte connectée	9
Figure I-6 : Tabliers bipoutres et multi poutres	10
Figure I-7 : Exemple d'un pont mixte bipoutre	10
Figure I-8 : Exemple d'un pont mixte quadri poutre (notre ouvrage)	11
Figure I-9 : Types de caissons	11
Figure I-10 : Poutres en caissons	11
Figure I-11 : Model tridimensionnel du tablier en treillis.....	12
Figure I-12 : Entretoisement des poutres	13
Figure I-13 : Connexion entre les poutres métalliques et la dalle.....	14
Figure I-14 : Connecteurs de type goujons	14
Figure II-1 : Plan de situation	16
Figure II-2 : Le pont existant vue de loin	16
Figure II-3 : Profil en long de l'ouvrage en béton armé	17
Figure II-4 : Vue en plan de l'ouvrage en béton armé	17
Figure II-5 : coupe transversale du tablier	18
Figure II-6 : Organigramme des essais géotechniques	19
Figure II-7 : Coupe stratigraphique du terrain	20
Figure II-8 : Les unités de la coupe stratigraphique	21
Figure II-9 : Diagramme parabole rectangle du béton.....	25
Figure III-1 : Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations.....	29
Figure III-2 : Caractéristiques des poutres principales (PRS) du pont.....	30
Figure III-3 : Caractéristiques géométriques des entretoises (HE 1000 B).....	30
Figure III-4 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques des charge verticale	32
Figure III-5 : Modèle de charge SW/0.....	33
Figure III-6 : Modèle de charge SW/2.....	33
Figure III-7 : spectre de réponse élastique, composante horizontale-5%d'amortissement	39
Figure III-8 : Spectre de réponse élastique, composante verticale-5% d'amortissement	40

Figure III-9 : spectre de dimensionnement -5% d'amortissement.....	41
Figure IV-1 : Tableau de modèle (SAP2000).....	45
Figure IV-2 : Choix d'unité et de nouveau modèle	46
Figure IV-3 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard ».....	46
Figure IV-4 : Choix du type de tablier.....	47
Figure IV-5 : Dimension des sections du tablier	48
Figure IV-6 : Détermination des Charges.....	48
Figure IV-7 : Affectation des valeurs des surcharges.....	49
Figure IV-8 : modèle du tablier	49
Figure IV-9 : Détermination des spectres horizontal et vertical	50
Figure IV-10 : Modèle final du pont.....	51
Figure IV-11 : Diagramme des moments fléchissant	51
Figure IV-12 : Diagramme des efforts tranchants	52
Figure V-1 : Section de la poutre.....	54
Figure V-2 : Diagramme des contraintes dans la section mixte	58
Figure V-3 : Position du centre de gravité de section mixte.....	59
Figure V-4 : Largeur de la dalle participante.....	59
Figure V-5 : Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive).....	61
Figure V-6 : Section du béton.....	64
Figure V-7 : Effets du retrait du béton dans la section mixte	68
Figure V-8 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle.....	72
Figure V-9 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle.....	72
Figure V-10 : Section de l'entretoise.....	77
Figure V-11 : Connecteurs de type gougeons.....	79
Figure V-12 : La connexion de la dalle avec la poutre	80
Figure V-13 : Assemblage couvre-joint de semelle.....	84
Figure V-14 : Assemblage couvre-joint d'âme.....	86
Figure VI-1 : photo réelle d'un appareil d'appuis	87
Figure VI-2 : Appareils d'appuis à pot	88
Figure VI-3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier.....	89
Figure VI-4 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple	89
Figure VI-5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	89

Figure VI-6 : les différents éléments constructifs de l'appareils d'appuis	90
Figure VI-7 : Schéma détaillé des éléments d'appareils d'appuis glissant.....	90
Figure VI-8a : About de tablier	93
Figure VI-8b : Joint en Te sous ballast	93
Figure VI-8c : Joint sous tablier.....	93
Figure VI-8d : Joint sous ballast	93
Figure VI-9 : Conception de la pile	94
Figure VI-10 : Dimension de la pile	95
Figure VI-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L. U	96
Figure VI-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L. U	96
Figure VI-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L. S	97
Figure VI-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L. S	97
Figure VI-15 : Dessin de la culée	112
Figure VI-16 : Dimensionnement de la culée	113
Figure VI-17 : vue en plan de la culée.....	113
Figure VI-18 : Effort agissant sur le mur garde grève.....	120
Figure VI-19 : les différentes parties du mur en retour.....	124

INTRODUCTION GENERALE

La construction des ponts compte parmi les travaux difficiles qui attirent et défient les ingénieurs les plus énergiques et surs deux mêmes, mais la joie et la satisfaction que l'on éprouve quand notre ouvrage arrive à son apothéose démontre l'importance de la tâche accomplie et quand un ingénieur est passionné, cette passion ira en grandissant dans le temps pour devenir un amour qui restera jeune et enthousiasme tout le long de sa vie de constructeur.

Dans le cadre du programme national afférent à la modernisation de la voie ferrée dans sa tranche relative à la réalisation de la ligne ferroviaire niveau du nord. Dans ce mémoire nous avons essayé d'examiner la conception et l'étude d'un pont ferroviaire à double -voie électrifiée de 130 Km mixte, qui a été réalisée par la société italiennes « **Per Condotte D'Acque** » et « **Rizzani De Eccher** ».

Nous traitons les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par des généralités sur les ponts, ensuite la présentation et la description de l'ouvrage étudié ainsi que ces caractéristiques géométriques et la connaissance des caractéristiques des matériaux.

Le mémoire est structuré de la manière suivante :

- Le premier chapitre traite les généralités sur les ponts et plus précisément les ponts mixtes.
- Dans le deuxième chapitre nous donnons une présentation de l'ouvrage ainsi que ces caractéristiques géométriques et la connaissance des matériaux.
- Le troisième chapitre présente un pré dimensionnement de la super structure et définit les calculs des charges appliquées sur le pont.
- Le chapitre quatre est consacré à la modélisation de l'ouvrage en essayant de reproduire le mieux possible son comportement vis-à-vis des actions d'origines naturelles et fonctionnelle qui seront appliquées.
- Le cinquième chapitre présente l'étude du tablier.
- Dans le dernier chapitre nous étudions les équipements, la pile, la culée et les fondations.
- A la fin du travail, nous terminons par une conclusion générale et des perspectives.

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 Introduction

Dans le cadre de l'amélioration de la vie, l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal ?

Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

I.2 Evolutions des ponts

Pendant de longs siècles, le pont franchise les ponts grâce à des gués ou à des bacs, même si cela rallonge souvent leur chemin. Les ponts étaient rares car leur construction était d'une grande difficulté et demande tout un art.

Les ponts antiques, construits en bois, ne résistaient pas aux intempéries. Ils étaient réservés au franchissement d'obstacles naturels comme les cours d'eau. Les ponts de pierre remontent à une très haute antiquité. Ils étaient constitués de travées droites en bois reposant sur des piles en maçonnerie faites de briques cuites. L'emploi de voûtes en pierre a vraisemblablement pris naissance en Asie.

Les romains ont édifié de robustes ponts en plein cintre reposant sur des piles épaisses. Ils ont construit beaucoup, notamment en Gaule. Certains subsistent encore comme le pont du Gard. Beaucoup ont été détruits à cause de la faiblesse de leurs fondations.

Au Moyen-âge, un nombre considérable d'ouvrages aux formes variées et hardies apparaît, le plus célèbre étant le pont d'Avignon certains sont encore en service et supportent de lourdes charges. Au lieu des larges dalles ajustées par les romains, ils se serrent de pierres plus petites, mais calibrées. Par la suite, les procédés de construction s'améliorent et notamment les fondations. Il reste de cette période le Pont Notre-Dame (1500-1507) et le Pont Neuf (1578-1606) à Paris.

C'est au XVIII^{ème} siècle que la construction des ponts en maçonnerie évolue. Les piles sont plus légères, les voûtes plus nombreuses et les ponts plus bas, comme le pont de la Concorde à Paris construit entre 1787 et 1792, à la fin du siècle apparaissent les premiers ponts en fonte.

Dès le XIX^{ème} siècle, l'invention du chemin de fer a entraîné un développement sans précédent des transports. Les ponts se multiplient. Les ponts métalliques apparaissent, comme le Viaduc de Garabit de Gustave Eiffel et les ponts suspendus. Le XX^{ème} est le siècle du béton. L'apparition du béton armé puis du béton précontraint rend les ingénieurs de plus en plus audacieux. Le plus spectaculaire est le pont de Normandie. Conçu par les services techniques de l'équipement (le SETRA) et la DDE de Seine-Maritime, c'est l'un des plus longs ponts à haubans du monde : 856 m de portée centrale et 2,200 km de longueur. Ses deux pylônes font 214 mètres, soit la hauteur de la Tour Montparnasse à Paris (56 étages). La circulation des cargos du port de Rouen imposait un franchissement de plus de 50 m au-dessus des eaux. Après les résultats de six ans de travaux, c'est devenu un produit de haute technologie par ses méthodes de construction et ses matériaux sophistiqués jusqu'à la forme de son tablier en aile d'avion, lui permettant de défier les vents de plus de 250 km/h.

Les grands ouvrages sont systématiquement étudiés avec l'aide d'un architecte spécialisé, aussi bien du point de vue esthétique qu'environnemental.

I.3 Définition d'un pont et ses différentes parties

I.3.1 définition d'un pont

Le terme « Pont » désigne en général tout ouvrage permettant le franchissement en élévation d'un obstacle naturel (cours d'eau, vallée, etc....) ou artificiel (routes, chemin de fer, etc....). Lorsque l'obstacle à franchir est une dépression profonde de terrain qui sert ou non à l'écoulement des eaux, on parle de viaduc. Un pont se compose de quatre parties : les fondations, les appuis, le tablier et les superstructures.

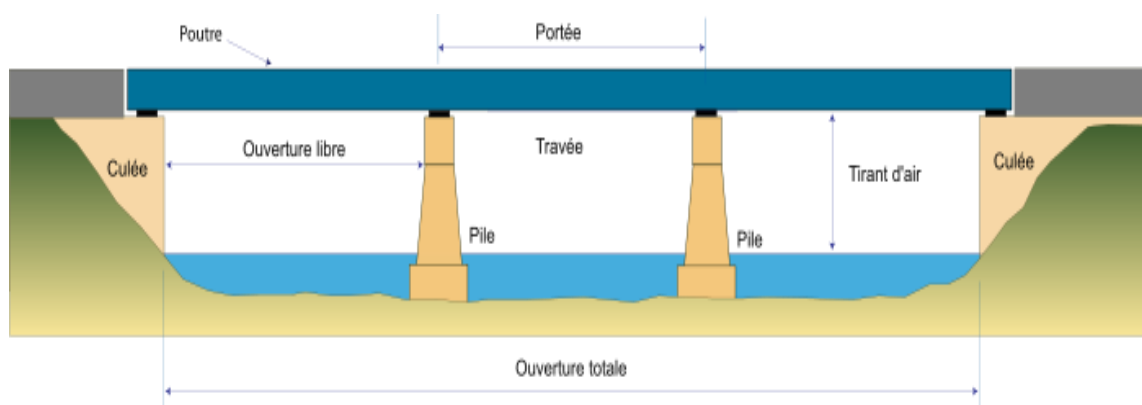


Figure I-1 : structure générale d'un pont

I.3.2 Parties d'un pont

a-Compositions de l'infrastructure

✚ Les fondations :

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées qui, elles, à leur tour ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations.

On distingue généralement trois types :

- des fondations superficielles (semelles et radiers),
- des fondations semi-profondes (puits),
- des fondations profondes (pieux).

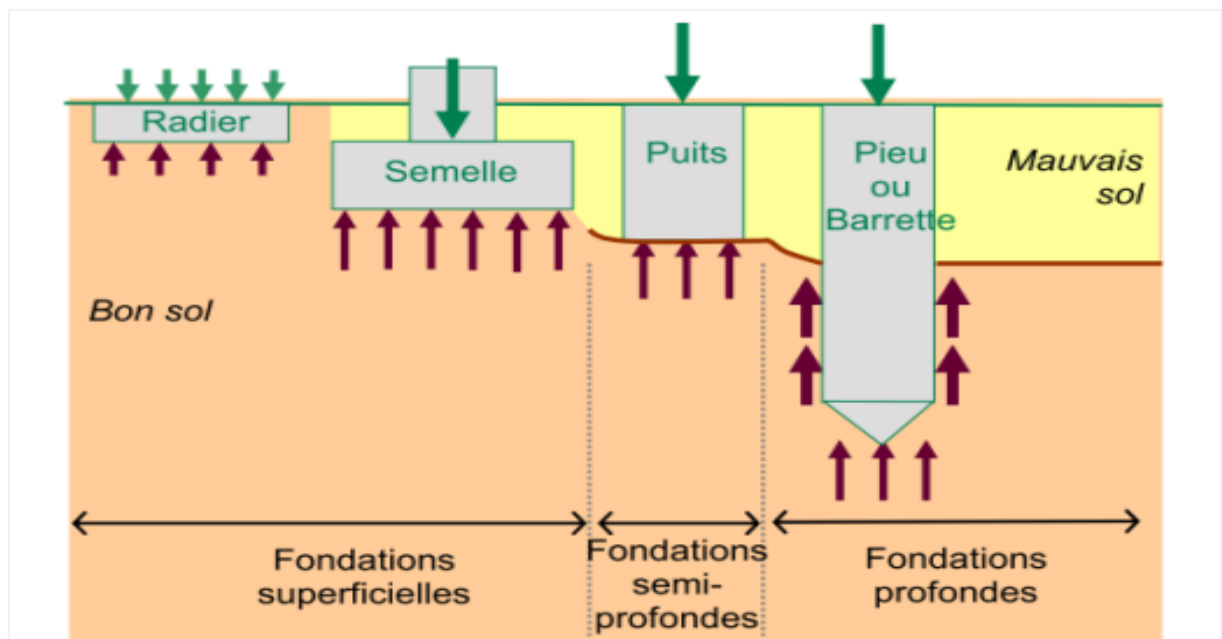


Figure I-2 : Différents types de fondation

✚ Les appuis :

Il existe deux types d'appuis :

- les appuis de rive ou culées (culées noyées ou culées massives),
- les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles).

Les piles et les culées dépendent de deux éléments : le sol et le tablier.

Elles doivent être conçues au mieux, en tenant compte de ces facteurs. En plus de leur rôle de support des extrémités des ouvrages d'art, les culées doivent souvent soutenir les terres des ouvrages d'accès. Selon la nature des sols, le niveau d'appui sera proche de la surface (fondations superficielles) ou à grande profondeur (fondations profondes).

Sous l'effet des différences de température, ou sous l'application des surcharges, les tabliers se déplacent par rapport aux piles et aux culées. Il est donc nécessaire d'interposer entre eux des dispositifs permettant ces mouvements : ce sont les appareils d'appui. Ces appareils d'appui peuvent être fixes ou mobiles selon que l'ouvrage est en béton armé ou précontraint, à poutres préfabriquées (appuis en Néoprène, par exemple) ou coulées en place (noyau Freyssinet, par exemple) ou métallique (balanciers ou rotules).

b- Composition de la superstructure :



Tablier :

Le tablier est la partie de l'ouvrage supportant la chaussée (ou la voie ferrée) au-dessus de la brèche à franchir. Une dalle, des entretoises et parfois des longerons sont associés aux poutres pour former le tablier.

Il existe plusieurs types de tabliers :

- les tabliers en dalle,
- les tabliers à poutres sous chaussée,
- les tabliers à poutres latérales,
- les tabliers en caisson,
- les tabliers métalliques,



Dalle :

La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture ; c'est elle qui reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules. Outre celui de couverture, le rôle de la dalle est de reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres, les longerons.



Les entretoises :

Les entretoises sont perpendiculaires-aux poutres qu'elles relient entre elles (sauf dans les ponts biais où elles sont parallèles aux appuis).

Elles ont un double rôle : celui du contreventement transversal s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres.

Longerons :

Les longerons, essentiellement utilisés dans les ponts métalliques, sont disposés parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage et relient entre elles les différentes entretoises.

Poutres principales :

Les efforts dus au poids propre (de la dalle, des longerons et des entretoises) et aux surcharges sont transmis aux poutres qui les reportent sur les appuis constitués par les piles et les culées. On distingue deux types de poutres :

- **Poutres latérales :** Elles sont également appelées poutre de rive, poutre maîtresse ou, encore, poutres principales. Dans ce type d'ouvrage, les charges sont supportées par deux poutres parallèles à l'axe longitudinal de la chaussée et situées aux bords extrêmes du tablier.

- **Poutres sous chaussées :** Pour des raisons d'esthétique, dans les agglomérations, pour dégager la visibilité ou pour réserver un gabarit au-dessus de la brèche, la hauteur de la poutre se trouve être imposée. On a alors recours aux ponts à poutres sous chaussée. Un tel type d'ouvrage comporte un certain nombre de poutres sensiblement identiques, réparties de façon uniforme sous le tablier.

Accessoires de la superstructure :

Les superstructures sont constituées par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est du poids mort qu'il faut supporter en Permanence. Ce sont :

- ❖ Les rails,
- ❖ Les gargouilles,
- ❖ Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité,
- ❖ Les poteaux de la ligne électrifiée,
- ❖ Les joints de chaussée.

- ❖ Une rigole (Petit conduit, fossé étroit pour l'écoulement des eaux.)

I.4 Classification des ponts

Les ponts peuvent être classés selon plusieurs critères comme suit :

- La fonction,
- les matériaux de construction,
- la méthode de construction du tablier.

a) Selon la fonction :

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée, on peut avoir :

- **Un pont-route ou pont routier** : C'est un ouvrage portant une route.
- **Un pont-rail ou pont ferroviaire** : Désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.
- **Un aqueduc** : C'est un ouvrage portant une canalisation d'eau, à l'encontre des Oléoduc et Gazoduc qui désigne explicitement la canalisation et non l'ouvrage qui la supporte.
- **Une passerelle** : C'est un ouvrage portant une voie piétonne.
- **Pont-levis** : un pont-levis est un type de pont mobile qui se baisse et se lève pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'une fosse encerclant un ouvrage fortifié.

b) Selon les matériaux de construction :

Il existe des ponts :

- en bois,
- en maçonnerie, parfois appelés pont de pierre dans de nombreuses villes,
- en métal,
- en béton armé,
- en béton précontraint,
- mixte acier-béton.

c) Selon la méthode de construction du tablier :

La réalisation d'un pont peut se faire en utilisant plusieurs méthodes, par exemple :

- construction sur un cintre ou étalement,
- construction en encorbellement,

- construction par déplacement de la structure du tablier qui est réalisée à terre (Pont poussés, par levage).

I.5 Les ponts mixtes

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

Les ponts alliant l'acier et le béton sont constitués de poutres porteuses en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton (élément secondaire). Connectée aux poutres métalliques ; la dalle de béton permet d'apporter la raideur nécessaire au pont pour le franchissement d'un véhicule circulant à grande vitesse. De plus, l'utilisation de ces deux matériaux permet de réaliser des ouvrages simples avec un minimum d'assemblage. Ainsi les problèmes de fatigue des assemblages, sièges de concentrations de contrainte cyclique, sont moins nombreux et la pérennité de ces constructions est mieux assurée (SIEFERT, 2004).



Figure I-3 : Vue d'un pont mixte acier-béton (autoroute A59, Allemagne)



Figure I-4 : Pont mixte à culées intégrales par SSF, A73 (Munich), Allemagne

La construction mixte associe la dalle en béton à la résistance de la structure globale. Elle est bien connue aujourd'hui et l'Eurocode 4 [AFN.94] lui est entièrement consacré. La mixité acier béton utilise ces deux matériaux de la manière la plus satisfaisante. Le béton procure la raideur à la structure et une grande part de son poids propre. Il est le plus souvent en compression. L'acier porte l'ouvrage sur de grandes distances tout en apportant de la légèreté. Il récupère alors les contraintes de traction (SIEFERT, 2004).

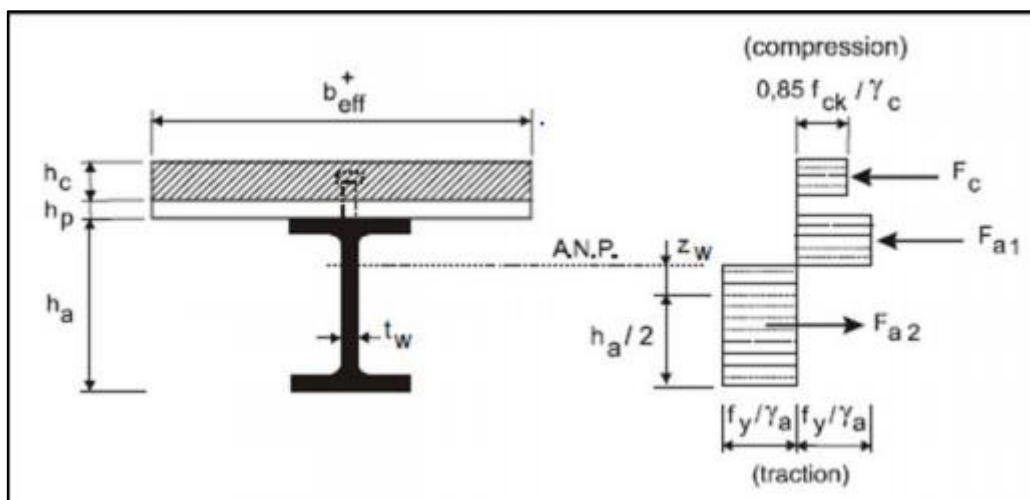


Figure I-5 : Comportement plastique d'une poutre mixte connectée

I.5.1 Types de pont mixtes

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

❖ **Poutres à âmes pleines (bipoutres et multi poutres) :**

Le tablier bipoutre constitue le tablier métallique le plus simple avec un platelage en béton armé connecté à la poutraison (Figure 1-6a), le bipoutre mixte est actuellement le type de tablier le plus économique. Le tablier multi poutre comprend plusieurs poutres espacées de 3 à 5m (Figure 1- 6b).

Cette formule est généralement réservée aux tabliers très larges ou très élancés (DUCOUT, 1997).

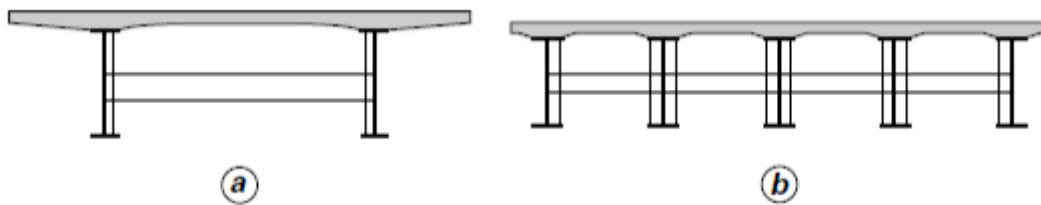


Figure I-6 : Tabliers bipoutres et multi poutres



Figure I-7 : Exemple d'un pont mixte bipoutre



Figure I-8 : Exemple d'un pont mixte quadri poutre (notre ouvrage)

❖ **Poutres en caissons :**

Dans sa forme la plus simple, la poutre en caisson comporte deux âmes, verticales ou inclinées, reliées à leur base par une tôle de fond raidie formant la semelle inférieure (Figure 1-10). La semelle supérieure identique à celle du tablier à poutres est adaptée au type de platelage choisi. La semelle inférieure, largement mince, donc sensible à l'instabilité de voilement, est raidie par des raidisseurs longitudinaux et transversaux (DUCOUT, 1997).



Figure I-9 : Types de caissons

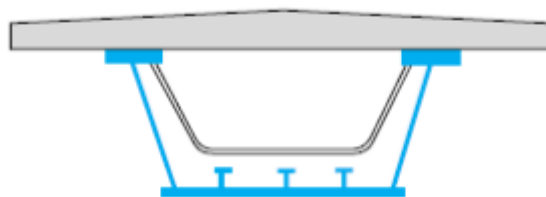


Figure I-10 : Poutres en caissons

❖ Poutres en treillis :

La poutre latérale en treillis est l'alternative à la poutre latérale à âme pleine et se substitue définitivement à elle, dès que la portée dépasse la soixantaine de mètres et pose problème du besoin en inertie flexionnelle pour contenir la déformabilité dans les limites admissibles (DUCOUT, 1997).



Figure I-11 : Model tridimensionnel du tablier en treillis

I.5.2 Liaison acier -béton

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

I.5.3 Entretoisement des poutres

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

- **Entretoisement souple** fait d'un profilé soudé sur les montants et placé environ à mi-hauteur des poutres (entretoise, Figure 1-12 a) ou en partie haute sous le platelage (pièce de pont, Figure 1-12 b).

- **Entretoisement rigide** de type triangulé (figure 1-12 c) est fait de barres assemblées souvent par boulent (membrures, diagonales et montants).

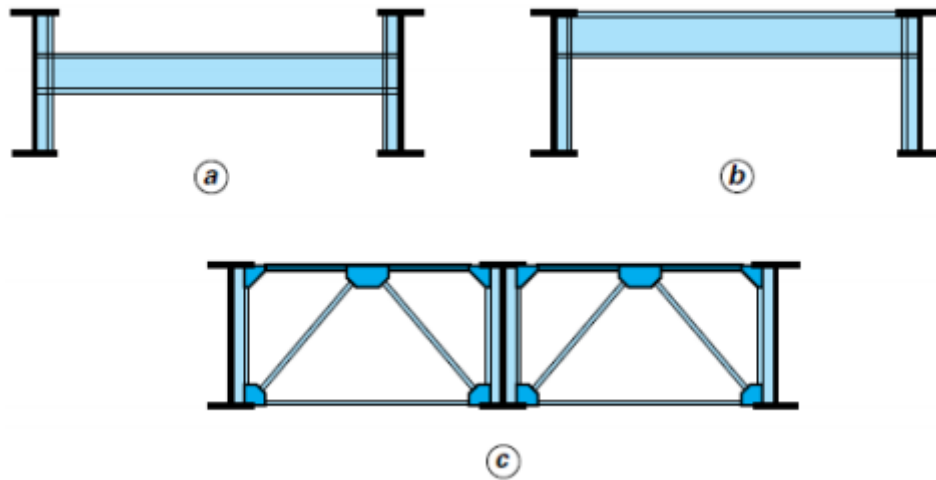


Figure I-12 : Entretoisement des poutres

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

- la stabilisation des poutres contre le déversement,
- le contreventement horizontal avec le platelage, pour le report des charges horizontales du vent sur les appuis,
- répartition des charges entre les poutres principales en imposant de déplacement « en bloc » de l'ensemble des poutres, transmission des réactions d'appuis verticales et horizontales sur les lignes d'appuis, par un entretoisement spécial renforcé sur appuis (DUCOUT, 1997).

I.5.4 Connexion dalle – poutres dans les ponts mixtes

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

La connexion par goudjons est souvent la plus utilisée. Soudés à la semelle supérieure de la poutre métallique, les goudjons sont généralement placés en rangées. L'espacement et le nombre par unité de longueur dépend de la force de cisaillement entre la poutre et la dalle.

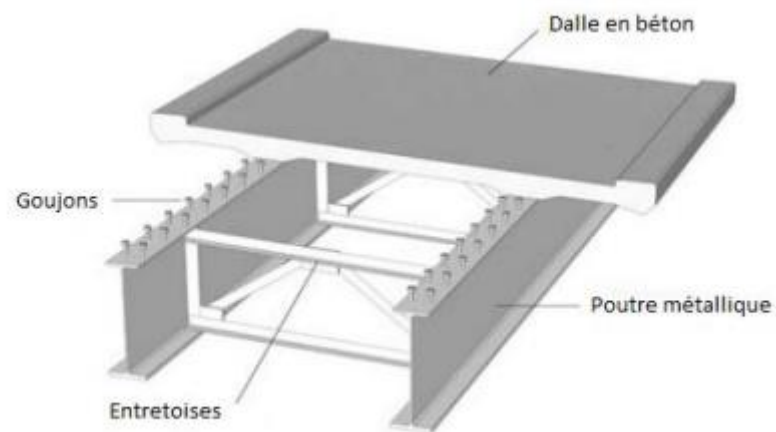


Figure I-13 : Connexion entre les poutres métalliques et la dalle



Figure I-14 : Connecteurs de type goujons

I.6 Avantage des ponts mixtes

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

Le nombre de piles d'un pont mixte peut être réduit de moitié par rapport à un pont en béton armé, et leur durabilité est supérieure en raison de la possibilité de réfection de la protection anticorrosion. Un autre avantage majeur est le gain de temps de construction, ce qui réduit la perturbation du trafic, et fait économiser de l'argent à l'entrepreneur, mais encore plus pour les usagers de la route, un fait que pendant longtemps a été négligé. Récemment, ce facteur attire de plus en plus l'attention, parce que les dernières études montrent la nécessité de prendre en compte au moment de la décision pour un type de pont spécifique, non seulement les coûts de production mais aussi le temps de construction et les coûts de maintenance.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 Conception générale

Notre projet de fin d'étude consiste à faire une étude et un dimensionnement d'un pont ferroviaire mixte acier - béton (projet nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF). L'ouvrage d'art existant se situant entre Oued Tlilât et Tlemcen, en PK 119+435-119+665 dans la région de la Tlemcen.

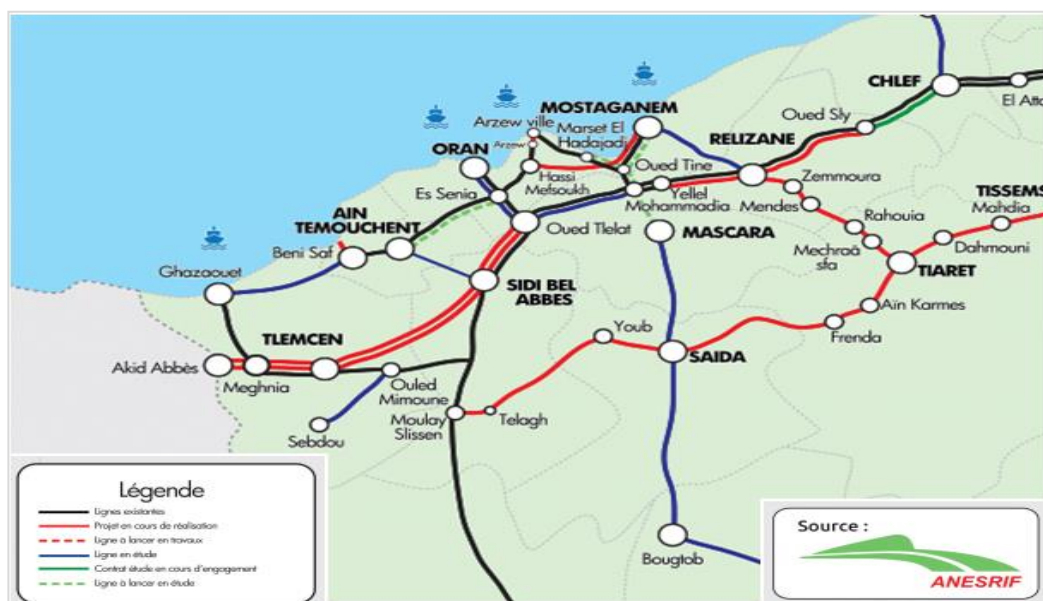


Figure II-1 : Plan de situation



Figure II-2 : Le pont existant vue de loin

Le viaduc **PK 119+435 -119+665** a une longueur de 230 m et est placé sur une section en courbe avec un rayon de courbure de 1.850 m. Le long du viaduc la ligne rouge a une pente constante du 3.5 ‰.

Il est originalement composé de deux travées continues de 40 +40 m et une travée continue de 35+35 m à ossature mixte du type quadri-poutre en acier à âme pleine, des profiles reconstitués soudées plus précisément, et une dalle en béton armé coulée sur place.

Les poutres en acier ont une hauteur de 2,30 m et la hauteur moyenne de la dalle en béton armé est de 0.40 m.

Ils sont prévus des entretoises courantes chaque 8 m et des entretoises spécifiques sur les axes des appuis (pile fixe et mobile).

Le tablier a une largeur 12.90 mètres

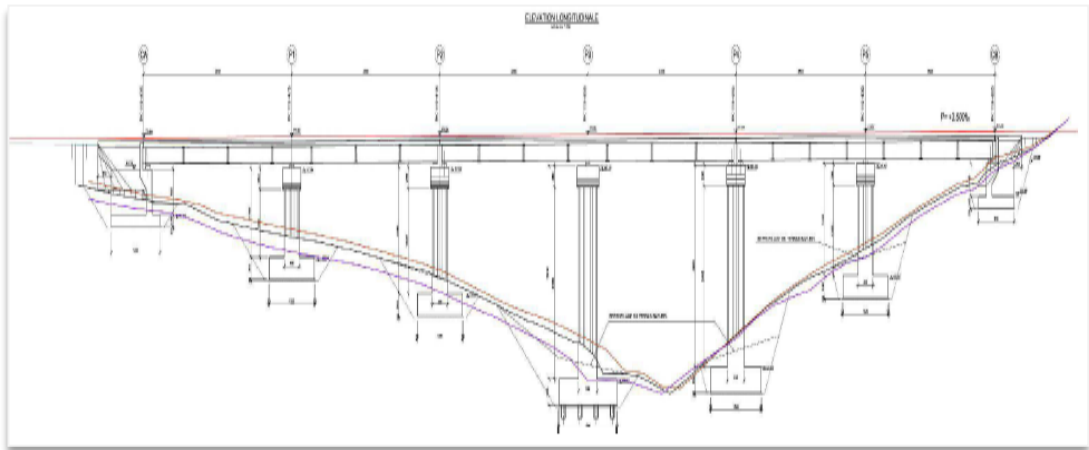


Figure II-3 : Profil en long de l'ouvrage en béton armé

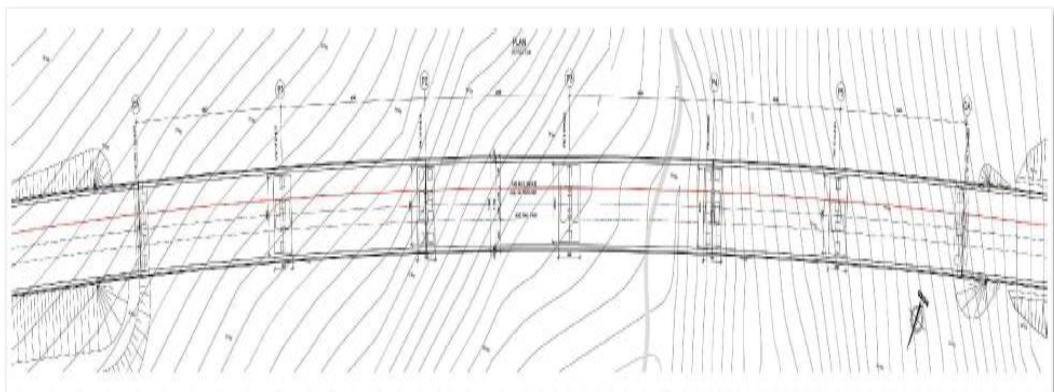


Figure II-4 : Vue en plan de l'ouvrage en béton armé

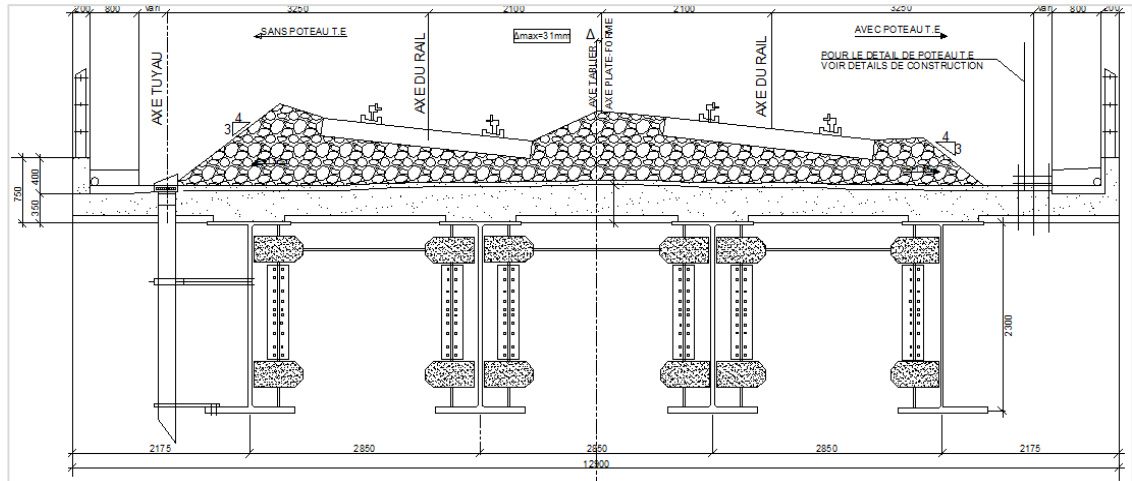


Figure II-5 : coupe transversale du tablier

Les piles ont respectivement une hauteur (de la tête du chevêtre a l'extrados de la semelle de fondation) de :

- ❖ **Pile 1** (fixe) : 11.80 m
- ❖ **Pile 2** (mobile) : 16.80 m
- ❖ **Pile 3**(fixe) :28.30 m
- ❖ **Pile 4** (mobile) :26.80 m
- ❖ **Pile 5** (fixe) :14.80 m

Les appuis extrêmes et les appuis intermédiaires reposent sur terre sauf la pile N°3 qui repose sur pieux.

II.2 Reconnaissance du site

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

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

Pour cela ils ont réalisé deux types des essais :

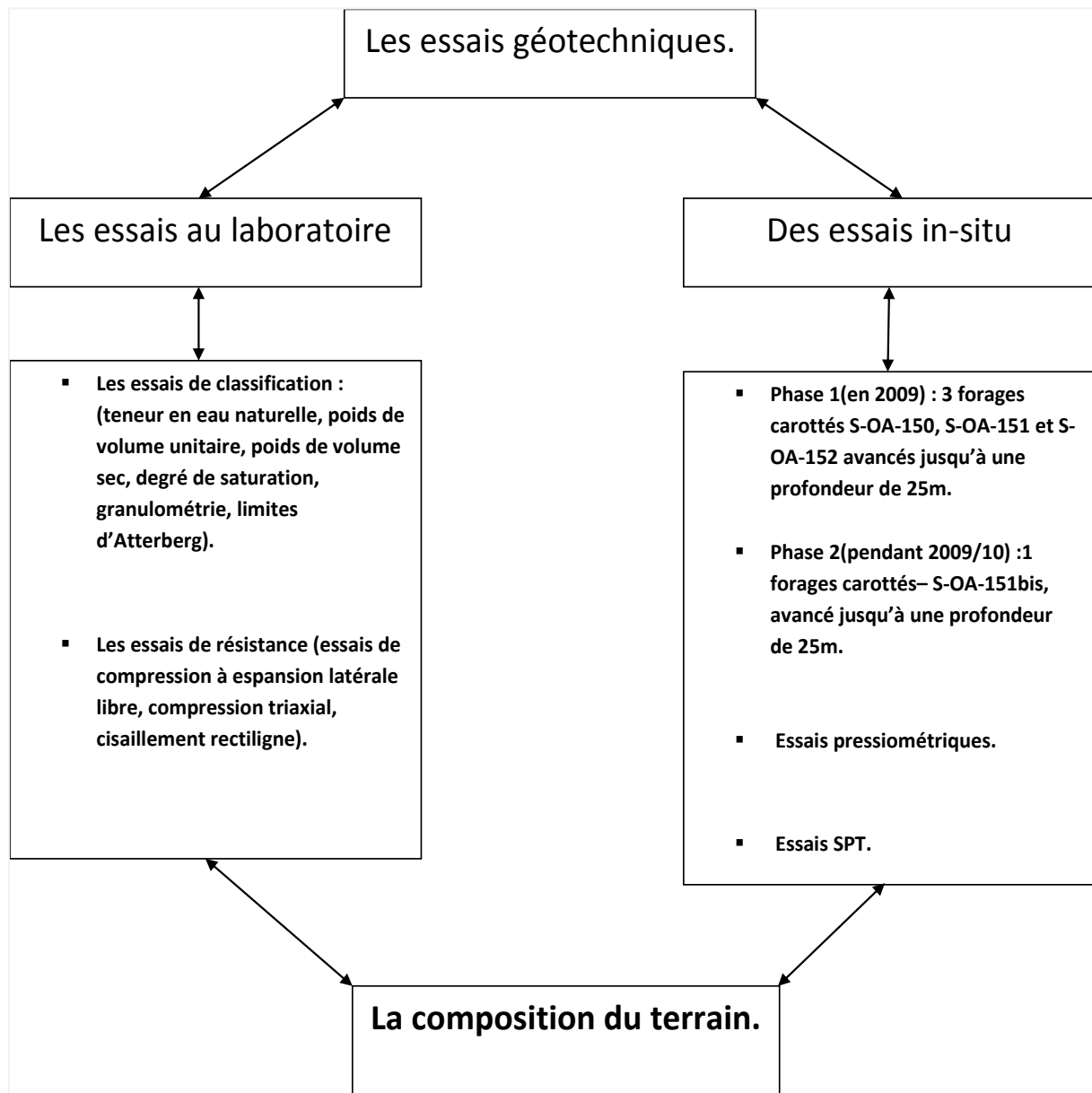


Figure II-6 : Organigramme des essais géotechniques

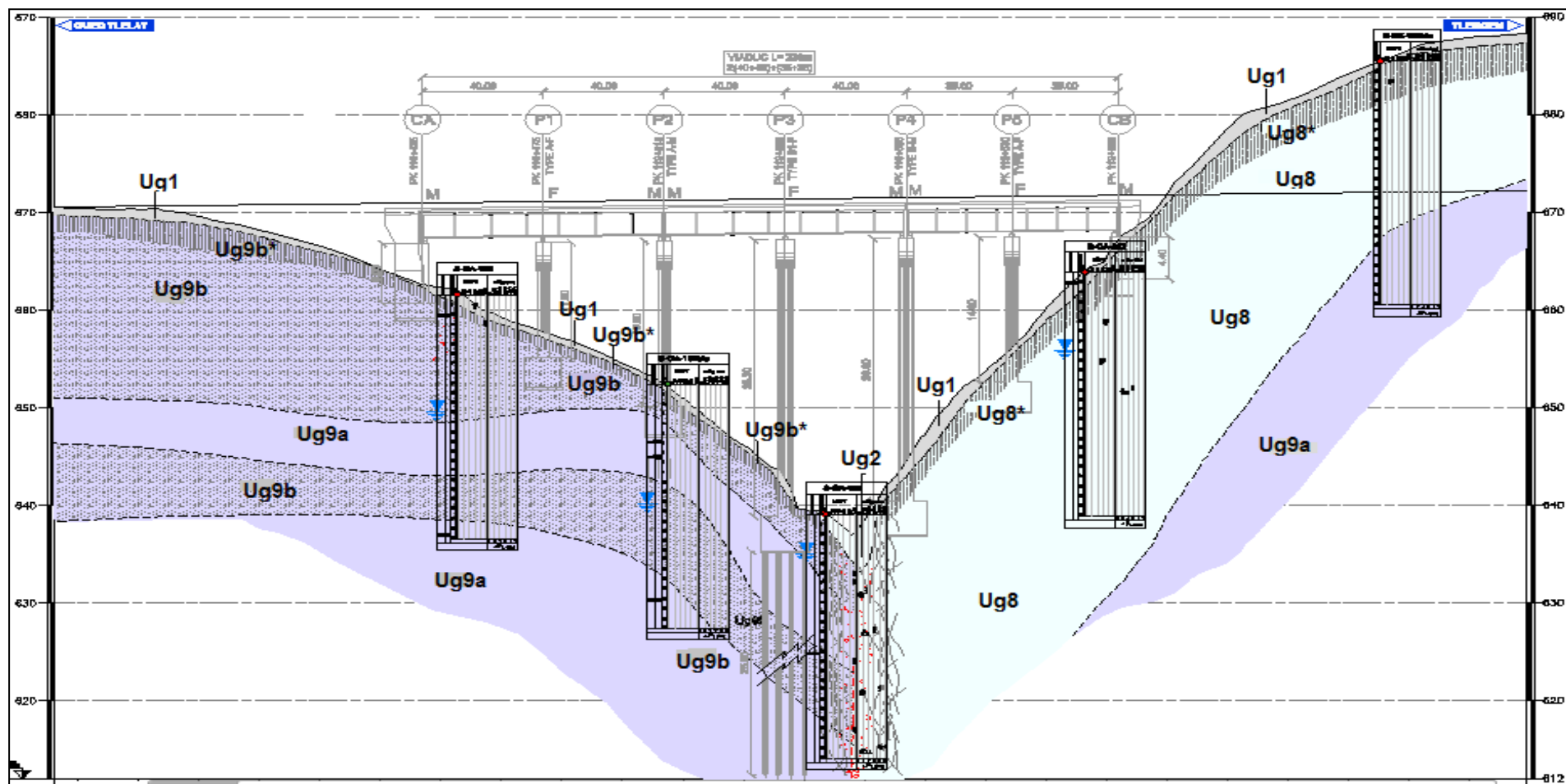
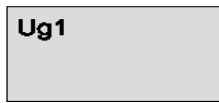


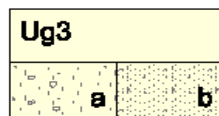
Figure II-7 : Coupe stratigraphique du terrain

Légende unité géotechnique.

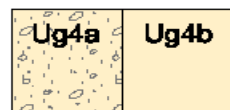
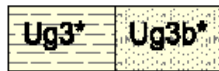
Unité géotechnique Ug1 : Dépôts sableux ou limoneux sableux, localement graveleux (Terrain Végétale).



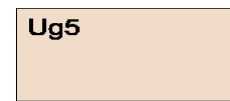
Unité géotechnique Ug2 : Limons sableux et argileux de couleur gris et brun, localement intercalés avec niveaux de graviers et cailloux (dépôts quaternaires actuels et récents).



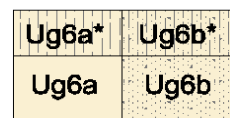
Unité géotechnique Ug3 : Limons argileux limoneux sableux. Selon les secteurs les dépôts grossiers (graviers et cailloux) (Ug3a) dominant sur les autres sédiments et ils peuvent montrer une cimentation diffuse jusqu'à conglomérat et poudingues. En quantité inférieure se trouvent aussi des niveaux de sables limoneux et sables argileux (Ug3b), parfois cimentés jusqu'à grée (Dépôts quaternaires anciens). Dans cette unité, compte tenu de la nature géotechnique des terrains résultants, ils sont parfois compris les sols résiduels des formations rocheuses sous-jacentes (Ug3a*, Ug3b*).



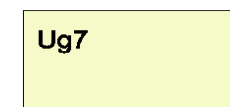
Unité géotechnique Ug4 : Conglomérats plus ou moins cimentés à éléments hétérométriques, sub-arrondis, en matrice sableuse limoneuse avec intercalations de niveaux de grès (Ug4a) : limon et limon argileux rougeâtres avec taches carbonatées blanchâtres (Ug4b) (pliocène continental).



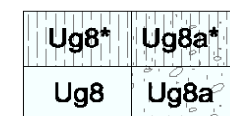
Unité géotechnique Ug5 : Calcaires et calcaires gréseux parfois altérés et karstifiés en bancs décimétriques (calcaires bioclastiques du miocène).



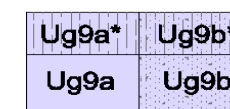
Unité géotechniques Ug6 : Alternance de marnes bleuâtres et verdâtres (Ug6a) et de grès jaunâtres (Ug6b), avec leurs profils d'alternance qui montrent traces de la structure rocheuse originale (Ug6a*, Ug6b*) (marnes et grès du Miocène).



Unité géotechnique Ug7 : Calcaires gréseux de couleur gris, marnes et marnes argileuses feuilletées de couleur gris sombre avec veines de quartz (mamo-calcaires du Crétacé).



Unité géotechnique Ug8 : Calcaires, calcaires gréseux, calcaires dolomitiques, dolomies, souvent altérés et Kartifiés, avec niveaux de marnes verdâtres (Ug8) et intercalations de brèches et conglomérats cimentés (Ug8a). Dans cette unité, ils sont aussi compris les profils d'altération du substratum rocheux (Ug8*, Ug8a*) (calcaires et dolomies du jurassique).



Unité géotechnique Ug9 : Alternance de marnes bleuâtres et verdâtres (Ug9a), de grès et de grès calcaires grisâtres-jaunâtres (Ug9b), avec leurs profils d'alternation qui montrent traces de la structure rocheuse originale (Ug9a*, Ug9b*) marnes et grès du jurassique).

Figure II-8 : Les unités de la coupe stratigraphique

II.3 Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont

➤ La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction), le site abritant notre ouvrage est tout prêt du littoral, donc il n'y a pas de neige.

➤ Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (2 KN/m^2).

➤ Le séisme :

Le séisme de par sa nature dévastatrice, restera un phénomène que la science d'aujourd'hui n'arrive pas à prévenir eu égard à d'autres phénomènes tels que les ouragans, les typhons, les ras de marée etc...

C'est pour cela que l'étude au séisme pour les ouvrages implantés dans les zones sismiques est nécessaire pour prévenir la structure des endommagements qui peuvent être causés par ce dernier, et surtout éviter des pertes en vies humaines.

L'évaluation de l'effet du séisme sur l'ouvrage est faite selon le règlement parasismique Algérien (RPOA, 2008).

Classification des ponts :

Les ponts sont classés d'après le RPOA comme suit :

Tableau II-1 : Classification des ponts

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

Notre pont est classé stratégique, (groupe 1).

Classification des zones sismiques :

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

- **Zone 0** : négligeable
- **Zone I** : faible
- **Zone IIa** : moyenne

- **Zone IIb** : élevée
- **Zone III** : très élevée

Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, ce projet qui est situé dans la wilaya de Tlemcen est en Zone I : Faible.

Le coefficient d'accélération A :

Le coefficient A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont

Tableau II-2 : Coefficients d'accélération de zone A

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

Valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone I} \\ \text{Groupe 1} \end{array} \right. \rightarrow A=0.15 \text{ g}$$

II.4 Caractéristique des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

II.4.1 Le béton

- La qualité de béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de Fabrication et de mise en œuvre.
- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 Jours
- Le béton est dosé à 350 kg/m³.

Poids volumique :

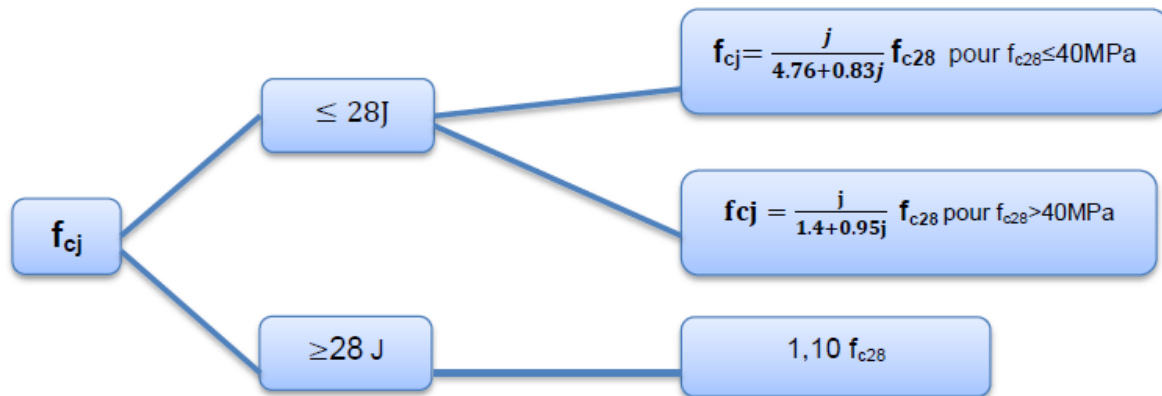
La masse volumique du béton armé : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$.

II.4.1.1 les caractéristiques mécaniques du béton

a) La résistance caractéristique a la compression :

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

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



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

Pour le béton de la superstructure $f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} \\ 25 \text{ MPa} \end{cases}$

b) La résistance à la traction :

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

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

Dans laquelle f_{cj} et f_{tj} sont exprimées MPa.

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa)} \\ 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa)} \end{cases}$$

c) Contraintes admissibles :

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

✓ CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION :

CALCUL A L'ELU :

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

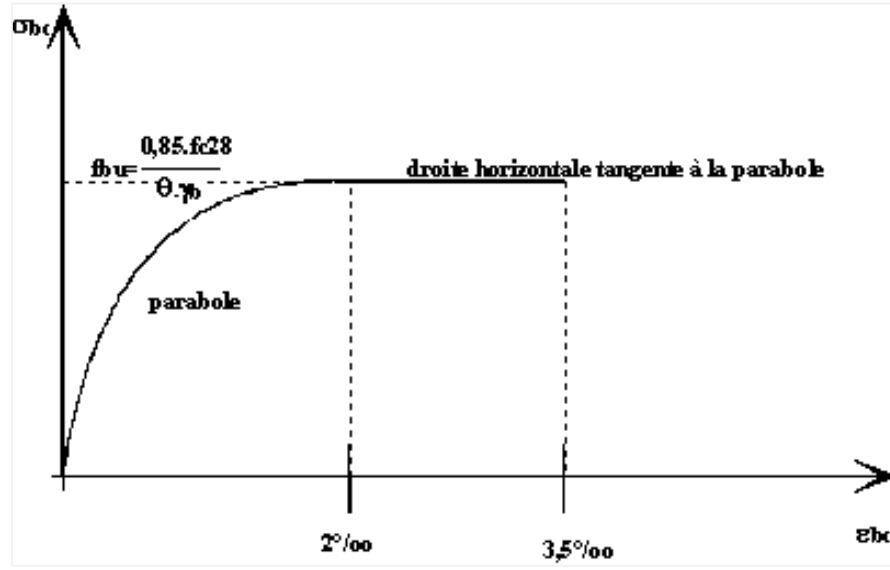


Figure II-9 : Diagramme parabole rectangle du béton

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

- Le coefficient θ est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{en situations accidentelles} \\ 1.5 & \text{en situation durables ou transitoires} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.16 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ 18.47 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ 19.83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 25.86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul a l'ELS :

Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique

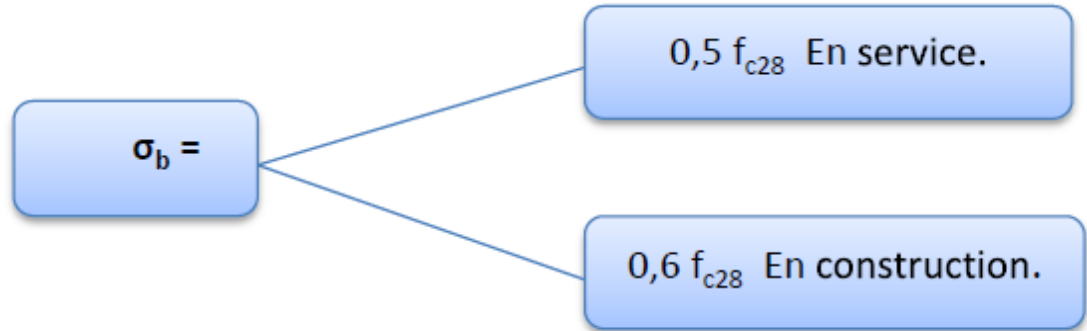


Tableau II-3 : Contraintes à la compression

F_{C28} (MPA)	σ_b en service (MPA)	σ_b en construction (MPA)
25	12.5	15
35	17.5	21

d)- Déformation du béton :**Déformation longitudinale E :**

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles B.A.E.L comme suit :

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

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

Module de déformation différée E_{vj} (longue durée > 24h) :

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

Tableau II-4 : Modules de déformation

f_{c28}	E_{ij}	E_{vj}
25	32164	10819
35	35982	12103

Déformations transversale G :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où

ν : représente le coefficient de poisson

E : module élastique longitudinale

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton la valeur :

$$\begin{cases} \nu = 0.20 & \text{pour un béton non fissuré} \\ \nu = 0 & \text{pour un béton fissuré} \end{cases}$$

II.4.2 ACIER

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

II.4.2.1 Armature du béton armé

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE50A type 1**, sa limite élastique égale à $f_e=500$ MPa.

II.4.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

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

La limite élastique :

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

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

Contraintes admissibles :**A L'ELU :**

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

A l'ELS :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPA (fissuration préjudiciable) pour le tablier}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 228,63 \text{ MPA (fissuration préjudiciable) pour l'infrastructure}$$

II.4.2.3 Aciers des poutres métalliques

En construction on définit un acier par :

Sa limite élastique ce qui représente la contrainte l'imite élastique sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classes en trois catégories :

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

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

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

Tableau II-5 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

Module d'élasticité longitudinale	$E=210000 \text{ N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G=E/[2(1+\nu)]$
Coefficient de poisson	$\nu=0.3$
Coefficient de dilatation	$\alpha=12 \times 10^{-6} \text{ par}^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho=7850 \text{ kg/m}^3$

CHAPITRE III : EVALUATIONS DES CHARGES

III.1 Introduction

Ce projet de construction a pour objet de dimensionner des différentes parties d'un tablier de pont mixte acier-béton à quatre poutres. Le but de ce chapitre est de pré dimensionner des Poutres et des entretoises de ce pont en mode mixte, Ainsi que calculer les différentes charges et surcharge appliqué sur ce pont.

III.2 Choix des poutres

Grace aux poutres à âmes pleins, le concepteur est libre de choisir les dimensions de chaque semelle et celle de l'âme, Les semelles doivent être assez larges pour assurer leur stabilité durant la construction. L'âme est relativement de faible épaisseur car elles 'apportent pas une contribution efficace dans la résistance à la traction.

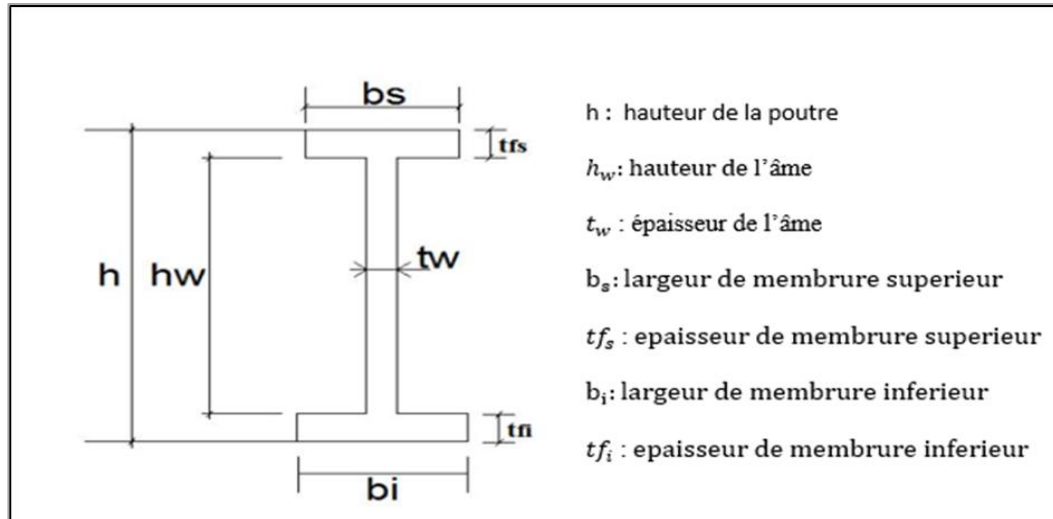


Figure III-1 : Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations

III.2.1 Poutres principales

Nous avons opté pour des poutres reconstituées soudées ayant les caractéristiques suivantes (Figure III-2) :

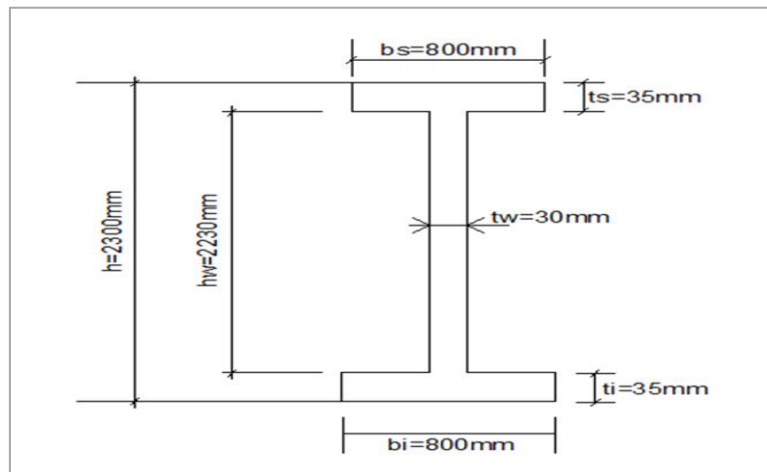


Figure III-2 : Caractéristiques des poutres principales (PRS) du pont

III.2.2 Entretoises

Nous avons considéré que notre travée de pont doit être entretoisée tous les 8 mètres et donc on aura 29 entretoises.

Nous avons opté pour des profilés laminés du type HEB 1000. Ce sont des profilés laminés normalisés et leurs caractéristiques sont les suivantes :

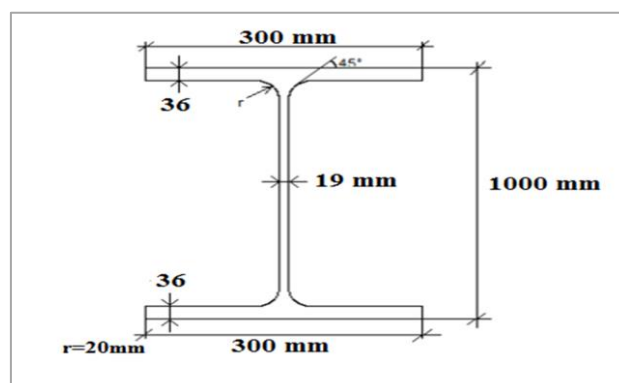


Figure III-3 : Caractéristiques géométriques des entretoises (HE 1000 B)

III.3 Evaluation des charges permanentes

- **Garde-corps :**

G_1 = poids du garde-corps selon leur catalogue = 1 kN/ml

- **Ballast :**

$G_2=18 \text{ kN/m}^3$

III.4 Evaluation des surcharges ferroviaires

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

Dans le cadre des ouvrages d'art non courants étudiés, les actions dues aux circulations de tram-train à considérer sont :

- Les charges verticales
- Les effets dynamiques
- Les forces d'accélération et de freinage
- L'effort de lacet
- Les forces centrifuges

En outre, il convient de prendre aussi en compte les charges de superstructures.

III.4.1 les charges verticales

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

III.4.1.1 schématisation des trains de charge

Modèle de charge LM71 ($\alpha=1.0$) :

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique du chargement vertical du trafic ferroviaire standard. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être celles de la figure III-4.

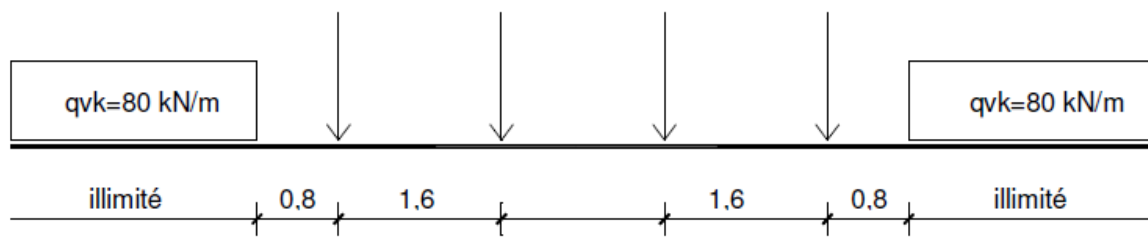


Figure III-4 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques des charge verticale

Quatre axes de 250 KN sont disposés entre axe longitudinale de 1.60 m. A côté de la sureté on considère que les charges sont distribuées sur une longueur de 6.4 m.

La charge distribuée équivalente est égale :

$$Q = 4 \times \frac{250}{6.4} = 156.25 \text{ KN/m}$$

Une charge distribuée de 80 KN/m, agissant dans les deux directions pour une longueur illimitée, à partir de 0.8 m des axes d'extrémité

Les valeurs caractéristiques de la figure III-4 doit être multipliées par un coefficient sur les lignes ou circule un trafic ferroviaire plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. Lorsqu'elles sont multipliées par le coefficient α , les charges sont appelées « charges vertical classifiées ». Ce coefficient α doit être choisi parmi les valeurs suivantes :

0,75-0,83- 0,91-1,00-1,10-1,21-1,33-1,46.

Modèle de charge SW/0 ($\alpha=1.0$) :

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical du a un trafic ferroviaire standard sur les poutres continues.

La charge est caractérisée par deux systèmes de charge uniforme mise en place à 5.3 m de distance chacun système de charge a une longueur de 15 m et une valeur de 133 KN/m.

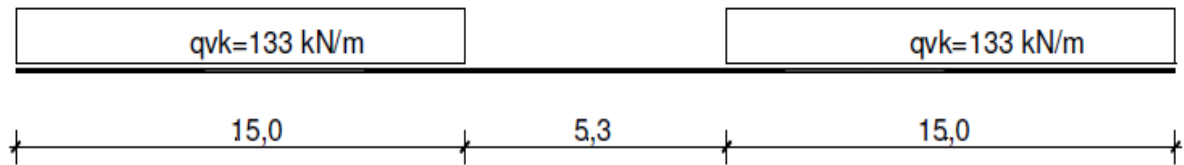


Figure III-5 : Modèle de charge SW/0

Modèle de charge SW/2 :

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.

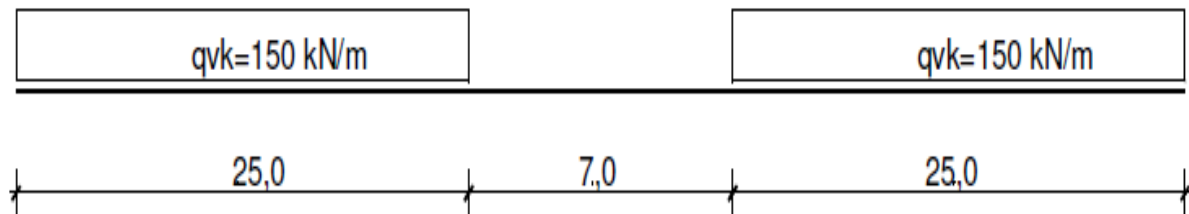


Figure III-6 : Modèle de charge SW/2

La charge est caractérisée par deux systèmes de charge uniforme mise en place à 7.0m de distance, chacun système a une longueur de 25 m et une intensité de 150 KN/m.

II.4.2 les effets dynamiques

La circulation des trains en vitesse sur les ponts rail modifie sensiblement, souvent en les amplifiant, les sollicitations et déformations qu'ils subiraient si les trains étaient à l'arrêt dans la position la plus défavorable. Ceci résulte des effets suivants :

- La rapidité de mise en charge due à la vitesse de trafic sur l'ouvrage et les effets d'inertie de l'ouvrage qui ne sont pas pris en compte dans les calculs statiques.
- Les variations des charges de roue résultant des irrégularités des voies ou des roues, ainsi qu'à la déformation du tablier.
- L'action d'une succession de charges mobiles, espacées de façon sensiblement régulière, pouvant, dans certains cas, conduire à la mise en résonance de la structure, lorsqu'une fréquence d'excitation est en concordance avec une fréquence propre de la structure et que

l'excitation est de durée suffisante (trains de grande longueur). Dans ce cas, les déformations et les accélérations de la structure augmentent rapidement, particulièrement pour de faibles valeurs de son taux d'amortissement.

- Pour un pont, les fréquences propres d'un élément sont celles correspondant à la déformé sous actions permanentes.
- Pour les calculs de structure (contraintes, flèche, etc...), ces effets doivent être pris en compte, car ils peuvent provoquer :
 - La perte du contact rail /roue,
 - Une déstabilisation de la voie,
 - Des contraintes excessives dans le rail,
 - Des efforts ou déformations excessifs dans le tablier.
- Dans la majorité des cas, ces effets dynamiques sont pris en compte au moyen du coefficient ϕ_2 défini, pour une voie soigneusement entretenue, avec :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L-0.2}} + 0.82 \quad \text{et } 1 \leq \phi_2 \leq 1.67$$

III.4.3 Les forces d'accélération et de freinage

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leurs effets pour l'élément structurel considéré. La direction des forces d'accélération et de freinage doit tenir compte des sens des déplacements autorisés sur chaque voie. Ces forces doivent être combinées avec les charges verticales correspondantes. D'après l'Eurocode (trains à vitesse $> 200\text{km/h}$), les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage pour le modèle de charge 71 valent :

- Force d'accélération : $Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} L_{a,b} \text{ (m)} \leq 1000 \text{ kN}$
- Force de freinage : $Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} L_{a,b} \text{ (m)} \leq 6000 \text{ kN}$

Ces valeurs ne doivent être multipliées que par le coefficient α .

III.4.4 L'effort de lacet

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien dans le cas des voies en alignement que dans celui des voies en courbe. La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $Q_{sk} = 100$ kN et elle ne doit être multipliée que par le coefficient α si celui est supérieur à 1. L'effort de lacet doit toujours être combiné avec une charge verticale de trafic. Aucune modification par rapport aux valeurs données par les Eurocodes ne convient dans ce cas.

III.4.5 Les forces centrifuges

Lorsque la voie est en courbe sur toute ou partie de la longueur d'un pont, la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte. Il convient d'appliquer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur, à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement et il faut les combiner avec la charge verticale de trafic.

L'analyse des forces centrifuges de l'Eurocode tient compte des vitesses inférieures à 200 km/h à travers le coefficient de réduction f . La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée à l'aide des formules suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{gxr} (f \times Q_{VK})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{gxr} (f \times q_{vk})$$

ou :

Q_{tk} , q_{tk} sont les valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN, kN/m]

Q_{VK} , q_{vk} sont les valeurs caractéristiques des charges verticales du modèle de charge 71 hors majoration pour effets dynamiques.

$$f = \left[1 - \frac{v - 120}{1000} \left(\frac{814}{v} 1.75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{lf}} \right) \right] = 1$$

Si :

$$V \leq 120 \text{ km/h}$$

Avec :

F : est le coefficient de réduction

V : est la vitesse maximale [m/s]

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

III.5 Action du Vent

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

En général ; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m^2 (selon le règlement RCPR)

Remarque :

✚ P = 2 KN/m^2 pour les ouvrages en service.

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

III.6 Température

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

Remarque : En Algérie du nord (climat tempéré) : $+35^\circ\text{ C}$ et -15° C .

Tableau III-1 : gradient thermique (selon le règlement RCPR)

	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Type 1 (Tablier métallique)	± 18	± 10
Type 2 (Tablier mixte)	± 15	± 8
Type 3 (Tablier béton)	± 12	± 7

III.7 Tassement différentiel

Le tassement différentiel fait référence à des enfoncements non uniformes du sol sous la fondation d'une structure. Il est généralement dû à la non uniformité du sol sur lequel repose la fondation. Il peut aussi résulter d'une application hétérogène des charges.

Un tassement de 5mm est à considérer, par rapport au profil théorique de l'ouvrage.

III.8 Retrait

Le retrait est un phénomène courant qui touche les matériaux conçus à partir d'eau et de ciment. Il est dû aux contraintes qui s'exercent sur ces matériaux de construction utilisés et se produisant lorsque la résistance des ouvrages ne suffit plus.

Tableau III-2 : Variation linéaire qui provoque une diminution du volume du béton

Retrait initial	$\varepsilon_r = 1,5 \times 10^{-4}$	n =6 (court terme)
Retrait finale	$\varepsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$	n=18 (long terme)

III.9 Fluage

Le fluage du béton est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

III.10 Fatigue

La fatigue est un phénomène qui provoque l'évolution des propriétés d'un matériau soumis à des sollicitations variables. la répétition d'efforts cyclique peut conduire à la rupture. Cette rupture se produit pour des contraintes le plus souvent inférieurs à la limite d'élasticité du matériau.

III.11 Action Séismique

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

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de, l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique par le biais du facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)}$ quand ce taux est différent de 5%. (Selon le RPOA)

➤ Spectre de réponse élastique :

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

❖ Composante Horizontale :

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

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

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

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

S : coefficient de site)

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau 3-3 du Règlement parasismique algérien)

ζ : taux d'amortissement (défini en 4-2-4 du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages d'art)

Pour béton armé : $\zeta = 5\%$

η : facteur de correction de l'amortissement.

Tableau III-3-Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

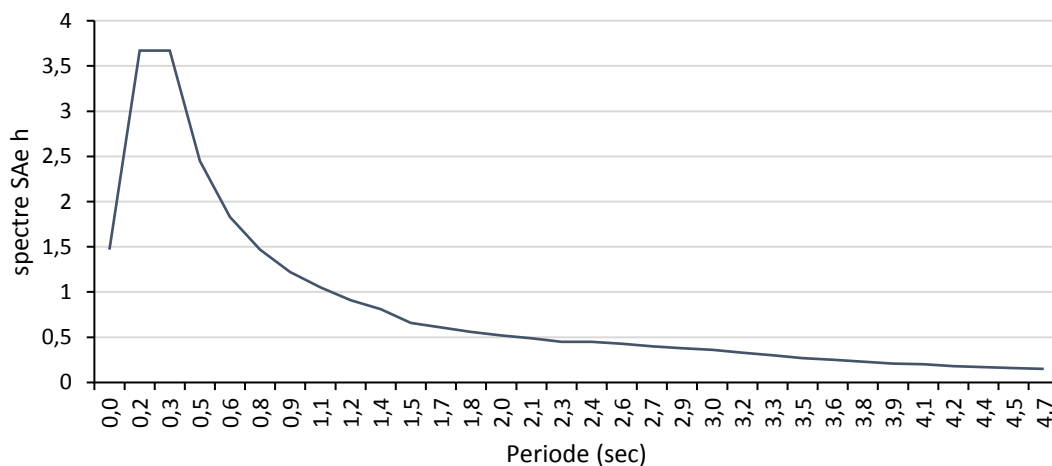


Figure III-7 : spectre de réponse élastique, composante horizontale-5% d'amortissement

❖ Composante verticale :

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

$$S_{ae}(T, \zeta) = \begin{cases} \alpha A g \left(1 + \frac{1.5T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \alpha A g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \alpha A g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5 \alpha A g \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

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

A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 3-1 du règlement parasismique)

S : coefficient de site

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

Tableau III-4 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.20
T2	0.3	0.40	0.40	0.40

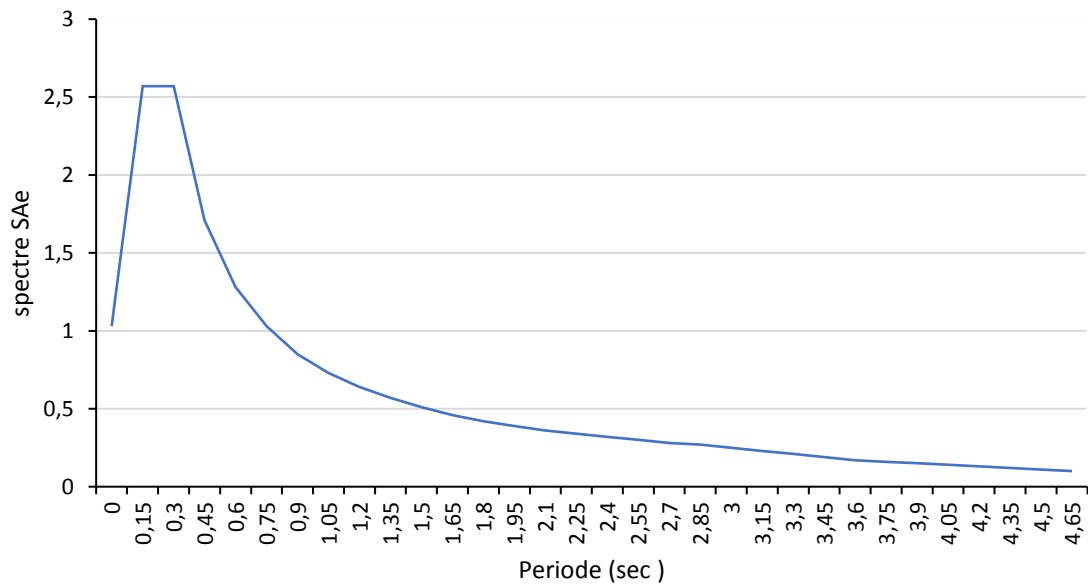


Figure III-8 : Spectre de réponse élastique, composante verticale-5% d'amortissement

❖ **Spectre de dimensionnement :**

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par le calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

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

η : est défini en 3.2 du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrage d'art)

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

T_2 : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau 3-3 du Règlement parasismique algérien)

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

S : coefficient de site (donnée dans le tableau 3-3)

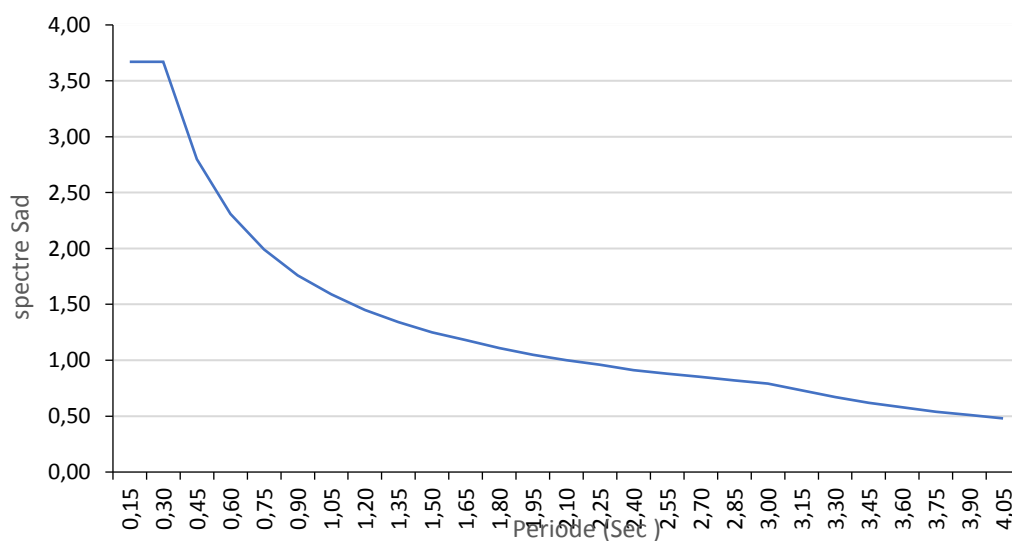


Figure III-9 : spectre de dimensionnement -5% d'amortissement

Le coefficient de comportement q est introduit et pris en compte en 4.4 et 5.5.1 (selon le RPOA 2008).

Pour la composante verticale, le coefficient de comportement q est pris égal à 1.

III.12 Définition des combinaisons

III.12.1 Combinaison des actions

Les combinaisons à prendre en compte et le coefficient partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue les combinaisons suivantes :

Tableau III-5 : Combinaison d'action a l'état limite ultime et a l'état limite de service

ELU	ELS
1.35G +1.16 UIC71	G + 0.8 UIC71
1.35 G+1.16 SW/0	G +0.8 SW/0
1.35 G+1.08 SW/2	G +0.8 SW/2
1.35 G+1.015× 2 UIC 71	G+0.7× 2 UIC71
1.35 G + 1.015 (UIC71+SW/2)	G+0.7(UIC71+SW/2)
1.35 G +1.015 (SW/0+SW/2)	G+0.7(SW/0+SW/2)
1.35 G+1.5W0	G+W0
1.35 G+1.16 SW/0 + 0.54(Temp ⁺) +0.72W1	G+0.8SW/0+0.6(Temp ⁺) +0.8W1
1.35 G+1.16 SW/0+0.54(Temp ⁻)+0.72 W1	G+0.8SW/0+0.6(Temp ⁻)+0.8W1
1.35 G+1.08 SW/2+0.54(Temp ⁺) +0.72W1	G+0.8SW/2+0.6(Temp ⁺) +0.8W1
1.3 5G+1.08 SW/2+0.54 (Temp ⁻)+0.72W1	G+1.08SW/2+0.6(Temp ⁻)+0.8W1
1.35 G+1.16 UIC71+0.72Temp ⁺	G+0.7UIC71+0.8Temp ⁺
1.35G +1.16 UIC71+0.72Temp ⁻	G+0.8UIC71+0.8Temp ⁻
1.35 G+1.2(Temp ⁺) +0.93 UIC71	G+0.6(Temp ⁺) +0.8UIC71
1.35G+1.16(UIC71+SW/0) +0.54(Temp ⁺) +0.72W1	G+0.8(UIC71+SW/0) +0.6(Temp ⁺) +0.8W1
1.35G+1.16 (UIC71+SW/0) +0.54(Temp ⁻)+0.72W1	G+0.8(UIC71+SW/0) +0.6(Temp ⁻)+0.8W1
1.35G+1.16UIC71+1.16Freinage+0.54(Temp ⁺) +0.72W1	G+0.8UIC71+0.8Freinage+0.6(Temp ⁺) +0.8W1
1.35G+1.16UIC71+1.16Freinage+0.54(Temp ⁻)+0.72W1	G+0.8UIC71+0.8Freinage+0.6(Temp ⁻)+0.8W1
1.35 G+1.16(UIC71+SW/0) +0.54Temp ⁺	G+0.8(UIC71+SW/0) +0.6Temp ⁺
1.35 G+1.16(UIC71+SW/0) +0.54Temp ⁻	G+0.8(UIC71+SW/0) +0.6Temp ⁻
1.35 G+0.9(Temp ⁺) +0.93(UIC71+SW/0)	G+0.9(Temp ⁺) +0.8(UIC71+SW/0)
1.35 G+0.9(Temp ⁻)+0.93(UIC71+SW/0)	G+0.9(Temp ⁻)+0.8(UIC71+SW/0)
1.35 G+1.35tassement	G+tassement
1.35 G+1.16SW/0+1.35tassement+0.72W1	G+0.8SW/0+tassement+0.8W1
1.35 G+1.08 SW/2+1.35tassement+0.72W1	G+0.8SW/2+tassement+0.8W1
1.35 G+1.16 UIC71+1.35tassement	G+0.8UIC71+tassement
1.35 G+1.35tassement+0.93UIC71	

III.13 Combinaison des composantes des actions sismiques

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. L'effet probable de l'action maximale E , du l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différents composants du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

E_x , E_y et E_z : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Tableau III-6 : combinaisons sismiques

G+Ex+0.4(Temp ⁺) +0.3UIC71
G+Ey+0.4(Temp ⁺) +0.3UIC71
G+Ez+0.4(Temp ⁺) +0.3UIC71
G+Ex+0.4(Temp ⁻) +0.3UIC71
G+Ey+0.4(Temp ⁻) +0.3UIC71
G+Ez+0.4(Temp ⁻) +0.3UIC71
G+Ex+0.4(Temp ⁺) +0.3SW/0
G+Ey+0.4(Temp ⁺) +0.3SW/0
G+Ez+0.4(Temp ⁺) +0.3SW/0
G+Ex+0.4(Temp ⁻) +0.3SW/0
G+Ey+0.4(Temp ⁻) +0.3SW/0
G+Ez+0.4(Temp ⁻) +0.3SW/0
G+Ex+0.4(Temp ⁺) +0.3SW/2
G+Ey+0.4(Temp ⁺) +0.3SW/2
G+Ez+0.4(Temp ⁺) +0.3SW/2
G+Ex+0.4(Temp ⁻) +0.3SW/2
G+Ey+0.4(Temp ⁻) +0.3SW/2
G+Ez+0.4(Temp ⁻) +0.3SW/2
G+Ex+0.4(Temp ⁺) +0.6UIC71
G+Ey+0.4(Temp ⁺) +0.6UIC71
G+Ez+0.4(Temp ⁺) +0.6UIC71
G+Ex+0.4(Temp ⁻) +0.6UIC71
G+Ey+0.4(Temp ⁻) +0.6UIC71
G+Ez+0.4(Temp ⁻) +0.6UIC71

CHAPITRE IV : MODELISATIONS ET INTERPRETATIONS DES RESULTATS

IV.1 Introduction

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) ne permet généralement l'économie de temps, et met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus (**MMC**), la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur. La (**MMC**) apporte une cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu, et permet à définir les notions de déformations, de contrainte et de la loi de comportement. La rhéologie permet par l'étude expérimentale des matériaux, de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif.

La (**MEF**) est basée sur une idée simple : discrétiser une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telles façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite de chaque nœud. La (**MEF**) utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation. Avec la diversité des logiciels disponibles dans le monde de génie civil, on a adopté à travailler avec le **Sap2000v14** ; qui nous permettra un passage fiable de l'état physique à l'état numérique.

IV.2 Logiciel de calcul

SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc....) De façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

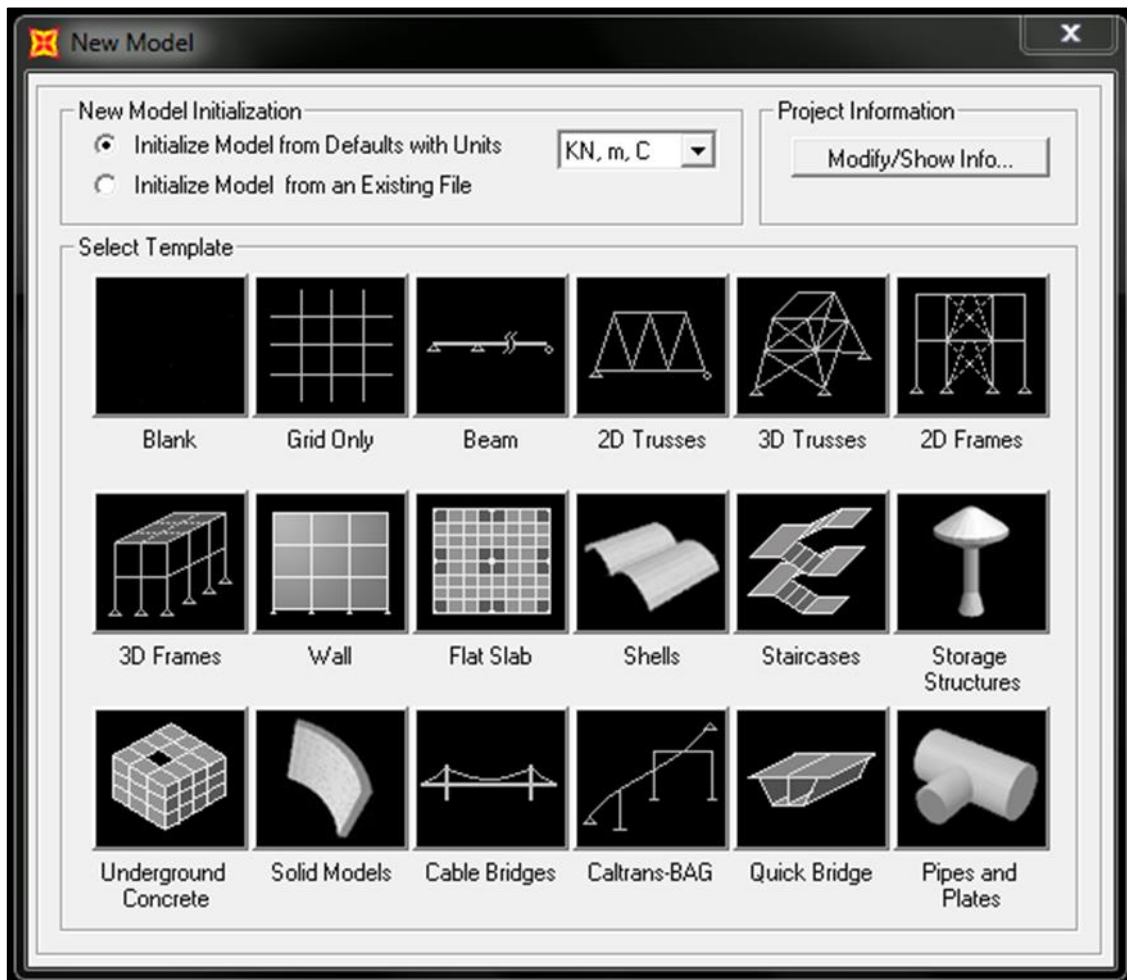


Figure IV-1 : Tableau de modèle (SAP2000)

IV.3 Modélisation

Notre ouvrage est isostatique avec 6 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (Une dalle de 38 cm d'épaisseur avec 4 poutres en PRS).

IV.3.1 Le choix de type d'ouvrage

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

Avant de choisir notre modèle avec lequel nous analysons la travée, on doit d'abord changer l'unité au « **KN, m, C** » et ensuite le choix du modèle « **BLANK** » est sélectionner soit immédiatement par la barre des tâches ou en cliquons sur « **File** » → « **New Model** ».



Figure IV-2 : Choix d'unité et de nouveau modèle

On passe ensuite à la description « **Bridge** » pour le choix de la sous-tache « **Bridge Wizard** », dans laquelle on trouve tous les étapes nécessaires pour la modélisation d'un pont.

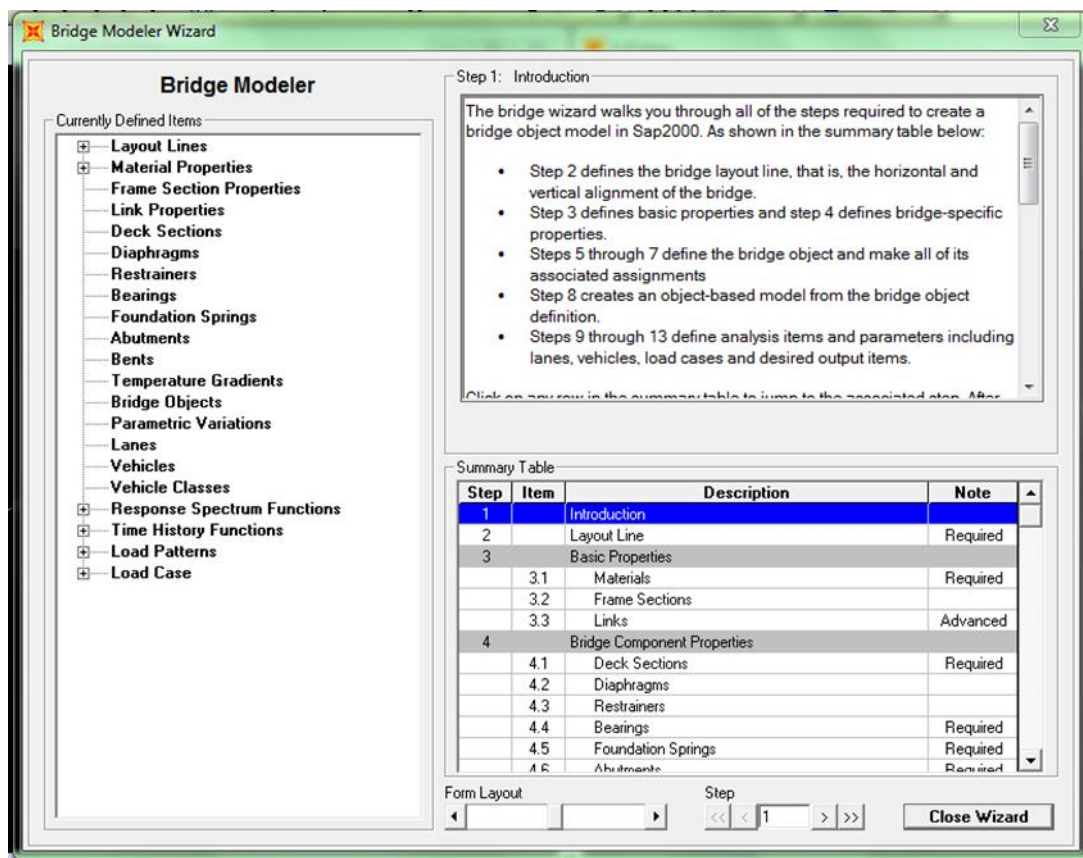


Figure IV-3 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard »

Le tablier est défini par la description « **Layout Line** » représenté dans le tableau de la fenêtre précédente, et dans laquelle on fait entrer la valeur initial et final de toute longueur du tablier. L'étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude, en choisissant la description « **Matériels** » et par suit on définit les propriétés des sections du tablier pour cela on passe par « frame section », on fait entrer le dimensionnement de chaque élément. La description « **Deck Section** » nous permet de choisir le type du tablier, par entrant les valeurs des dimensions de ce derniers.

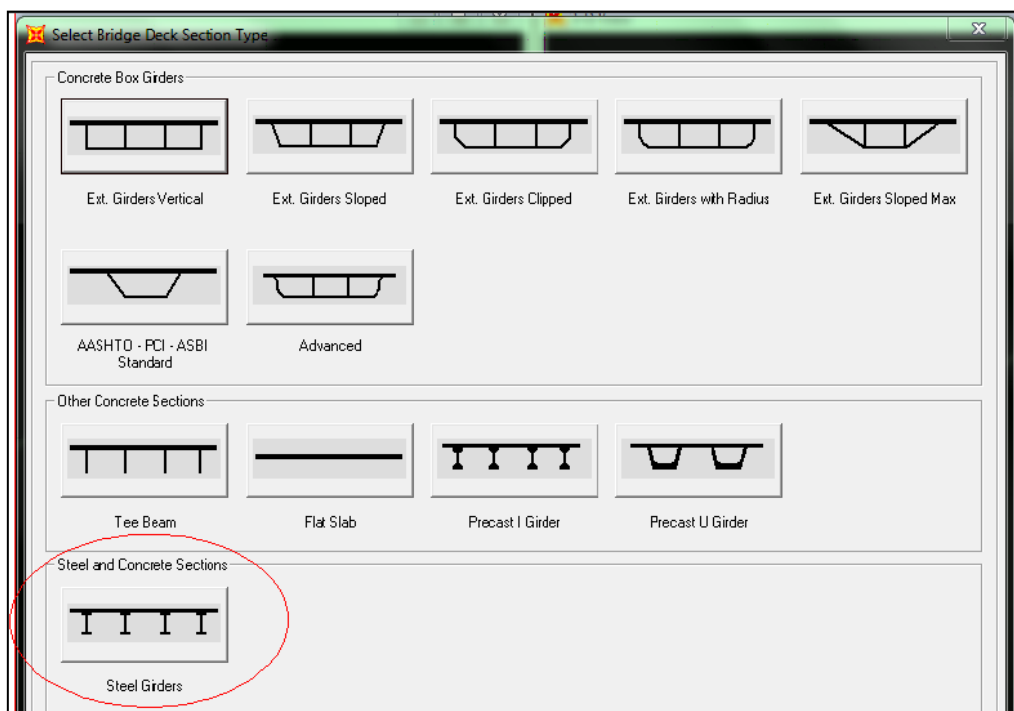


Figure IV-4 : Choix du type de tablier

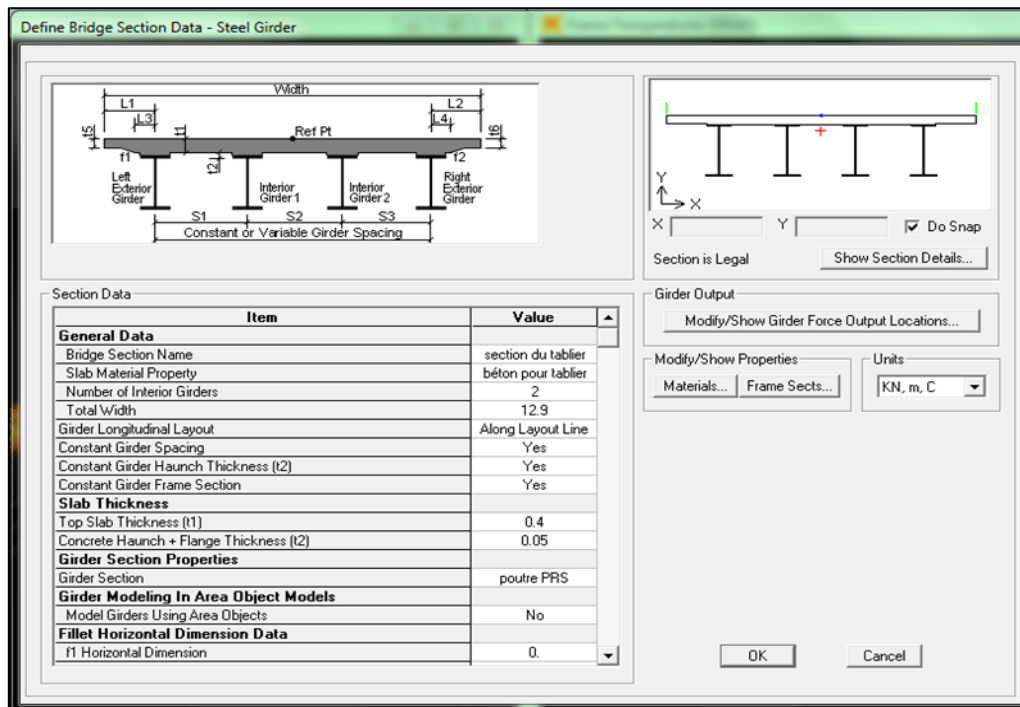


Figure IV-5 : Dimension des sections du tablier

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime(ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et les Combinaison des actions sismique, et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaire dans l'étude, calculé dans le Chapitre précédent.

Pour cela, on choisit la description « **Load Pattern Définitions** » du tableau indiqué dans la figure (IV-3) et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « **Add New LoadPattern** », représenté comme suit :

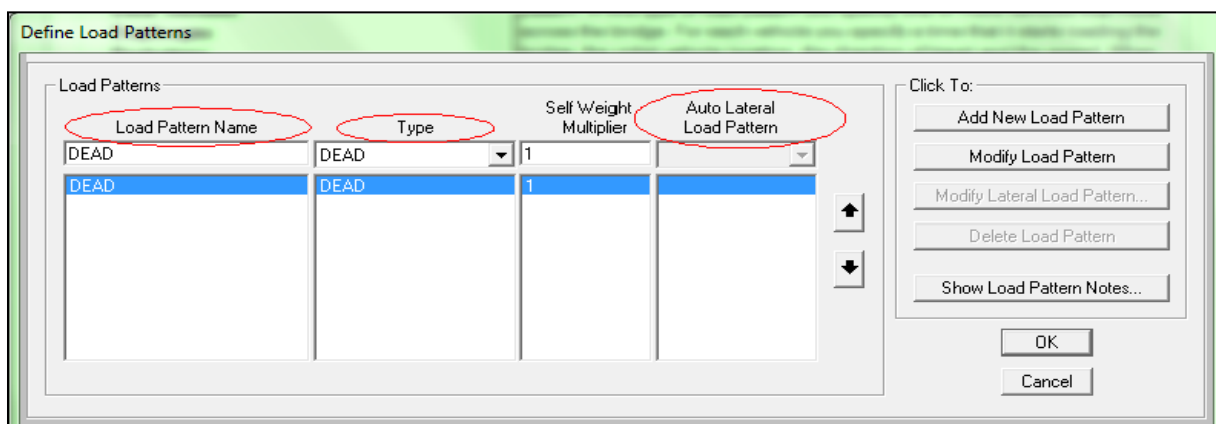


Figure IV-6 : Détermination des Charges

Les combinaisons sont définies en choisissant « **Define** » de la barre des tâches, et puis « **Load combinations** », et puis définir le cas de chargements dans « **Load Cases** », soit linéaire et statique, ou pour certaines surcharges, comme celle du train, on choisit le type

« **MovingLoad** ».

Ensuite, On représente les lignes de voie sur la travée, par la sous-tâche « **Lanes** » qui est adoptée soit par la description « **Lanes** » de même tableau de la figure (4.3), ou par passant de : « **Define** » → « **Bridge Loads** » → « **Lanes** ».

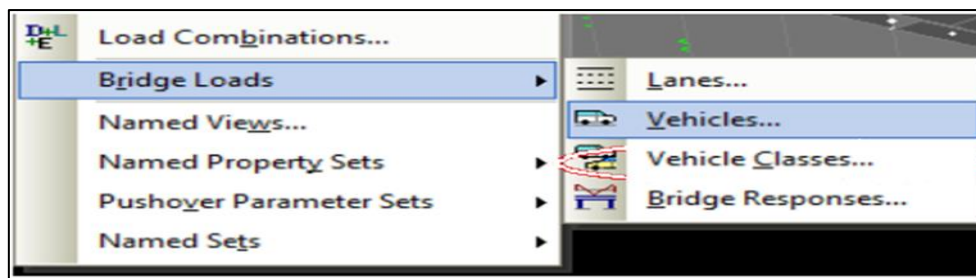


Figure IV-7 : Affectation des valeurs des surcharges

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

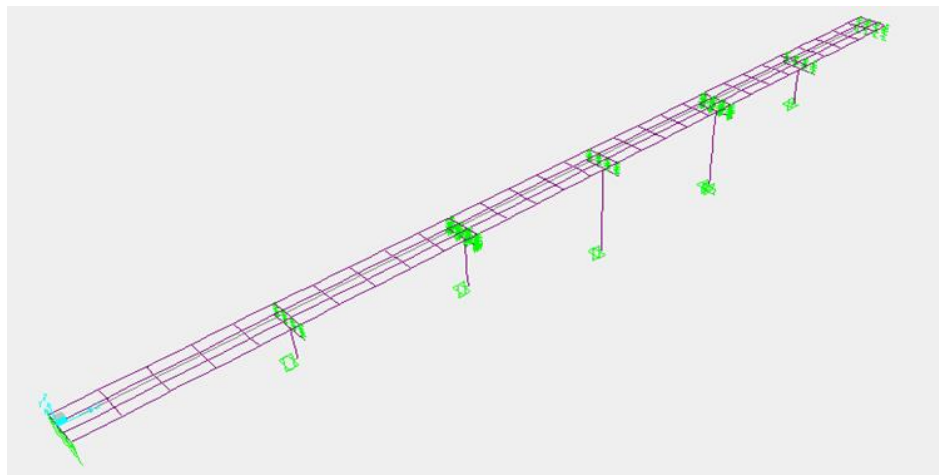


Figure IV-8 : modèle du tablier

La modélisation dans le cas dynamique a les mêmes étapes que la statique passant par « Bridge Wizard » de la tâche « Bridge ». On définit les piles et les chevêtres comme un élément « Frame ». Après on définit les matériaux et les propriétés de chaque section (pile, chevêtre, poutre en I). Après on change la longueur totale du tablier sous-tache « **layout lines** » par 230

m. Ensuite on définit les piles par la sous-tache « **Bents** », sachons qu'on a 5 piles de différentes hauteurs de 4 futs intermédiaires, donc on ajoute 5 Bents de mêmes dimensions, les propriétés de chaque pile sont données par entrant dans le cadre « Modify /Show column data » existant dans la description « **Bents** », et on fait entrer les dimensions et les valeurs qu'on a pour chaque colonne. Par suite, et dans la même tache, il existe des données sur les appareils d'appuis (**éléments Bearing**) soit en double ou singulier, avec la distance entre l'axe des appareils et celui de la pile. Notre pont comporte un appareil d'appuis sur chaque pile. Le terrain destiné à servir pour la réalisation du pont est rocheux (d'après le rapport géotechnique), à ce titre, le mode d'infrastructure proposé à un système de fondations sur terre directement sauf pour la pile n°3 est un système de fondation profondes sur pieux, et pour cette raison on considère notre modèle un encastrement à la base des piles. L'élément intéressant qu'on doit vérifier surtout, est la rigidité de l'appareil d'appuis, et pour faire entrer leurs valeur dans le logiciel **SAP**, on passe par la description « **Bearing** » → « **Add New Bridge Bearing** ».

Les appareils d'appuis se trouvent au niveau des chevêtres pour chaque pile et chaque culée. Pour cela, on donne deux « **Bearings** » fixe et mobile donc les rigidités sont différentes. Dès qu'on fait entrer tous les données et les propriétés nécessaire de notre pont, on passe aux combinaisons (à voir le chapitre 3). Les étapes pour les définir sont pareils qu'avant. L'étude dynamique comporte uniquement les combinaisons sismiques, et pour cette raison on doit définir les spectres de réponses horizontal et vertical comme suit :

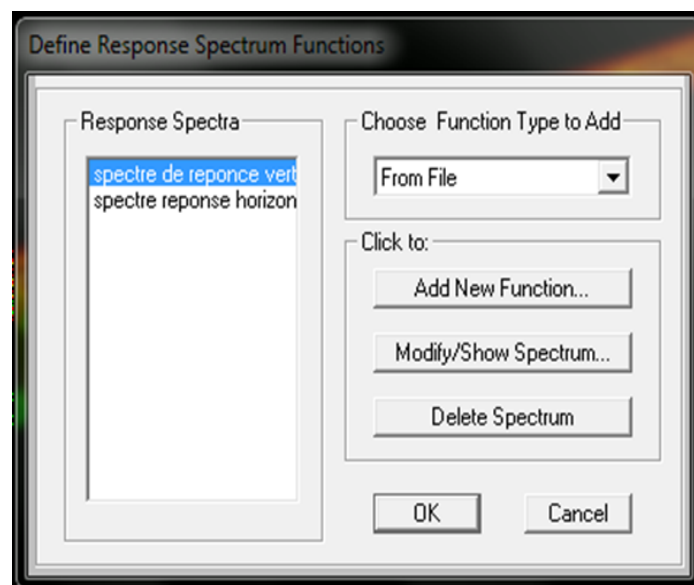


Figure IV-9 : Détermination des spectres horizontal et vertical

Les valeurs des spectres (horizontal et vertical) doivent être enregistrés déjà sous un fichier, pour pouvoir les ajouter.

IV.3.2 Combinaison des composantes d'actions sismiques

Les combinaisons sismiques E_x , E_y et E_z sont définies également dans « **Load Cases** » en modifiant leur type par « Réponse **Spectrum** », et choisir leur combinaison Modale et directionnelles (CQC) et (CRSS), ensuite changer la fonction de chaque déplacement et multiplier par le facteur qui est égale à 9.81. On fait l'analyse de notre modèle et on fait sortir les moments Max et les efforts tranchants pour chaque combinaison, afin de faire l'étude de notre intitulé, et interpréter les résultats par la suite.

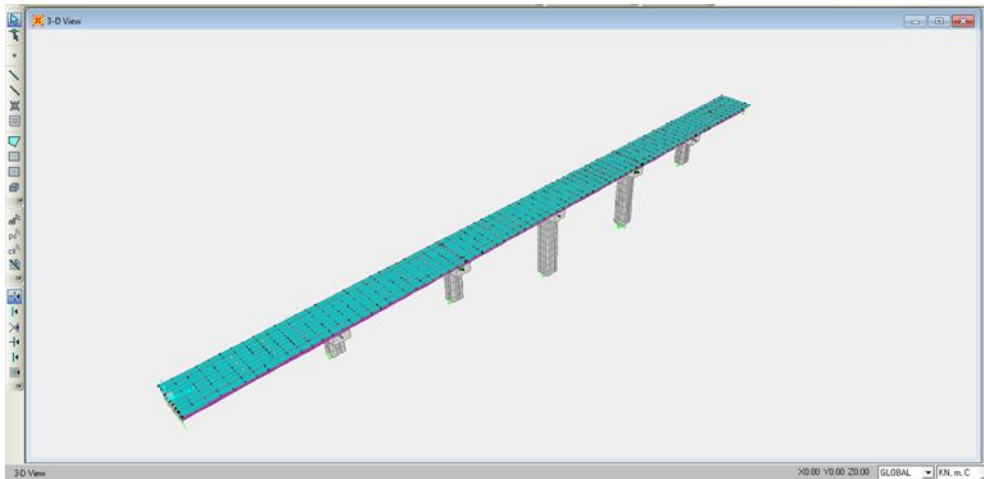


Figure IV-10 : Modèle final du pont

IV.4 Résultats de calcul obtenu par le logiciel :

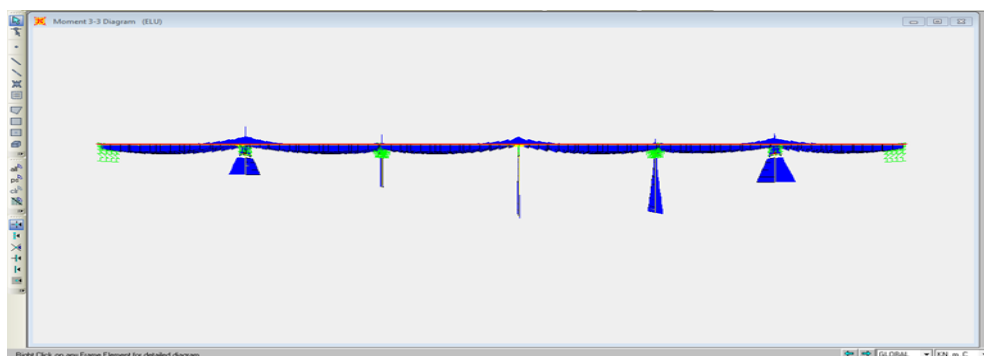


Figure IV-11 : Diagramme des moments fléchissant

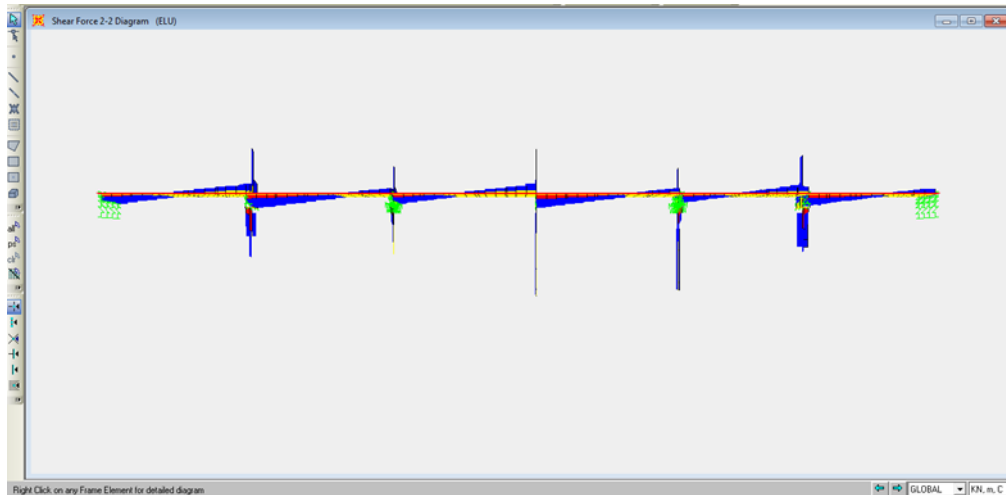


Figure IV-12 : Diagramme des efforts tranchants

❖ Pour la poutre en acier :

Les combinaisons qui donnent les valeurs des efforts les plus défavorables sont :

A l'ELU :

- En appuis :

$$1.35G+0.9(Temp^-)+0.93(UIC71+SW/0)$$

- En travée :

$$1.35G+1.2(Temp^+) +0.93UIC$$

A l'ELS :

- En appuis :

$$G+0.8(UIC71+SW/0) + 0.6Temp^-$$

- En travée :

$$G+0.8Temp^++0.7UIC71$$

Tableau IV.1 : Moments fléchissant et efforts tranchants du PRS à l'ELU et l'ELS

	ELU		ELS	
Sollicitations	M(KN.m)	V(KN)	M(KN.m)	V(KN)
En appuis	10160.95	2207.608	-7577.48	1628.02
En travée	11811.28	557.897	9437.21	569.2120

❖ Pour la section du béton

Tableau IV.2 : Moments fléchissant dans l'hourdis (KN.m)

		ELU	ELS
M_{11} Longitudinale	Mt_{max}	471,535	370,991
	$Mapp_{max}$	-241,393	-249,612
M_{22} Transversale	Mt_{max}	95,211	672,503
	$Mapp_{max}$	-61,115	-80,496

Tableau IV.3: Efforts tranchants dans l'hourdis (KN)

	ELU	ELS
T_{11} Longitudinale	916,289	708,139
T_{22} Transversale	1417,211	1118,408

❖ Pour les entretoises :

Les combinaisons qui donnent les valeurs des efforts les plus défavorables sont :

A l'ELU :

$$1.35G+1.2(Temp^+) +0.93UIC71$$

A l'ELS :

$$G+ 0.8(Temp^+) +0.7UIC71$$

Tableau IV.4 : Moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

	ELU	ELS
M_{sd}	382,629	249,672
V_{sd}	226,395	148,255

IV.5 Conclusion

La modélisation SAP200 permet la saisie graphique dans un environnement à 3 dimensions des ouvrages de BTP, et les éléments structuraux définis pour l'étude statique sont appliqués de même manière pour celle de dynamique.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1 Introduction

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

V.2 vérification de la section d'acier

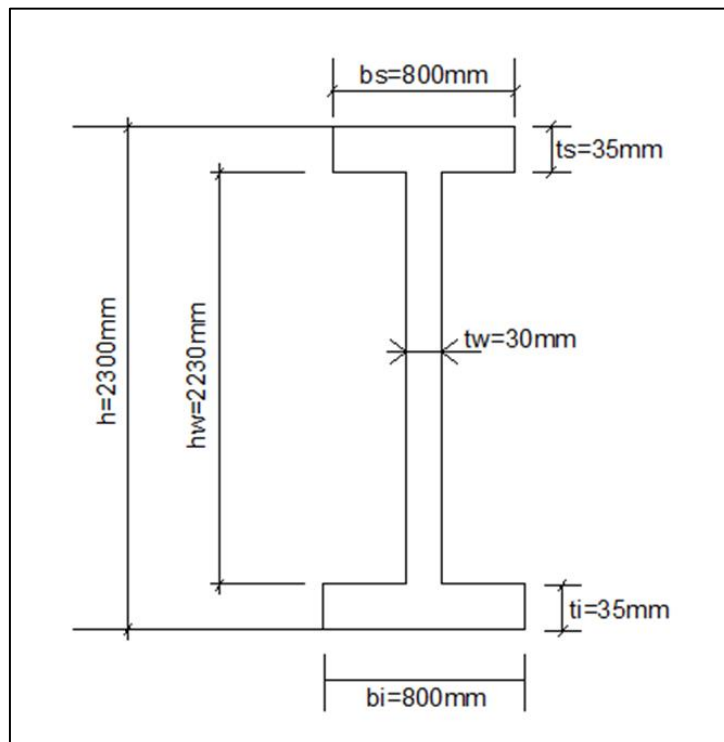


Figure V-1 : Section de la poutre

Géométrie de la section :

$$h = 2300 \text{ mm}$$

$$H_w = 2230 \text{ mm} ; t_w = 30 \text{ mm}$$

$$B_{inf} = 800\text{mm} ; t_{f_{inf}} = 35 \text{ mm}$$

$$B_{sup} = 800 \text{ mm} ; t_{f_{sup}} = 35 \text{ mm}$$

➤ **La classe de résistance :**

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)}$$

ε :coefficient de réduction plastique.

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

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0,81$$

➤ **Semelle :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 14\varepsilon$$

$$\frac{385}{35} = 11 \leq 12,15 \longrightarrow \text{Classe 1}$$

➤ **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon$$

$$\frac{2230}{30} = 73,33 \leq 100,44 \longrightarrow \text{Classe 3}$$

Donc la poutre est de classe 1.

V.2.1 Etude de la stabilité des poutres

$$M_{sd} = 11811,28 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 557,897 \text{ KN}$$

➤ **Caractéristiques géométriques :**

Tableau V-1 Caractéristiques géométriques de la section métallique

	Section	Si(mm ²)	Yi (mm ³)	Di (m)	I _{yy} (mm ⁴)
S1	800× 35	28000	2282,5	1132,5	3,59× 10 ¹⁰
S2	2230× 30	66900	1150	0	2,77 × 10 ¹⁰
S3	800× 35	28000	17,5	1132,5	3,59× 10 ¹⁰
	122900				9,55 × 10 ¹⁰

Donc, le moment d'inertie de la section est de

$$I_{yy} = 9,55 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

La section est symétrique :

$$y_{GA} = \frac{[(80 \times 3,5 \times 228,25) + (223 \times 3 \times 115) + (80 \times 3,5 \times 1,75)]}{[2 \times (80 \times 3,5) + (223 \times 3)]}$$

Donc, le centre de gravité de la section se trouve à :

$$y_{GA} = 1150 \text{ mm.}$$

➤ Vérification vis-à-vis du moment fléchissant

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

$$M_{sd} = 11811,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$W_{pl,y} = \frac{t_w \times h^2}{4} + (b - t_w)(h - t_f)t_f$$

$W_{pl,y}$: Module de flexion plastique

$$W_{pl,y} = 1,007 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{1,007 \times 10^7 \times 355}{1,1} = 32498,63 \text{ K.m}$$

$$M_{sd} = 11811,28 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 32498,63 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification vis-à-vis a l'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = 557,897 \text{ KN}$$

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

A_v : est l'aire de cisaillement.

$$\text{Pour PRS : } A_v = (H - 2t_f) \times t_w = 66900 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times 355 \times \frac{66900}{1,1} = 12522,46 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 557,897 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 12522,46 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Interaction moment – effort tranchant :**

$$V_{sd} = 557,897 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 0,5 \times 12522,46 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas d'influence sur le moment fléchissant, il n'y a pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant. Les deux vérifications se font de manière indépendante.

➤ **Vérification au déversement :**

La semelle est solidairement connectée à la dalle en béton par des connecteurs ductiles de type goujons et les poutres sont entretoisés tous les 8 mètres par des profilés normalisés du type HE 1000 B. On peut dire donc qu'il n'y a pas de risque de déversement des poutres métalliques.

V.3 Calcul de la section mixte

V.3.1 Hypothèse de calcul d'une section mixte

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

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

$$\text{Pour l'acier : } \varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\text{Pour le béton : } \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

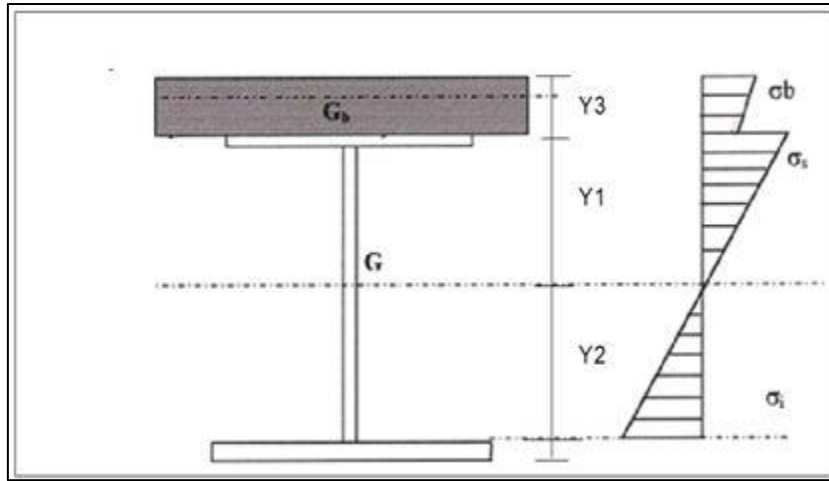


Figure V-2 : Diagramme des contraintes dans la section mixte

D'après la première hypothèse on a :

$$\varepsilon_a = \varepsilon_b \quad \longrightarrow \quad \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

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

n : Coefficient d'équivalence qui varie en fonction de E_a et E_b ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente (effet de fluage). Ainsi afin de tenir compte des variations de E_b , on définit plusieurs valeurs de **n** correspondant à tous les types de sollicitation.

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

Sollicitation	Champ d'application	n
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de long durée	Ccp	18
Effet différés	Retrait	15
Charge de longue durée	Cp	∞

V.3.2 Position du centre de gravité de section mixte

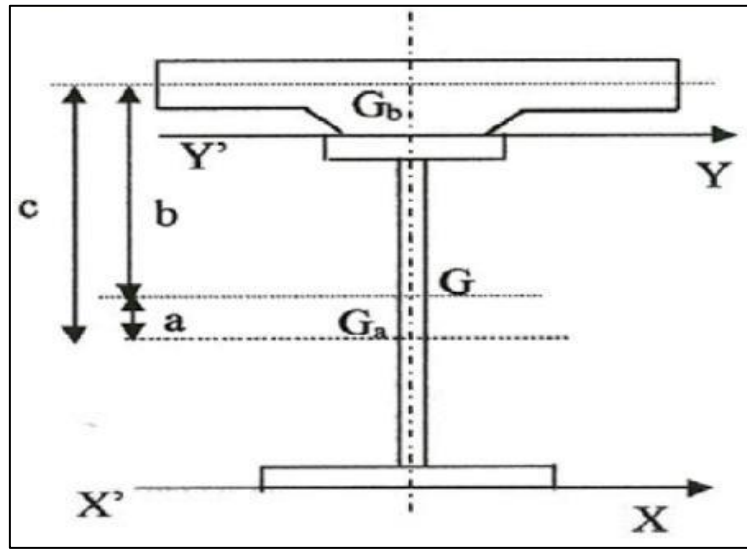


Figure V-3 : Position du centre de gravité de section mixte

- Largeur de la dalle participante :

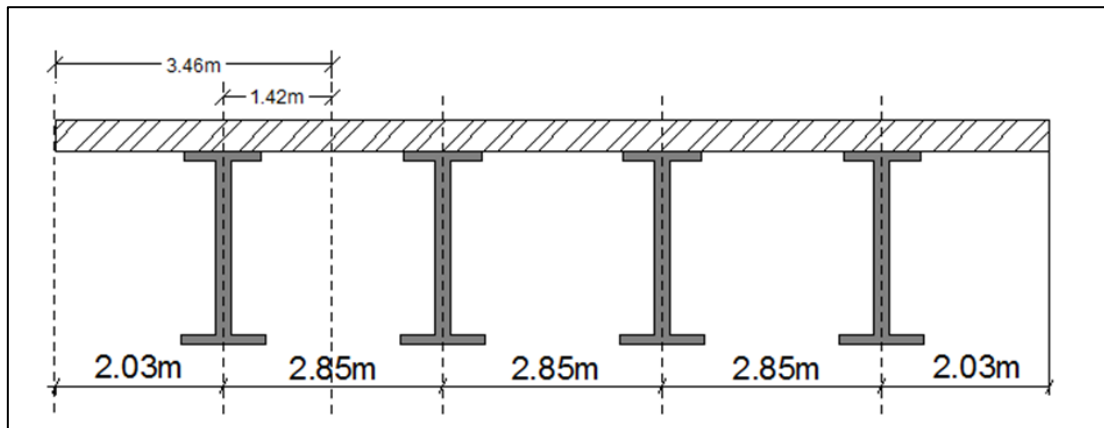


Figure V-4 : Largeur de la dalle participante

$$b_{\text{eff}} = \frac{2,85}{2} + 2,03 = 3,46 \text{ cm}$$

- Centre de gravité de la section d'acier :

$$y_{GA} = \left(\sum s_i \times y_i \right) / \sum s_i$$

$$y_{GA} = \frac{[(80 \times 3,5 \times 228,25) + (223 \times 3 \times 115) + (80 \times 3,5 \times 1,75)]}{[2 \times (80 \times 3,5) + (223 \times 3)]}$$

$$y_{GA} = 115 \text{ cm.}$$

- Centre de gravité de la section du béton :

$$y_{GB} = \left(\sum si \times yi \right) / \sum si$$

$$y_{GB} = 26,83 \text{ cm}$$

- Centre de gravité de la section mixte :

$$y_G = \left(\sum si \times yi \right) / \sum si$$

$$y_{GB} = 97,04 \text{ cm}$$

- Distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier :

$$C = 88,17 \text{ cm}$$

V.3.3 Inertie d'une section mixte

- Caractéristique géométrique de la section mixte :

$$\text{Section homogénéisée } S = s_a + \frac{s_b}{n}$$

Sa : section d'acier.

Sb : section du béton

n: coefficient d'équivalence acier -béton

$$I_{Gba} = I_A + \left(\frac{I_B}{n} \right) + \left(\frac{B \times A}{n \times s_n} \times c^2 \right)$$

I_Δ : Moment d'inertie / Δ

S_Δ : Moment statique / Δ

$V' = \frac{S/D}{B}$: Distance du CDG de la fibre inférieure

I_0 : Moment d'inertie / CDG

Pour une section rectangulaire $I_0 = Bh^3/12$

Pour une section triangulaire $I_0 = Bh^3/36$

B : Section du béton.

A : section de la poutre

$$I_\Delta = I_0 + (B \times z^2)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^8}{3,2 \times 10^7} = 6,5$$

$$I_m = 1,66 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de la résistance à la flexion :**

(Selon ENV 1994-2 :1997 l'Eurocode 4)

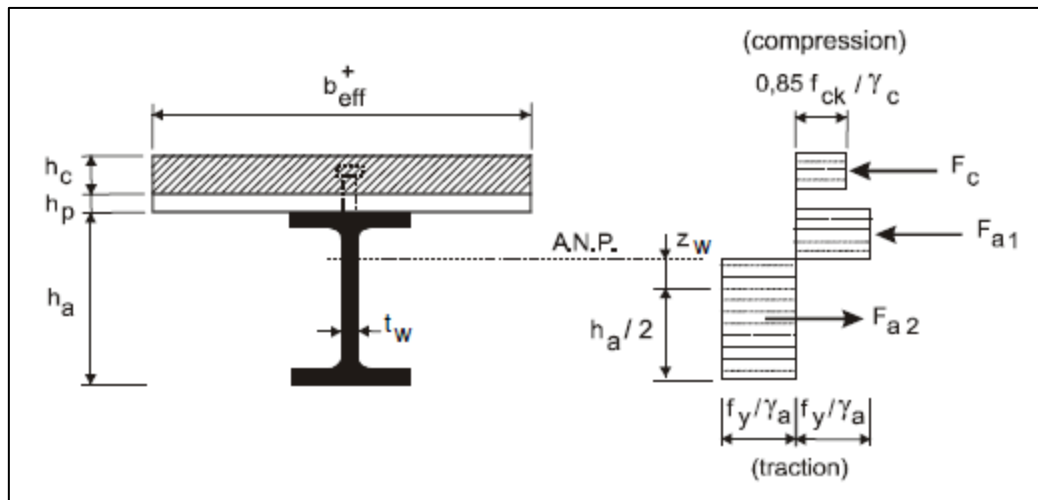


Figure V-5 : Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive)

Position de l'axe neutre :

$$F_c = B_{eff} \times h_c \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec :

B_{eff} : Largeur efficace de la section en béton

h_c : Épaisseur de la dalle

F_{ck} : Résistance à la compression à 28 jours.

γ_c : coefficient du béton 1.5

$$F_c = 3460 \times 450 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 30078,40 \text{ KN}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{1,1} = 39663 \text{ KN}$$

Condition 1 :

$F_c > F_a \rightarrow$ Axe neutre plastique dans la dalle

$F_c < F_a \rightarrow$ Axe neutre plastique dans la poutre

Dans notre cas : **L'axe neutre se trouve dans la poutre métallique**

Condition 2 :

$F_c \cdot F_a \leq 2b_f \times t_f / \gamma_a \rightarrow$ Axe neutre plastique dans la semelle

$F_c \cdot F_a \geq 2b_f \times t_f / \gamma_a \rightarrow$ Axe neutre plastique dans l'âme

$$2b_f \times \frac{t_f}{\gamma_a} = 2 \times 800 \times 35 \times \frac{355}{1,1} = 1,80 \times 10^7 \text{ N}$$

$F_c \cdot F_a = 1,19 \times 10^{12} \text{ N} \geq 1,80 \times 10^7 \text{ N} \rightarrow$ **Axe neutre plastique dans l'âme**

$$Z_w = \frac{F_c}{2 \times t_w \times f_y \times \gamma_a} = 1553,34 \text{ mm}$$

Calcul du moment de résistance plastique :

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_c (0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5F_c \times Z_w$$

Avec :

$M_{pl,Rd}$: moment de résistance plastique dans la poutre en acier.

F_c : Force de compression agissant au niveau de la dalle en béton armé

$$M_{pl,Rd} = 51999,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = M_a + p(1 + V_{1a} + h_c - V_{1m}) + p \left(V_{1m} - \frac{h_c}{2} \right) = 13446,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 13446,71 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 51999,35 \text{ KN.m}$$

La section mixte résiste donc aux sollicitations des moments fléchissant dues au diverses charges et surcharges aux états limites ultimes.

➤ **Vérification de la résistance à l'effort tranchant :**

$$\text{Condition à vérifié : } V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

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

A_v : est l'aire de cisaillement.

$$\text{Pour PRS : } A_v = (H - 2t_f) \times t_w = 66900 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times 355 \times \frac{66900}{1,1} = 12522,46 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 557,897 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 12522,46 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au voilement par cisaillement :**

La condition suivante doit être satisfaite pour que l'élément soit bien résistant au voilement par cisaillement, et ceci d'après l'eurocode 3

$$V_{b,Rd} = V_{b,wRd} + V_{bf,Rd} \leq V_{pla,Rd} = \frac{\eta \times f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{b,Rd} = V_{b,wRd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w \cdot t_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} + \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yt}}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \left(\frac{M_{Sd}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$

Avec :

$V_{b,wRd}$: Valeur de calcul de la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement.

$V_{bf,Rd}$: Valeur de calcul de la contribution de la semelle à la résistance au voilement par cisaillement.

$M_{f,Rd}$: Moment de résistant de calcul de la partie efficace de la section transversale composée uniquement des semelles.

χ_w : Coefficient de réduction

$\eta=1,2 \rightarrow$ Acier S235 jusqu'à S355.

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,789$$

Avec :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon_w \cdot \sqrt{K_\tau}}$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{2230}{37,4 \times 30 \times 0,81 \times 2,37} = 1,035$$

$$\bar{\lambda}_w = 1,035 > \frac{0,6}{\eta} = 0,5$$

$$K_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + K_{\tau s}$$

$K_{\tau s} = 0$, s'il n'y a pas de raidisseurs longitudinaux

$$K_{\tau} = 5,65$$

$$\sqrt{K_{\tau}} = 2,37$$

Contribution de la semelle :

$$V_{b,fRd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yt}}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \left(\frac{M_{Sd}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 2772,62 \text{ KN}$$

$$M_{f,Rd} = t_f \times b \times \frac{f_{yf}}{\gamma_{m0}} \times (h_w + t_f) = 20467,36 \text{ KN.m}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot t_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 9835,08 \text{ KN}$$

$$V_{b,Rd} = 9835,08 + 2772,62 = 12607,7 \text{ KN}$$

$$V_{b,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = V_{apl,Rd}$$

$$12607,7 \text{ KN} < 14958,30 \text{ KN} \quad \text{condition vérifié}$$

Interaction cisaillement, moment fléchissant et effort tranchant :

$$\bar{\eta}_z = \frac{V_{Sd}}{V_{bw,Rd}} = 0,056 < 1 \rightarrow \text{pas d'interaction}$$

Caractéristique géométrique de section du béton :

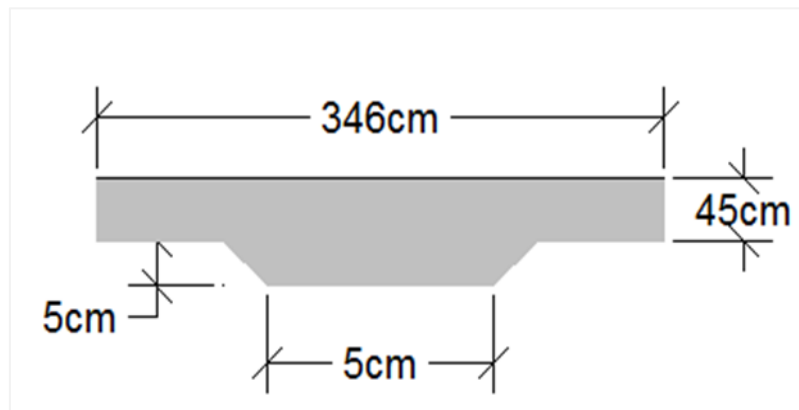


Figure V-6 : Section du béton

Tableau V-3 : La détermination des caractéristiques de la section du béton

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z(cm)	$s_{\Delta} = B \times Z$	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$
1	346× 45	15570	27,5	428175	$2,62 \times 10^6$	$1,43 \times 10^7$
2	80× 5	400	2,5	1000	833,33	3333,33
3	$2 \times \left[(5 \times \frac{5}{2}) \right]$	25	3,33	83,25	34,72	311,94
	Total	15995		$4,29 \times 10^5$		$1,433 \times 10^7$

$$V' = s_{\Delta} / B = 26,83 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - (s_{\Delta} \times V')$$

$$I_G = 2,78 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

- Caractéristique géométrique de la section d'acier :

$$V' = s_{\Delta} / B = 115 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - (s_{\Delta} \times V')$$

$$I_G = 9,885 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Tableau V-4 : La détermination des caractéristiques de la section d'acier

Désignation	Dimension	A (cm ²)	Z(cm)	$s_{\Delta} = B \times Z$	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$
1	80× 3,5	280	1,75	490	285,83	1142,83
2	223×3	669	115	76935	$2,77 \times 10^6$	$1,16 \times 10^7$
3	80× 3,5	280	228,25	63910	285,83	$1,45 \times 10^7$
	Total	1229		$1,41 \times 10^5$		$2,61 \times 10^7$

- Caractéristique de la section mixte :

$$s_n = A + (B/n)$$

Avec :

$$A = 1229 \text{ cm}^2 \text{ et } B=15995\text{cm}^2 \rightarrow \begin{cases} S_{\infty} = 1229 \text{ cm}^2 \\ S_{18} = 2117,61\text{cm}^2 \\ S_{15} = 2295,33 \text{ cm}^2 \\ S_6 = 3894,83 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

$$\text{Ce qui donne} \longrightarrow \begin{cases} a_n = \frac{B \times C}{n \times S_n} \\ a_{\infty} = 0 \text{ cm.} \\ a_{18} = 37 \text{ cm} \\ a_{15} = 40,96 \text{ cm} \\ a_6 = 60,34 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte :**

$$\text{Ce qui donne} \longrightarrow \begin{cases} b_n = \frac{A \times C}{S_n} \\ b_{\infty} = 88,17 \text{ cm.} \\ b_{18} = 51,17 \text{ cm} \\ b_{15} = 47,20 \text{ cm} \\ b_6 = 27,82 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **Moment d'inertie de la section mixte :**

$$I_{Gba} = I_A + \left(\frac{I_B}{n}\right) + \left(\frac{B \times A}{n \times S_n} \times c^2\right)$$

$$\text{Ce qui donne} \longrightarrow \begin{cases} I_{\infty} = 9,885 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\ I_{18} = 1,40 \times 10^7 \text{ cm}^4 \\ I_{15} = 1,45 \times 10^7 \text{ cm}^4 \\ I_6 = 1,69 \times 10^7 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

- **Détermination des caractéristiques de la section mixte :**

$$V_{bn} = b_n + 26,83$$

$$V_{sn} = b_n - 26,83$$

$$V_{in} = a_n + 115$$

Tableau V-5 : Les caractéristiques géométriques de la section mixte

N	∞	18	15	6
Sn (cm ²)	1229	2117,61	2295,33	3894,83
an(cm ²)	0	37	40,96	60,34
bn(cm)	88,17	51,17	47,20	27,82
IG (cm ⁴)	$9,885 \times 10^6$	$1,40 \times 10^7$	$1,45 \times 10^7$	$1,69 \times 10^7$
Vbn(cm)	115	78	74,03	54,65
$W_b = \frac{I}{V_{bn}} (cm^3)$	$8,59 \times 10^4$	$1,79 \times 10^5$	$1,98 \times 10^5$	$3,09 \times 10^5$
Vsn(cm)	61,34	24,34	20,73	0,99
$W_s = \frac{I}{V_{sn}} (cm^3)$	$1,61 \times 10^5$	$5,75 \times 10^5$	$7,11 \times 10^5$	$1,70 \times 10^7$
Vin(cm)	115	152	155,96	175,34
$W_i = \frac{I}{V_{in}}$	$8,59 \times 10^4$	$9,21 \times 10^4$	$9,29 \times 10^4$	$9,63 \times 10^4$

V.3.4. Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section

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

- Le retrait du béton.
- Une différence de température entre l'acier et le béton.

V.3.4.1. Effets du retrait :

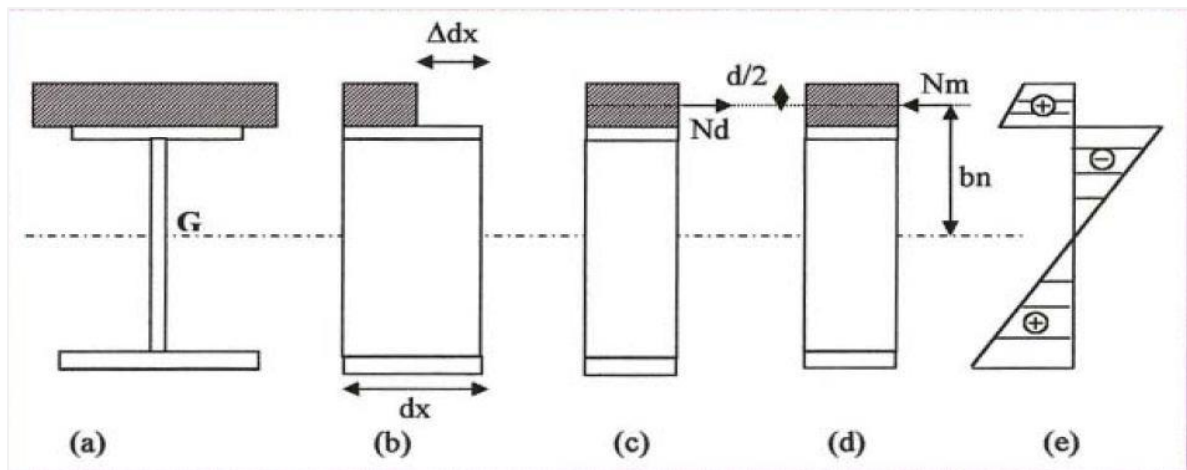
Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

- **Hypothèse de calcul :**

1. Nous considérons une poutre à inertie constante.
2. Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.
3. $n = 15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

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

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



FigureV-7 : Effets du retrait du béton dans la section mixte

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

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_r$$

$$\begin{cases} E_b = \frac{E_a}{n} \\ \varepsilon_r = \text{coefficient de retrait} \end{cases}$$

En considérant que $\Delta dx = \varepsilon_r \times dx$ (figure b)

Avec ε_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à $\varepsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$

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

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

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

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

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \sigma_{a1} = -\eta \beta \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m b_n \sigma_{a2} = -\eta (\sigma_b \times \frac{\omega}{l}) V_a$

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

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \sigma_{b1} = \beta \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m b_n \sigma_{a2} = (\sigma_b \times \frac{\omega}{l}) V_b$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta \beta \sigma_b - \eta (\sigma_b \times \frac{\omega}{l}) V_a$
- Dans le béton : $\sigma_b = -\beta \sigma_b - (\sigma_b \times \frac{\omega}{l}) V_b$

$$\beta = \frac{B/15}{A+B/15} = \frac{15995/15}{1229+15995/15} = 0,46$$

$$W_{15} = b_{15} \times B/15 = 50330,93 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 712685,96 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 712685,96 \text{ kg.cm}$$

❖ Contraintes résultantes :

- Dans le béton : $\sigma_{br} = \sigma_b (1 - \beta) - (M/W_b) = 4,04 \text{ kg/cm}^2$
- Dans l'acier : $\sigma_{sr} = -\eta \beta \sigma_b - \eta (M/W_s) = -112,73 \text{ kg/cm}^2$

V.3.4.2 Effet de la différence de température entre l'acier et le béton

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

- Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0^\circ\text{C}$), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 10°C (prescrit dans les normes), correspond à un retrait spécifique de :

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

ε_t : coefficient de retrait dû à la différence de température .

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

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

$$\sigma_b = \varepsilon_t \times \frac{E_a}{n} = \pm 10^{-4} \times \frac{2,1 \times 10^6}{6}$$

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

$$\beta = \frac{B/6}{A+B/6} = \frac{15995/6}{1229+15995/6} = 0,684$$

$$W_6 = b_6 \times B/6 = 74163,48 \text{ cm}^3$$

$$M_6 = \sigma_b \times W_6 = 259572,8 \text{ kg.cm}$$

$$M_6 = \sigma_b \times W_6 = 259572,8 \text{ kg.cm}$$

❖ Contraintes résultantes :

- Dans le béton : $\sigma_{bT} = \sigma_b(1 - \beta) - (M/W_b) = 7,55 \text{ kg/cm}^2$
- Dans l'acier : $\sigma_{sT} = -\eta\beta\sigma_b - \eta (M/W_s) = -359,32 \text{ kg/cm}^2$

V.3.4.3 Vérification de la fatigue :

Les efforts sont tirés du SAP2000 :

$$M_{sd} = 1691.40 \text{ KN.m} \quad V_{sd} = 7.150 \text{ KN} \quad N_{sd} = 2415.03 \text{ KN}$$

$$\Delta 6_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{2415.03 \times 10^3}{122900} + \frac{1691.40 \times 10^3 \times 10^3 \times 1.15 \times 10^3}{9.855 \times 10^6 \times 10^4} = 39.39 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{\max}.$$

Avec

$$\checkmark \lambda_1 = 0.64 \text{ d'après la courbe du « damage equivalent factor } \lambda_1 \text{ »}.$$

$$\checkmark \lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{1/m} = \frac{Q_0}{Q_0} \left(\frac{40 \times 365}{2 \times 10^6} \right)^{1/3} = 0,9$$

$$\checkmark \lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/m} = \left(\frac{100}{100} \right)^{1/3} = 1,0$$

$$\checkmark \lambda_4 = \left(\sum_{j=1}^k \frac{N_j}{N_i} \left(\frac{h_j \times Q_{mj}}{\eta_1 \times Q_1} \right)^m \right) = 1,0$$

$$\lambda_{\max} = 1.357 \cdot \frac{\Delta 6_{\max}}{\Delta 6_{FLM}} = 1.357 \times \frac{\Delta 6_c(n = 5 \times 10^6)}{\Delta 6_{\max(UIC71)}} = 1.357 \times \frac{60}{39,39} = 2.06$$

$$\lambda = 0.64 * 0.9 \times 1 \times 1 = 0.576 \leq 1.15$$

Donc :

$$\gamma_f \times \lambda * \phi_2 \times \Delta 6_{71} \leq \frac{\Delta 6_c(n = 2 \times 10^6)}{\gamma_{MF}}$$

$$1 \times 0.576 \times 1.03 \times 39.39 \leq \frac{80}{1.35}$$

$$40.57 \text{ N/mm}^2 \leq 59.25 \text{ N/mm}^2$$

Donc la vérification à la fatigue est vérifiée.

V.4 Calcul de la dalle

V.4.1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges ferroviaires et à transmettre ces derniers aux poutres, L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restant dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale). Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle est effectué par le logiciel SAP2000.

V.4.2 Les résultats numériques

L'hourdis a été modélisé dans notre étude en élément Shell. Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues d'après notre model, et on a pris la valeur maximum.

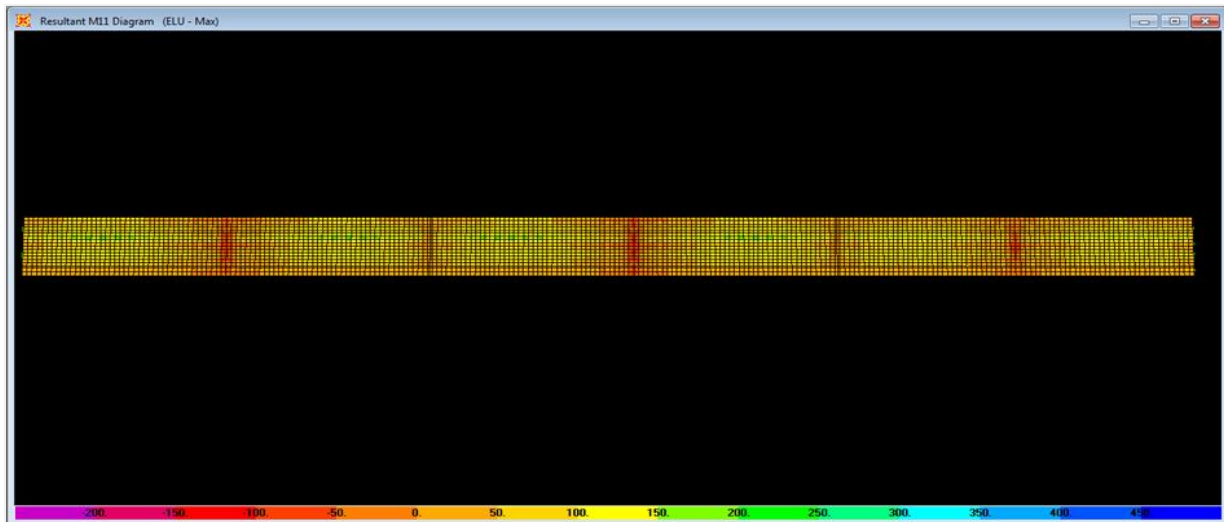


Figure V-8 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle

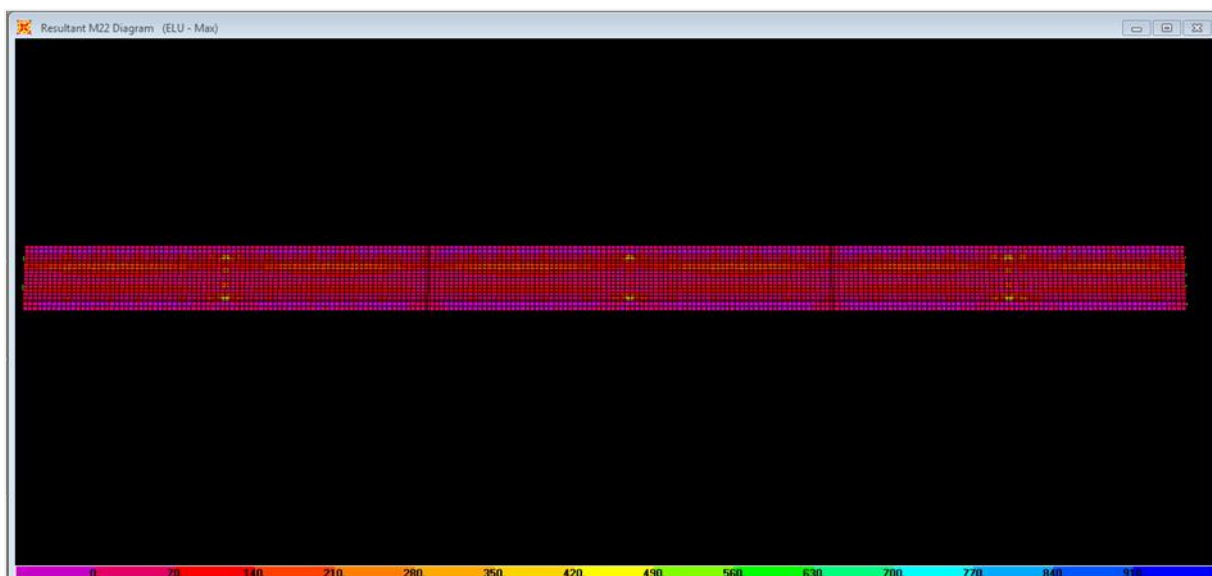


Figure V-9 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle

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

Tableau V-6 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis(KN.m)

		ELU	ELS
M_{11} Longitudinale	Mt_{max}	471,535	370,991
	$Mapp_{max}$	-241,393	-249,612
M_{22} Transversale	Mt_{max}	95,211	672,503
	$Mapp_{max}$	-61,115	-80,496

Tableau V-7 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN)

	ELU	ELS
T_{11} Longitudinale	916,289	708,139
T_{22} Transversale	1417,211	1118,408

V.4.3. Détermination de ferrailage

On a une dalle de 45 cm d'épaisseur

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

- **Sens longitudinale :**

En travée :

ELU : $M_U=471,535$ KN.m

$B=1m$; $h=0,45$ m ; $d = 0,405$ m ; $f_{bc} = 14,66$ Mpa.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,203 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section a simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,286$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,358 \text{ m}$$

$$AS = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 30,29 \text{ cm}^2 \text{ (calculé) et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 431,78 \text{ MPa.}$$

On adopte alors un ferrailage $10\phi 20 = 31,42 \text{ cm}^2$

Le reste des résultats est résumé dans les tableaux qui suivent :

Tableau V-8 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Travée

	Sens longitudinale	Sens transversale
M_U	471,535	954,211
μ_u	0,203	0,396
α	0,286	0,669
$Z(m)$	0,358	0,296
AS	$7\phi 32$	$9\phi 40$

Tableau V-9 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Appuis

	Sens longitudinale	Sens transversale
M_U	241,893	61,115
μ_u	0,103	0,025
α	0,136	0,031
$Z(m)$	0,38	0,399
AS	$8\phi 25$	$9\phi 14$

- **Vérification a l'ELS :**

$$M_s = 370,991 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc}(x - d') - n A_{st}(d - x) = 0$$

Avec :

$$A_{sc} = 0 ; \quad n: \text{coefficient d'équivalence} = 15$$

$$50 x^2 - 471,3 (40,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2009,88$$

$$x = 15,38 \text{ cm}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 4,186 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{370,991 \times 15,38 \times 10^{-2}}{4,186 \times 10^{-3}} = 13,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,63 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 333,94 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 201,33 \text{ MPa} \text{ Condition non vérifiée}$$

On augmente la section d'armature on adopte $A_s = 7\phi 32 = 56,30 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 11,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

$$\sigma_{st} = 193,239 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 201,33 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

Les choix de ferrailage de l'hourdis, après vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-10 : Tableau récapitulatif des choix de ferrailage en travée et en appuis

	Longitudinal en travée	Longitudinal en en appui	Transversal en Appui	Transversal en travée	
Moment en service(KN.m)	370,991	249,612	80,496	672,503	
σ_{st}	193,239	182,37	158,04	181,59	$\overline{\sigma_{st}} = 201,33$ MPa
σ_{bc}	11,42	8,7	3,95	12,10	$\overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa
A_{st}	7 ϕ 32	8 ϕ 25	9 ϕ 14	9 ϕ 40	C.V
Esp (cm)	20	20	16	20	

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,45 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{\min} \geq 3,45 \text{ cm}^2$$

CV

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Effort tranchant longitudinale :

$$T_u = 916,289 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_{0,d}} = \frac{916,289 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 2,26 \text{ MPA}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_0} ; 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 2,26 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPA} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Effort tranchant transversale :

$$T_u = 1417,211 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_{0,d}} = \frac{1417,211 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 3,14 \text{ MPA}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0,27 \cdot f_{c28}}{\gamma_0} ; 7 \text{ MPA} \right) = 4,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 3,14 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 4,5 \text{ MPA} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

V.5 Les entretoises

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type profilé laminé qui a une limite élastique de 355MPa.

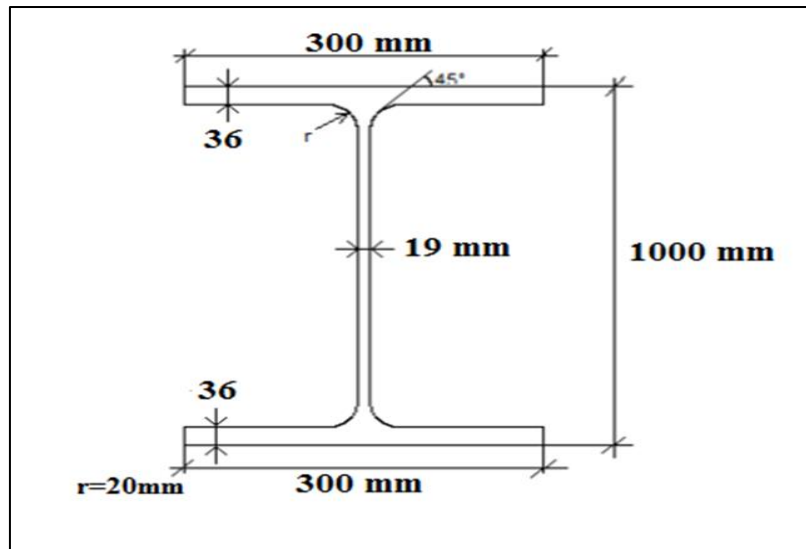


Figure V-10 : Section de l'entretoise

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises, nous est donné par le logiciel de calcul SAP2000. Les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

Tableau V-11 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise

	$M_{max}(KN.m)$	T_{max}
Entretoise	348,017	226,27

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

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

$$M_{sd} = 382,629 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$W_{pl,y}$:Module de flexion plastique

$$W_{pl,y} = 14855 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{14855 \times 10^3 \times 355}{1,1} = 4794,113 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 382,629 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 4794,113 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification vis-à-vis a l'effort tranchant :**

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = 226,395 \text{ KN}$$

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

A_v : est l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_{f+} (t_w - 2r) \times t_f = 21165 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times 355 \times \frac{21165}{1,1} = 3961,703 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 226,395 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 3961,703 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau = \frac{T_u}{h_w \times t_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0,6 \times \frac{2}{3} \sigma_e = 0,6 \times \frac{2 \times 355}{3} = 142 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{226,27 \times 10^3}{19 \times 928} = 12,83 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 12,83 \text{ N/mm}^2 < 142 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6 Les connecteurs

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

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

V.6.1 Le choix du connecteur :

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons, car c'est le plus fréquemment utilisé. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.

La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre.



Figure V-11 : Connecteurs de type goujons

V.6.2 Dimensionnement d'un goujon

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

$$16 \leq d \leq 22 \rightarrow \text{soit } d = 22\text{mm}$$

h: la hauteur du connecteur $h \geq 4 \times d$

$$h \geq 4 \times 22 \rightarrow h \geq 88$$

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

V.6.3 Espacement des connecteurs

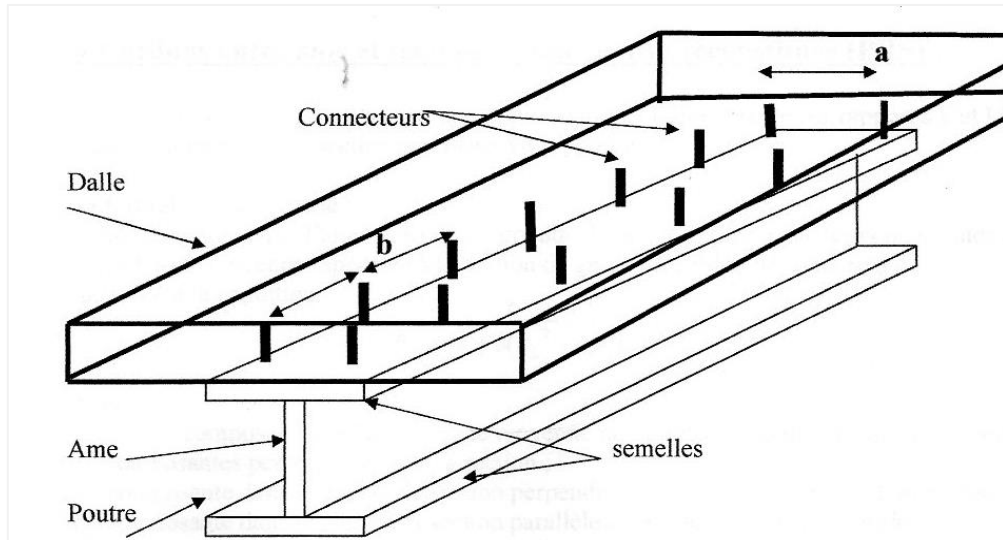


Figure V-12 : La connexion de la dalle avec la poutre

➤ **Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs :**

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

e_d : épaisseur de la dalle

$$b \leq \min (4 \times 45 ; 80) \text{ cm}$$

$$b \leq \min (180 ; 80) \text{ cm}$$

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

➤ **Espacement transversal entre deux connecteurs opposés :**

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

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

La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 355 \text{ MPa}$

$$a' = \min(100 \text{ mm} ; 256,28 \text{ mm})$$

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

Donc :

$$a = 800 - (2 \times a')$$

$$a = 800 - (2 \times 100) = 600 \text{ mm.}$$

V.6.4 Le nombre total des connecteurs

$$F = \sigma_e \times A_g$$

F : la force d'un connecteur.

σ_e : la limite élastique

A_g : la section d'un connecteur

$$F = \frac{\pi d^2}{4} \times 355 \times 10^{-3} = 134,94 \text{ KN.}$$

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

On divise la travée en plusieurs parties.

➤ **Tronçon [0-80m] : L=80 m**

$$V = 4235,85 \text{ KN}$$

$$E_p = \frac{134,94}{4235,85} = 0,031$$

On prendra un espacement de 60mm (2 files de connecteurs)

$$\text{Le nombre de connecteur : } N = \frac{80}{0,060} \cdot 2 = 2666 \text{ connecteurs.}$$

➤ **Tronçon [80-160m] : L=80 m**

$$V = 4264,32 \text{ KN}$$

$$E_p = \frac{134,94}{4264,32} = 0,031 \text{ m} = 31\text{mm}$$

On prendra un espacement de 60mm (2 files de connecteurs)

$$\text{Le nombre de connecteur : } N = \frac{80}{0,060} \cdot 2 = 2666 \text{ connecteurs}$$

➤ **Tronçon [160-230m] : L=70 m**

$$V = 3789,98 \text{ KN}$$

$$E_p = \frac{134,94}{3789,98} = 0,035 \text{ m} = 35\text{mm} ;$$

On prendra un espacement de 60mm (2 files de connecteurs)

$$\text{Le nombre de connecteur : } N = \frac{70}{0,060} \cdot 2 = 2334 \text{ connecteurs}$$

Le nombre total de connecteurs 7666 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 Assemblage poutre-poutre avec couvre-joint

Couvre joint et PRS : S 355.

Boulons : M27 de classe 10.9 (H.R) ; $d=27\text{mm}$; $d_0 = 30\text{mm}$.

V.7.2.1 Efforts et moment de calcul (l'ELU)

$$M_{sd} = 15211,99 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 11382,53 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 780,43 \text{ KN.}$$

V.7.2.1.1 Couvre-joint semelle :

$N_{sd,Fp,c} \leq N_{Rd,Fp,c}$: Effort de compression s'exerçant dans un couvre-joint de semelle.

$N_{sd,Fp,t} \leq N_{Rd,Fp,t}$: Effort de traction s'exerçant dans un couvre-joint de semelle.

$$N_{sd,Fp,c} = \frac{M_{sd}}{h_{uc}} + N_{sd} \times \left(\frac{A_{F,uc}}{A_{uc}} \right) = \frac{15211,99}{2,3} + 11382,53 \times \frac{0,028}{1229 \times 10^{-4}} = 9207,96 \text{ KN.}$$

$$N_{Rd,Fp,c} = \frac{A_{fp} \times f_{y,p}}{\gamma_{M0}} \quad \text{si} \quad \frac{P_{1,fpj}}{t_{fp}} < 9\varepsilon$$

Avec :

$$P_{1,fpj} = 130\text{mm} \quad \text{Et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,813.$$

Donc :

$$\frac{P_{1,fpj}}{t_{fp}} = \frac{130}{35} = 3,71 < 9\varepsilon = 7,32 \quad \text{pas de risque de voilement du couvre – joint}$$

❖ **Boulons du couvre-joint de la semelle :**

$N_{sd,Fp,c} \leq V_{Rd,Fp}$: Résistance de calcul du groupe de boulons travaillant à la pression diamétrale.

$$V_{Rd,Fp} = \begin{cases} \sum F_{b,Rd} & \text{si } F_{V,Rd} \geq (F_{b,Rd})_{\max} \\ n_{Fp} \times (F_{b,Rd})_{\min} & \text{si } (F_{b,Rd})_{\min} < F_{V,Rd} < (F_{b,Rd})_{\max} \\ n_{Fp} \times F_{V,Rd} & \text{si } (F_{b,Rd})_{\min} > F_{V,Rd} \end{cases}$$

❖ **La résistance de calcul à la pression diamétrale d'un boulon pour le couvre joint de la semelle :**

$$F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_{up} \times d \times t_{fp}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$\alpha_b = \min \left(\alpha_d; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0 \right)$$

Pour les boulons de rive :

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_{1,fp}}{3 \times d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0 \right) = \min \left(\frac{60}{3 \times 30}; \frac{1000}{210}; 1,0 \right) = 0,66$$

Pour les boulons intermédiaires :

$$\alpha_b = \min \left(\frac{P_{1,fp}}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0 \right) = \min \left(\frac{60}{3 \times 30} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{210}; 1,0 \right) = 0,65$$

$$K_1 = \left(2,8 \times \frac{e_{2,fp}}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{P_{2,fp}}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,5$$

Ce qui donne :

$$(F_{b,Rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 510 \times 27 \times 35 \times 10^{-3}}{1,25} = 636,174 \text{ KN pour boulons de rive}$$

$$(F_{b,Rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 510 \times 27 \times 35 \times 10^{-3}}{1,25} = 626,535 \text{ KN pour boulons interieurs}$$

$$\frac{P_{1,fp,j}}{t_{fp}} = \frac{130}{30} = 4,33 < 9\varepsilon = 7,32$$

Donc on n'a pas un risque de voilement.

❖ **Boulons du couvre-joint de l'âme :**

$$F_{Sd,Wp} \leq V_{Rd,Wp}$$

$$V_{Rd,Wp} = \begin{cases} \sum F_{b,Rd} & \text{si } F_{V,Rd} \geq (F_{b,Rd})_{\max} \\ n_{Fp} \times (F_{b,Rd})_{\min} & \text{si } (F_{b,Rd})_{\min} < F_{V,Rd} < (F_{b,Rd})_{\max} \\ n_{Fp} \times F_{V,Rd} & \text{si } (F_{b,Rd})_{\min} > F_{V,Rd} \end{cases}$$

❖ **La résistance de calcul à la pression diamétrale d'un boulon pour le couvre joint d'âme :**

$$F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_{up} \times d \times t_{Wp}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0\right)$$

Pour les boulons de rive :

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{1,Wp}}{3 \times d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{60}{3 \times 30}; \frac{1000}{210}; 1,0\right) = 0,66$$

Pour les boulons intermédiaires :

$$\alpha_b = \min\left(\frac{P_{1,Wp}}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{60}{3 \times 30} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{210}; 1,0\right) = 0,65$$

$$K_1 = \left(2,8 \times \frac{e_{2,fp}}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{P_{2,fp}}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min\left(2,8 \times \frac{30}{30} - 1,7; 1,4 \times \frac{510}{30} - 1,7; 2,5\right) = 1,1$$

Ce qui donne :

$$(F_{b,Rd})_{\min} = \frac{1,1 \times 0,66 \times 510 \times 27 \times 30 \times 10^{-3}}{1,25} = 239,93 \text{ KN pour boulons de rive}$$

$$(F_{b,Rd})_{\max} = \frac{1,1 \times 0,65 \times 510 \times 27 \times 30 \times 10^{-3}}{1,25} = 236,29 \text{ KN pour boulons interieurs}$$

❖ La résistance de calcul au cisaillement d'un boulon $F_{V,Rd}$ est :

$$F_{V,Rd} = \frac{\beta_p \times \alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha_v = 0,5$ Pour les boulons de classe 10.9 ; $\beta_p = 1$ car on a absence des cales.

$$F_{V,Rd} = \frac{1 \times 0,5 \times 1000 \times 459 \times 10^{-3}}{1,25} = 183,6 \text{ KN}$$

$$Et(F_{b,Rd})_{\min} > F_{V,Rd} \cdot$$

Donc :

$$V_{Rd,Wp} = n_{Wp} \times F_{V,Rd} = 120 \times 183,6 = 22032 \text{ KN}$$

$$N_{sd,Wp,c} = 3098,03 \text{ KN} < V_{Wd,Fp} = 22032 \text{ KN}$$

La résistance du groupe de boulons est vérifiée.

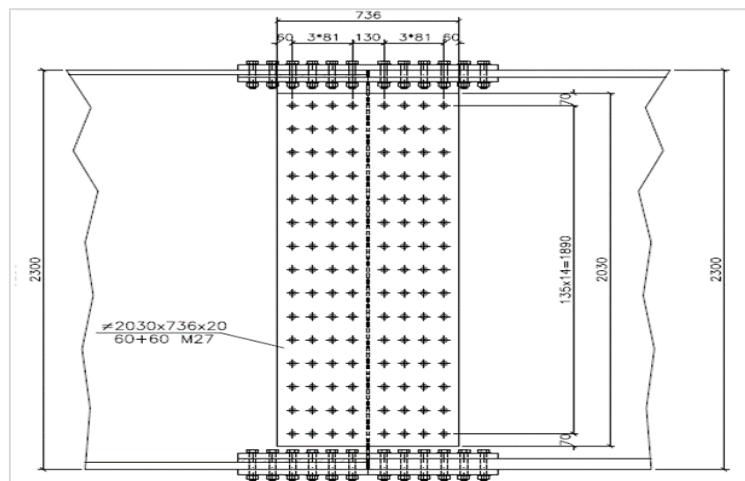


Figure- 14 : Assemblage couvre-joint d'âme

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction générale

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage. Cette partie consiste à étudier les équipements, les piles, les culées ainsi que leurs fondations. Vu la géométrie et l'importance des structures et des superstructures, les appuis adoptés sont proportionnels.

VI.2 étude des équipements

VI.2.1 Introduction

Les principaux équipements des ponts sont les appareils d'appuis et les joints de chaussée. Dans cette partie nous traitons puis nous vérifions le dimensionnement.

IV.2.2 Les appareils d'appuis

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur la maçonnerie des appuis (**culées ou piles**). Elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « **appareils appuis** » qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis.



Figure VI-1 : photo réelle d'un appareil d'appuis

VI.2.3 Le rôle des appareils d'appuis

Transmettre les charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer les mouvements du tablier.

VI.2.4 Les types des appareils d'appuis

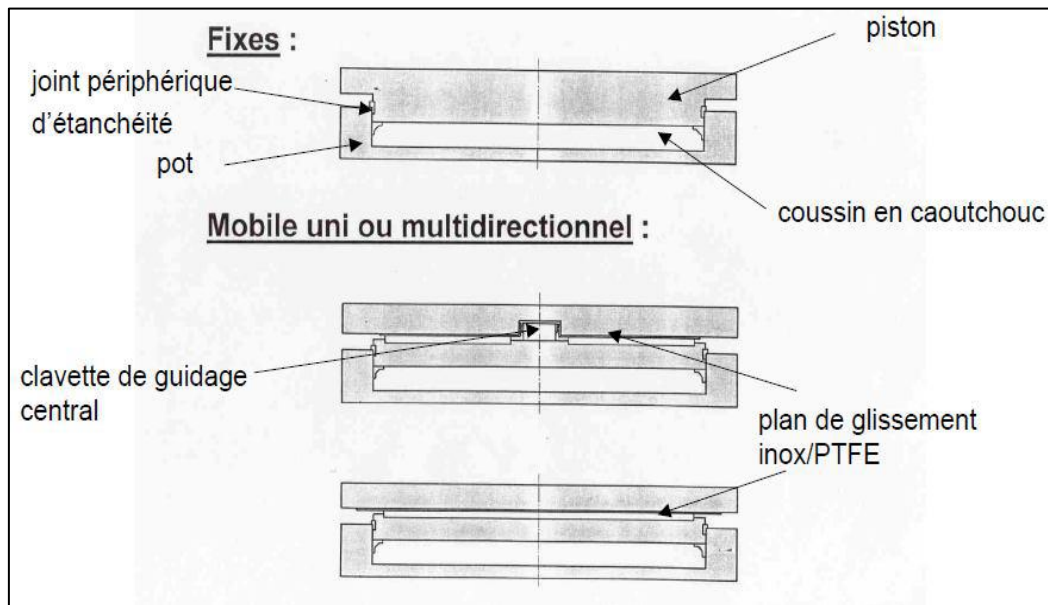


Figure VI-2 : Appareils d'appuis à pot

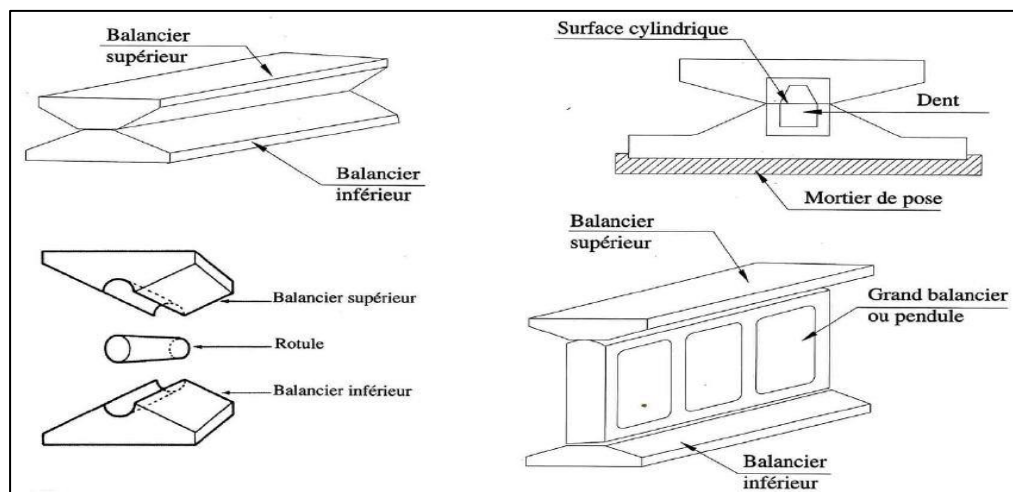


Figure VI-3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier

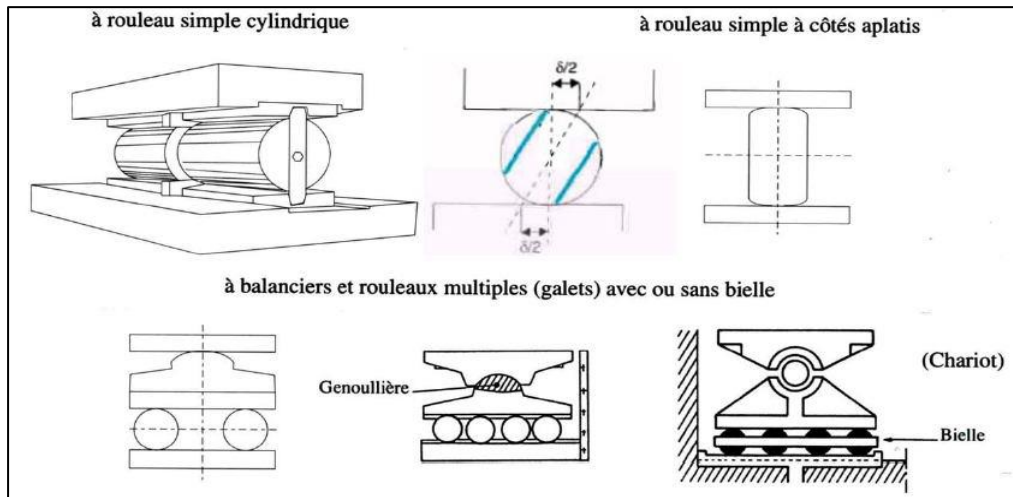


Figure VI-4 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple

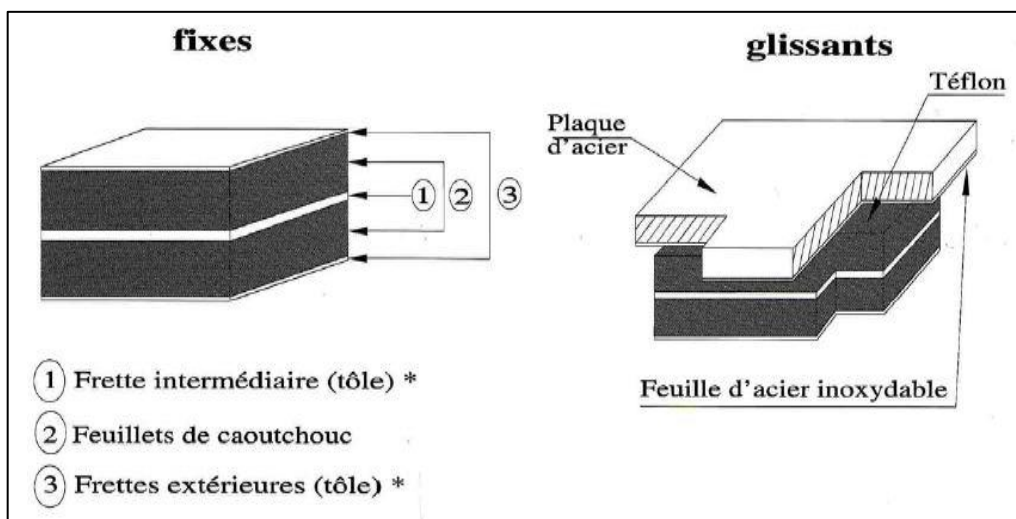


Figure VI-5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté

Dans notre projet on utilise des appareils d'appuis glissant. Ces derniers sont constitués de dispositifs de support structurel avec un disque d'élastomère confiné. Les rotations autour de tout axe horizontal sont assurées par la déformabilité d'un disque, ou palier, élastomère non armé, confiné dans une base en acier monolithique (cup).

L'élastomère se comporte comme un fluide qui, soumis à une pression triaxiale, offre une faible résistance aux déformations et une rigidité verticale élevée simultanée, en plus des charges de compression verticales, les Vasoflon peuvent transférer des forces et / ou permettre le glissement dans une ou plusieurs directions du plan horizontal selon les différents types.

Dans les supports de type mobile, les mouvements de translation sont obtenus par le glissement mutuel de deux surfaces planes en contact, l'une en acier inoxydable, l'autre en PTFE.

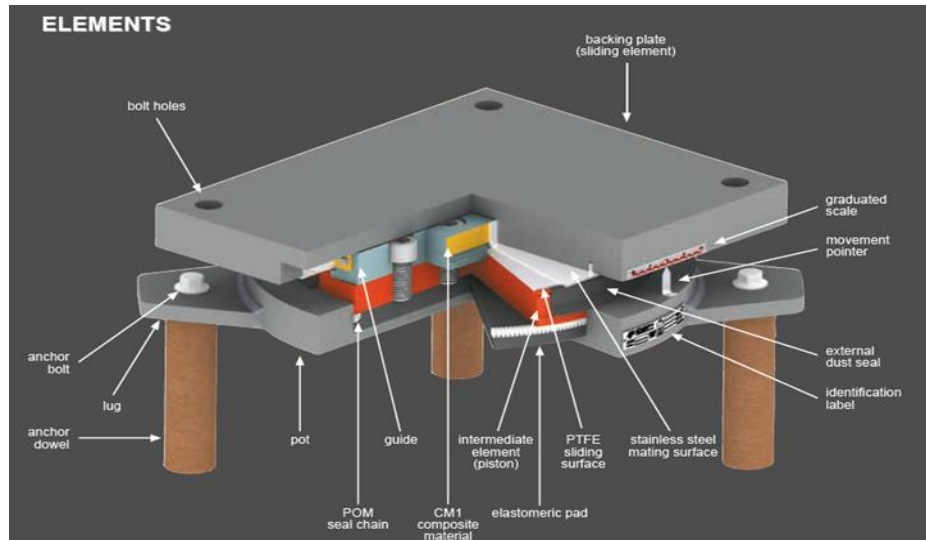


Figure VI-6 : les différents éléments constructifs de l'appareils d'appuis

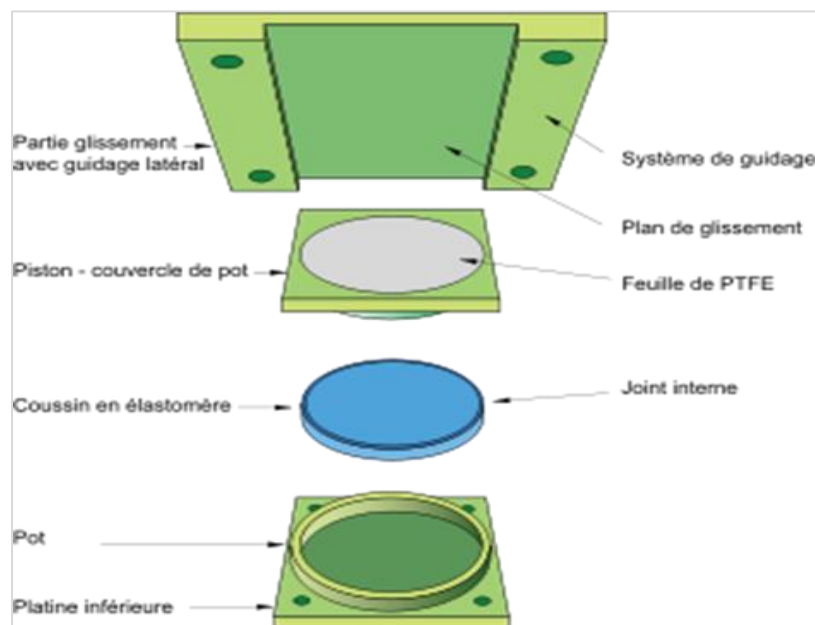


Figure VI-7 : Schéma détaillé des éléments d'appareils d'appuis glissant

VI.2.5 Dimensionnement des appareils d'appuis

Pour la détermination de l'appareil d'appuis, nous considérons les efforts normaux et l'effort tranchant comme suit :

$$N_{\max} = 11222 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 2643 \text{ KN}$$

D'après le tableau VI-1 du document technique « VASOFLAN BEARINGS », page 11, on adopte un appareil d'appuis VF1200-360 qui a un effort normal et un effort tranchant résistants de :

$$N_{\text{res}} = 12000 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{\text{res}} = 3600 \text{ KN}$$

Tableau VI-I : des caractéristiques des appareils d'appuis

VF HIGH	DESIGN VERTICAL LOAD	MAXIMUM HORIZONTAL LOAD	BASE ELEMENT DIAMETER	DOWELS (UPPER/LOWER)	UPPER ELEMENT DIAMETER	UPPER OVERALL DIMENSIONS		LOWER OVERALL DIMENSIONS		BEARING TOTAL HEIGHT	BEARING HEIGHT (EXCEPT ANCHORING)
						TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL		
BEARING TYPE	N_{ULS} kN	H_{ULS} kN	D_{ULS} mm	n_{ULS} n	B_{ULS} mm	C_{ULS} mm	D_{ULS} mm	G_{ULS} mm	F_{ULS} mm	H_{ULS} mm	W_{ULS} kg
VF 50-15	500	150	160	4/4	1	150	210	220	220	69	8
VF 100-30	1.000	300	225	4/4	2	200	280	300	300	77	19
VF 150-45	1.500	450	280	4/4	2	255	320	350	350	76	29
VF 200-60	2.000	600	325	4/4	3	265	380	440	440	90	41
VF 250-75	2.500	750	365	4/4	3	315	530	530	470	89	53
VF 300-90	3.000	900	400	4/4	3	350	570	500	500	93	71
VF 350-105	3.500	1.050	440	4/4	3	385	600	530	530	92	85
VF 400-120	4.000	1.200	465	4/4	3	405	630	550	550	97	100
VF 450-135	4.500	1.350	495	6/6	3	425	600	650	670	730	96
VF 500-150	5.000	1.500	520	6/6	3	450	620	680	690	760	100
VF 600-180	6.000	1.800	570	6/6	3	500	670	730	730	810	108
VF 700-210	7.000	2.100	620	8/8	3	580	580	760	800	620	112
VF 800-240	8.000	2.400	670	8/8	3	630	630	810	850	670	111
VF 900-270	9.000	2.700	705	12/12	3	645	650	870	930	710	119
VF 1000-300	10.000	3.000	740	12/12	3	680	700	900	960	740	123
VF 1100-330	11.000	3.300	785	12/12	3	720	950	720	990	790	132
VF 1200-360	12.000	3.600	815	12/12	3	780	980	780	1.020	820	135
VF 1300-390	13.000	3.900	850	12/12	4	815	1.030	820	1.050	850	134
VF 1400-420	14.000	4.200	885	16/16	4	850	1.070	850	1.110	890	144
VF 1500-450	15.000	4.500	920	16/16	4	920	1.140	920	1.140	920	143
VF 1600-480	16.000	4.800	940	6/6	4	830	1.210	1.090	1.200	1.330	167
VF 1700-510	17.000	5.100	985	6/6	4	875	1.250	1.130	1.240	1.380	175
VF 1800-540	18.000	5.400	1.020	6/6	4	910	1.290	1.160	1.270	1.410	174
VF 1900-570	19.000	5.700	1.045	6/6	4	935	1.320	1.190	1.290	1.440	173
VF 2000-600	20.000	6.000	1.075	6/6	4	965	1.350	1.210	1.320	1.470	192
VF 2250-630	22.500	6.300	1.125	6/6	4	1.015	1.400	1.260	1.360	1.520	191
VF 2500-660	25.000	6.600	1.245	8/8	4	1.135	1.440	1.440	1.640	1.640	190
VF 2750-690	27.500	6.900	1.225	8/8	4	1.115	1.420	1.420	1.620	1.620	199
VF 3000-720	30.000	7.200	1.265	8/8	4	1.155	1.460	1.460	1.660	1.660	197
VF 3250-750	32.500	7.500	1.310	8/8	4	1.200	1.500	1.500	1.710	1.710	205
VF 3500-780	35.000	7.800	1.350	8/8	4	1.240	1.540	1.540	1.750	1.750	204
VF 3750-820	37.500	8.200	1.400	8/8	4	1.290	1.590	1.590	1.800	1.800	205
VF 4000-860	40.000	8.600	1.440	8/8	4	1.330	1.620	1.620	1.840	1.840	225
VF 4500-900	45.000	9.000	1.520	8/8	4	1.410	1.780	1.780	1.890	1.890	231
VF 5000-1000	50.000	10.000	1.605	12/12	4	1.495	1.870	1.870	1.980	1.980	240
VF 5500-1100	55.000	11.000	1.690	12/12	4	1.580	1.950	1.950	2.060	2.060	239
VF 6000-1200	60.000	12.000	1.765	12/12	4	1.655	2.030	2.030	2.140	2.140	247
VF 6500-1300	65.000	13.000	1.840	16/16	4	1.730	2.100	2.100	2.210	2.210	246
VF 7000-1400	70.000	14.000	1.905	16/16	4	1.795	2.170	2.170	2.280	2.280	254
VF 7500-1500	75.000	15.000	1.980	16/16	4	1.870	2.240	2.240	2.350	2.350	273
VF 8000-1600	80.000	16.000	2.055	16/16	4	1.945	2.320	2.320	2.430	2.430	272
VF 9000-1700	90.000	17.000	2.170	16/16	4	2.060	2.430	2.430	2.540	2.540	280
VF 10000-1800	100.000	18.000	2.275	20/20	4	2.165	2.540	2.540	2.650	2.650	288

VI.2.6 Joints de dilatation

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. Dans ce cas, l'extrémité du tablier côté appui mobile permet la dilatation moyennant en général la coupure des rails (AD [pour appareil de dilatation] ou joints de rails) sans joint particulier en dehors d'éventuel traitement de lacunes vis-à-vis de la sécurité du personnel. Pour les ponts plus récents, en général à pose de voie ballastée, la conception du joint de tablier dépend de la longueur dilatable de ce tablier, qui peut nécessiter la présence d'appareil de dilatation de la voie elle-même. En fonction de la longueur dilatable des tabliers et de la nature de ces derniers, il est fait usage de différents types de joints dont certains peuvent permettre également la coupure du ballast. Les joints les plus simples réalisés à partir de simple porte-à-faux du tablier sur le mur garde grève permettent la dilatation, pour les longueurs les plus faibles, du tablier vers le remblai (Figure VI-8). Sur des ouvrages plus anciens, de simples tôles peuvent faire la liaison entre le tablier et le muret d'about. Pour des longueurs plus importantes, il est fait usage de joints sous ballast (Figures VI-8a et VI-8b). Différents modèles de joints de ce type sont également utilisés en cas de pose de voie directe sans ballast. Enfin, pour des viaducs de longueurs importantes, il est fait usage de joints coupe ballast. Ces joints très spécifiques se situent au droit des joints de dilatation de la voie. Il est bien sûr souhaitable que la zone de joint ne soit pas un point de passage privilégié de l'eau. Des dispositions techniques indépendantes du joint peuvent être adaptées.

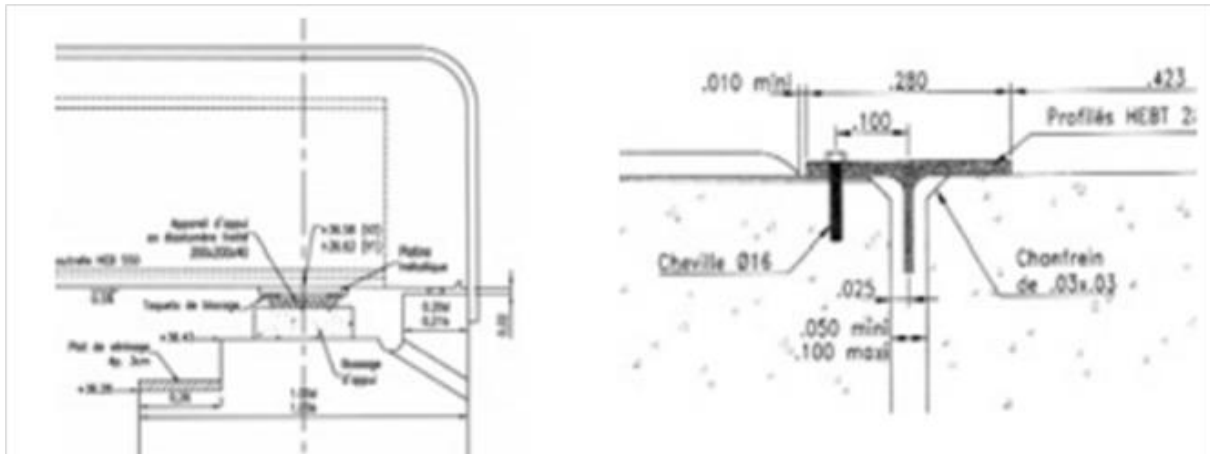


Figure VI-8a : About de tablier

Figure VI-8b : Joint en Te sous ballast

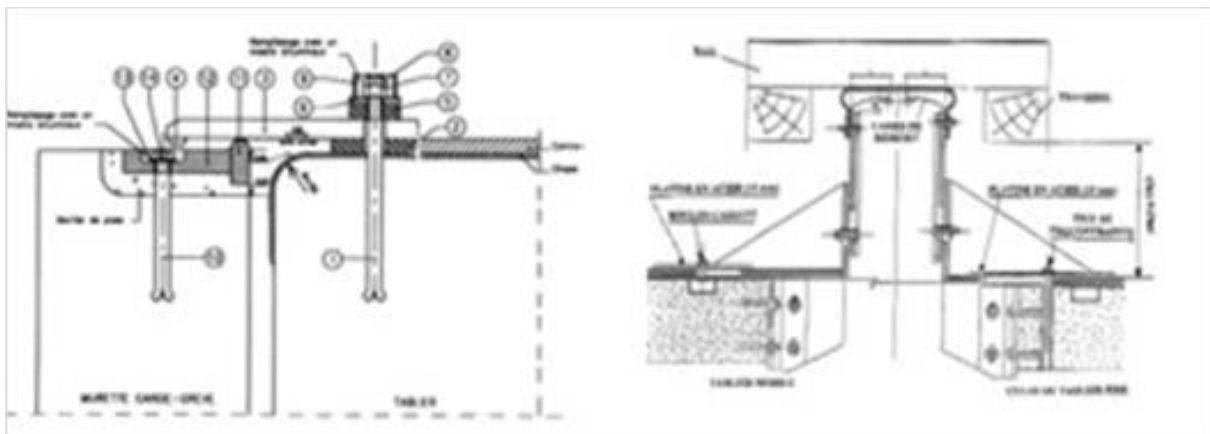


Figure VI-8c : Joint sous tablier

Figure VI-8d : Joint sous ballast

VI.2.7 évacuation des eaux

L'imperméabilisation du tablier est un détail de construction lié 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, protégée du ballast et des agents atmosphériques par une couche de matériel bitumineux avec épaisseur de 4 cm. L'évacuation de l'eau de la plateforme est réalisée à l'aide des tuyaux de drainage (ou gargouilles) réalisées 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.3 Etude des piles

VI.3.1 Introduction

Une pile est un appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent,) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier.....).

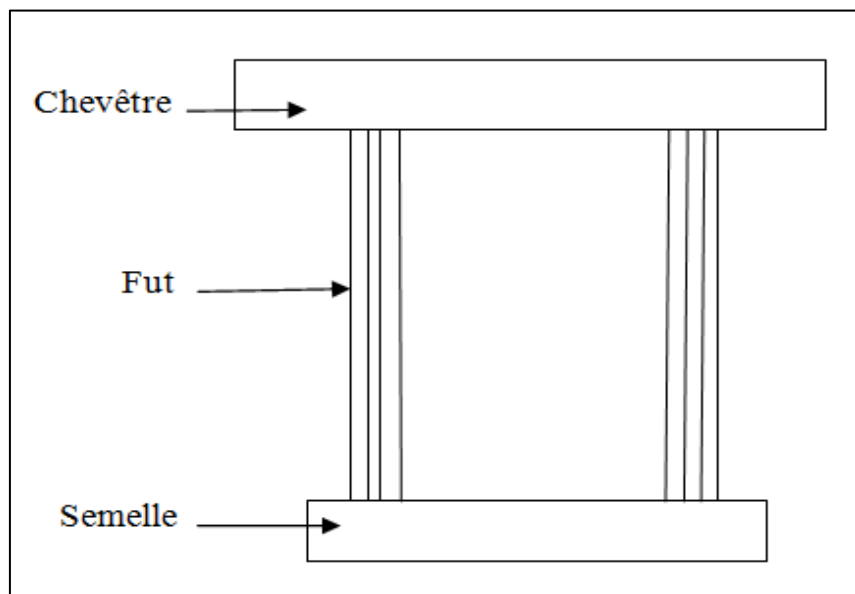


Figure VI-9 : Conception de la pile

VI.3.2 Critères de dimensionnement de la pile

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particuliers :

- ✓ La profondeur de la brèche à franchir
- ✓ Le type de tablier a porté
- ✓ Résistance mécanique et robustesse
- ✓ Facteur d'esthétique

Les dimensions sont représentées sur le tableau VI-1.

Tableau VI-2 : Dimensions des piles

	Hauteur des piles (m)	Hauteur de fût (m)	Dimensions des semelles	Dimensions des chevêtres(m)
Pile 1	11,80	9	12,20× 12,20 × 3,00	h=2,80 L=10,50 e =4,90
Pile 2	16,80	14	12,20× 12,20 × 3,00	h =2,80 L=10,50 e=4,90
Pile 3	28,30	25,50	15,60× 15,60 × 3,50	h=2,80 L=10,50 e=5,90
Pile 4	26,80	24	13,40× 13,40 × 3	h=2,80 L=10,50 e=4,90
Pile 5	14,80	12	12,20× 12,20 × 3,00	h=2,80 L=10,50 e=4,90

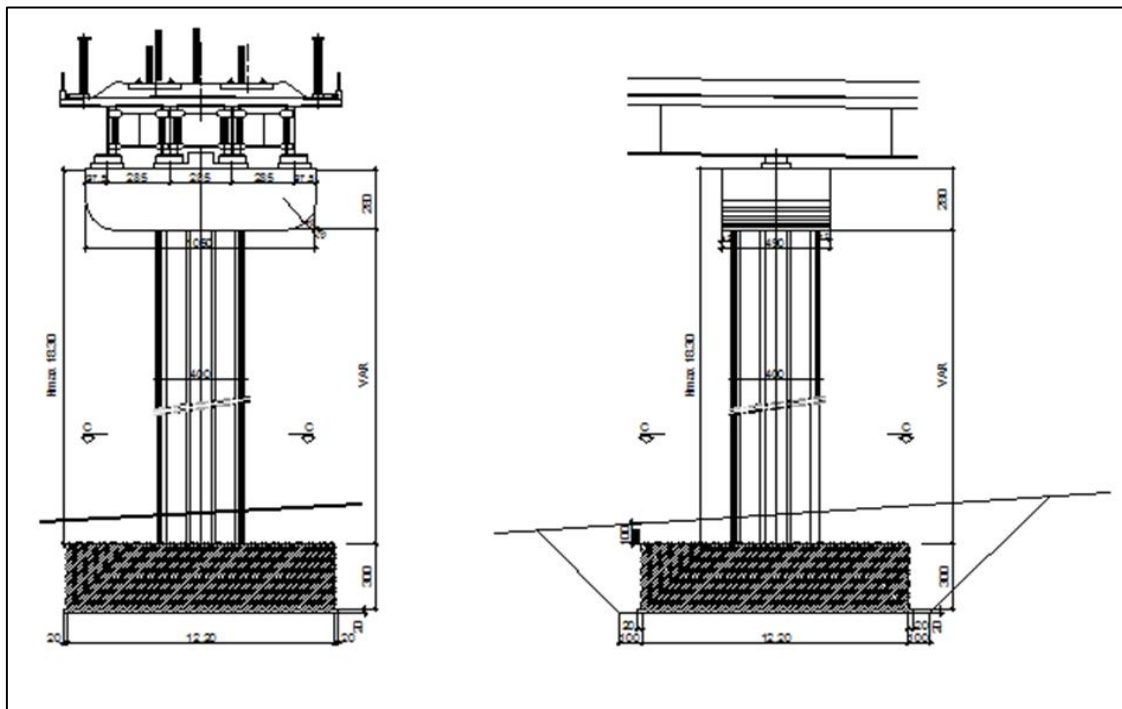


Figure VI-10 : Dimension de la pile

VI.3.3 Etude du chevêtre

Le chevêtre est un élément porteur, il joue un rôle actif dans le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (freinage, séisme...), il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis.

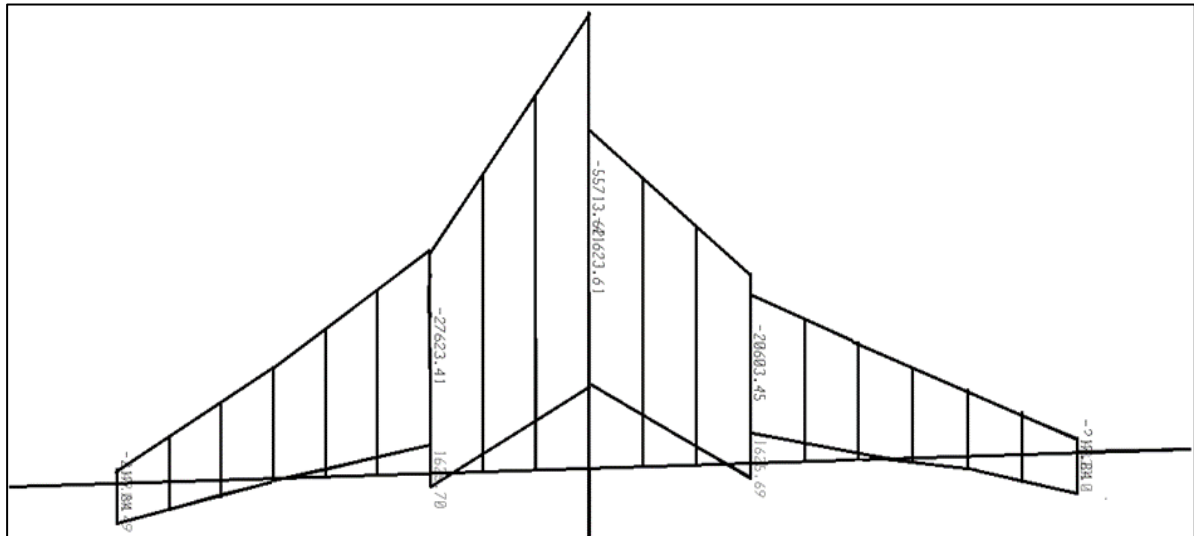


Figure VI-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L. U

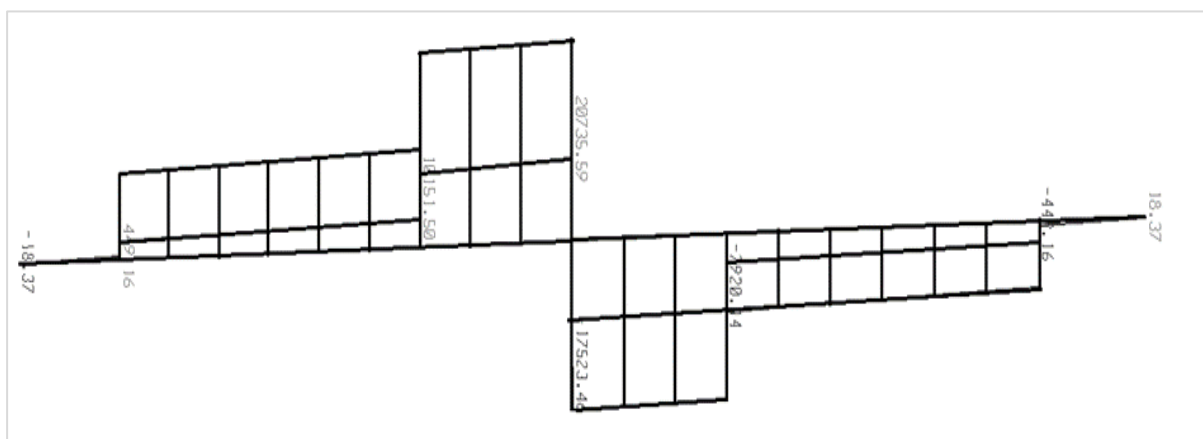


Figure VI-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L. U

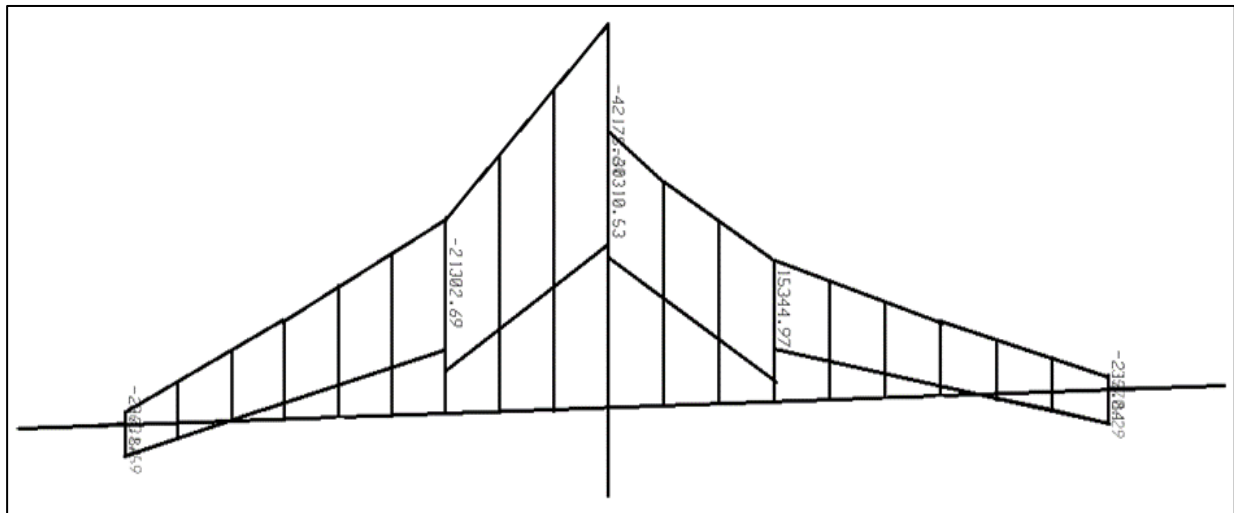


Figure VI-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L. S

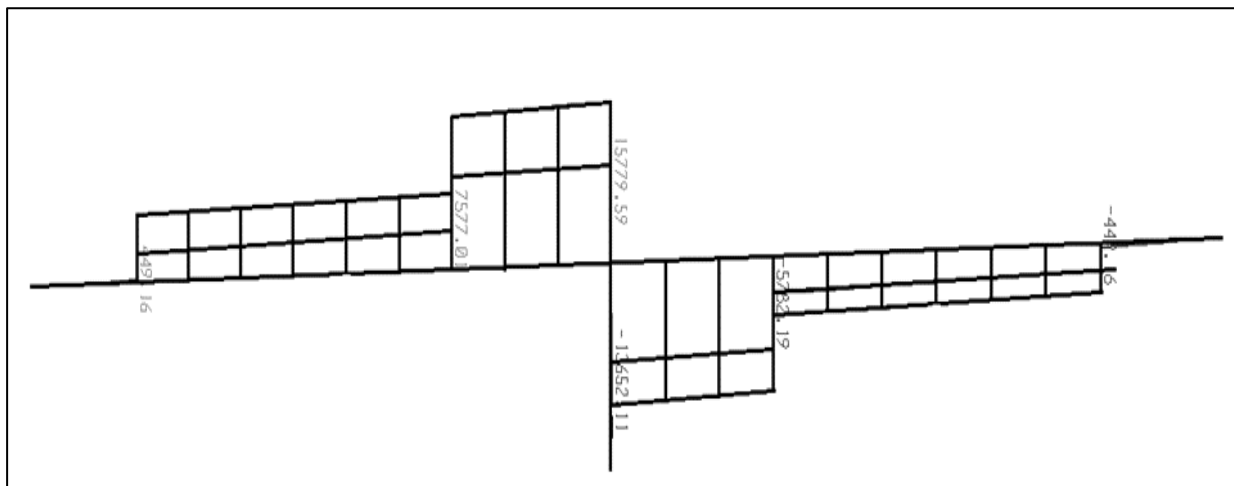


Figure VI-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L. S

Le tableau suivant présente les valeurs des moments maximums et les efforts tranchants pour les deux combinaisons ELU et ELS.

Tableau VI-3 : Les effort tranchant et moments fléchissant de chevêtre

	ELU	ELS
$M_{t_{max}}$	55299,37	41823,73
$M_{app_{max}}$	4914,49	3828,14
T_{max}	4634,63	449,16

VI.3.3.1 Ferrailage du chevêtre à la flexion

Armature longitudinale

- Armature supérieure en travée :

ELU : $M_U = 55299,37 \text{ KN.m}$

$B = 5,90 \text{ m}$; $h = 2,80 \text{ m}$; $d = 2,52 \text{ m}$; $f_{bc} = 19,83 \text{ Mpa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,07 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section a simple armature c\`ad : les armatures de}$$

compression ne participent pas dans la r\'esistance.

$$\text{on a : } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,09$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 2,52 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } AS = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = 525,57 \text{ cm}^2 \text{ (calcul\'e)} \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa.}$$

On adopte alors un ferrailage $48\phi 40 = 603,36 \text{ cm}^2$

ELS : $M_s = 41823,75 \text{ KN.m}$

D\'etermination de la position de l'axe neutre :

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

Avec :

$$A_{sc} = 0 ; \quad n : \text{coefficient d'\'}equivalence = 15$$

$$245 x^2 - 9049,5 (40,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 48132,71$$

$$x = 79,76 \text{ cm}$$

D\'etermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 3,51 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{41823,75 \times 10^{-3} \times 79,76 \times 10^{-2}}{3,51} = 9,50 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 9,50 < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

Condition v\'erifi\'ee

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = 307,85 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 228,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On augmente la section d'armature on adopte $A_s = 72\phi 40 = 905,04 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 8,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

$$\sigma_{st} = 209,12 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 228,63 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

• **Armature supérieure en appuis :**

ELU : $M_U = 4914,49 \text{ KN.m}$

$B = 4,90 \text{ m} ; h = 2,80 \text{ m} ; d = 2,52 \text{ m} ; f_{bc} = 19,83 \text{ Mpa.}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 7,96 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section a simple armature càd : les armatures}$$

de compression ne participent pas dans la résistance.

$$\text{on a : } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 9,98 \times 10^{-3}$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = 45,21 \text{ cm}^2 \text{ (calculé) et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 431,78 \text{ MPa.}$$

$$\text{On adopte alors un ferrailage } 10\phi 25 = 49,09 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_s = 3631,59 \text{ KN.m}$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

Avec :

$$A_{sc} = 0 ; \quad n : \text{coefficient d'équivalence} = 15$$

$$249 x^2 - 736,35 (252 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 13505$$

$$x = 26,05 \text{ cm}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 0,40 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3631,59 \times 10^{-3} \times 26,05 \times 10^{-2}}{0,40} = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,36 < \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = 307,70 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 228,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On augmente la section d'armature on adopte $A_s = 9\phi 32 = 72,39 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 1,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

$$\sigma_{st} = 211,16 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 228,03 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

- Vérification de l'effort tranchant :**

Effort tranchant longitudinale :

$$T_u = 4634,63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{4634,63 \cdot 10^{-3}}{5,90 \times 2,52} = 0,31 \text{ MPA}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_0} ; 4 \text{ MPA} \right) = 3 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI. 3. 4 Les efforts sollicitant de la pile

Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,16(\text{UIC71} + \text{SW}/0) + 0,54(\text{temp}^-) + 0,72 W_1$$

$$\text{ELS} : G + 0,8(\text{UIC71} + \text{SW}/0) + 0,6(\text{temp}^-) + 0,8 W_1$$

Combinaison accidentelle :

$$\text{ELA} : G + E_Y + 0,4(\text{temp}^-) \times 0,6 \text{UIC71}$$

Tableau VI-4 : Les efforts sollicitant la pile à L'ELU

Piles	M(KN.m)	T (KN)	N(KN)
1	62728,08	4852,45	39045,07
2	13566,84	286	31111,90
3	104686,44	3890,88	53840,18
4	51324,54	2405,11	37918,09
5	74843,70	4814,89	36876,98

Tableau VI-5 : Efforts sollicitant la pile à L'ELS

Piles	M(KN.m)	T (KN)	N(KN)
1	24881,14	1420,06	33297,74
2	9333,78	133,52	26269,97
3	41368,21	1342,71	48149,92
4	9387,98	125,95	33280,80
5	24668,85	1236,55	31857,81

Tableau VI-6 : Efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle

Piles	M(KN.m)	T (KN)	N(KN)
1	62728,07	4852,44	27416,74
2	7934,64	285,99	22020,48
3	104616,43	3890,80	38577,53
4	51324,54	2405,10	27114,10
5	74043,69	4814,88	25971,99

VI.3.5 Ferrailage des piles

Nous avons utilisé le **SOCOTEC** pour vérifier le ferrailage des futs. Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$$

Tableau VI-7 : Ferrailage et vérification des contraintes obtenu par le SOCOTEC

Piles	Section (m ²)	A _{st} (cm ²)	$\sigma_{bc}(\text{MPa}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}(\text{MPa}) \leq \bar{\sigma}_{st}$
1	3,20× 3,20	132	7,51	99,1
2	3,20× 3,20	0	4,21	58,9
3	4,20× 4,20	70,7	5,91	78,8
4	3,70× 3,70	1787	1,31	22,8
5	3,20× 3,20	283	7,41	98,2

D'après le SOCOTEC on a trouvé des sections trop faibles donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le RPOA.

Le règlement parasismique algérien exige pour les éléments fléchis un ferrailage compris entre $0,5\% < A < 3\%$.

$$B = 13,69 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\%B = 684,5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de $96\phi 32 = 691,44 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

- **Longueur de raccordement :**

$$l_r \geq 24\phi_1 = 24 \times 3,2 = 76,8 \text{ cm}$$

Donc on prend $l_r = 80 \text{ cm}$

VI.3.6 Calcul des pieux

VI.3.6.1 Calcul de force portante ultime

Dans notre projet deux sondages sont effectuées pour la reconnaissance de lithologie De sol, et pour prévoir le type de fondation convenu avec ce sol.

Les résultats des deux sondages donnent la même lithologie de sol, dans le calcul de la force portante ultime est le même comme il est montré dans le chapitre précédent.

$$Q_{\text{adm}} = 285,42 \text{ bar}$$

VI.3.6.2 Détermination du ferrailage

Pour le calcul l'effort et le moment pour chaque pieu, nous avons utilisé un programme GWBASIC élaboré **BOUMECHRA. N**

✓ Paramètres de calcul :

Dans ce programme, nous avons utilisé certains paramètres :

- E : module de déformation du béton $2 \times 10^7 \text{ t/m}^2$.
- K : coefficient de rigidité du sol.
- Nombre de files égale : 4
- Diamètre extérieur des pieux : 1,2 m
- Condition en pieu : Articulé
- Nombre de couches : 4 couche

Couche 1 : correspond aux formations du jurassique, caractérisés par l'alternance de marnes bleuâtres et verdâtres (épaisseur =4,1 m)

Couche 2 : correspond aux grés et grés calcaires grisâtres- jaunâtre(épaisseur=9,1m)

Couche 3 : correspond aux formations du jurassique, caractérisés par l'alternance de marnes bleuâtres et verdâtres (épaisseur =6,6 m)

Couche 4 : correspond aux grés et grés calcaires grisâtres- jaunâtre (épaisseur=10,2 m)

Dans notre cas pour les quartes couches on a 4 coefficients de rigidité K

A L'ELU :

Les efforts introduits :

$$\begin{cases} M = 104686,44 \text{ KN.m} \\ N = 53840,18 \text{ KN} \\ T = 3890,88 \text{ KN} \end{cases}$$

Les caractéristiques de la couche

Module de rigidité béton des pieux : $2 \times 10^8 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \text{couche 1: } K = 25000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 2: } K = 846 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 3: } K = 25000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 4: } K = 912 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Résultats :

Tassement =0 ,0371 mm

Rotation =0,0003 rd

Déplacement =0,07061 mm

Sollicitations au niveau de chaque pieu : voir tableau récapitulatif en dessous.

A L'ELS :

Les efforts introduits :

$$\begin{cases} M = 41368,21 \text{ KN.m} \\ N = 48149,92 \text{ KN} \\ T = 1342,71 \text{ KN} \end{cases}$$

Les caractéristiques de la couche

Module de rigidité béton des pieux : $2 \times 10^8 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \text{couche 1: } K = 25000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 2: } K = 846 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 3: } K = 25000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 4: } K = 912 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Résultats :

Tassement =0 ,23001 mm

Rotation =0,00001 rd

Déplacement =0,02154 mm

Sollicitations au niveau de chaque pieu : voir tableau récapitulatif en dessous.

A l'ELA : Les efforts introduits :

$$\begin{cases} M = 104616,436 \text{ KN.m} \\ N = 38577,538 \text{ KN} \\ T = 3890,801 \text{ KN} \end{cases}$$

Les caractéristiques de la couche

Module de rigidité béton des pieux : $2 \times 10^8 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \text{couche 1: } K = 25000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 2: } K = 846 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 3: } K = 25000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 4: } K = 912 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Résultats :

Tassement =0 ,18934 mm

Rotation =0,00002 rd

Déplacement =0,06654 mm

Sollicitations au niveau de chaque pieu : voir tableau récapitulatif en dessous.

Tableau VI- 8 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELU

	ELU			
	File 1	File 2	File3	File 4
N (t)	157,20	276,73	398,26	515,79
M (t.m)	3,143	3,143	3,143	3,143
T (t)	24,317	24,317	24,317	24,317

Tableau VI-9 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELS

	ELS			
	File 1	File 2	File3	File 4
N (t)	164,55	193,59	222,62	251,66
M (t.m)	4,187	4,187	4,187	4,187
T (t)	8,87	8,87	/8,87	8,87

Tableau VI-10 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELA

	ELA			
	File 1	File 2	File3	File 4
N (t)	59,14	133,95	208,75	283,50
M (t.m)	19,39	19,39	19,39	19,39
T (t)	30,32	30,32	30,32	30,32

D'après le logiciel SOCOTEC, on a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le RPOA. On adopte un ferrailage minimum selon RPOA

▪ **Armature longitudinale :**

$$A_{\min} = 0,5\% \quad S = 56,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 3\% \quad S = 339 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de $25\phi 20 = 78,55 \text{ cm}^2$ avec un espacement des cerces = 24 cm

Puisqu'on des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur $2 \times d = 2,4 \text{ m}$ à partir de la tête du pieu avec un esp = 10 cm (**RPOA, P 67**).

VI.3.7 Etudes des semelles

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus défavorables possibles les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

VI.3.7.1.1 Etude de la semelle 1,2et 5

❖ **Caractéristique de la semelle 1,2et 5 :**

Longueur : $L = 13,20 \text{ m}$

Largeur : $B = 13,20 \text{ m}$

Hauteur : $= 3 \text{ m}$

VI.3.7.1.2 Vérification des dimensions de la semelle

ELU :

$$N_u = 6416,40 \text{ KN}$$

$$M_u = 70866,40 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{adm} = 17,46 \text{ bar}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{70866,40}{6416,40} = 11,04 \text{ m} > \frac{B}{6} = 2,2 \text{ m} \text{ (diagramme triangulaire)}$$

VI.3.7.1.3 Condition de résistance

$$\sigma_{adm} = \frac{N_u}{A} + \frac{6M_u}{A \cdot B^2} = 50,83 \text{ KN/m}^2$$

Avec $A = B \times L = 174,2 \text{ m}^2$ ($L = 13,2 \text{ m}$ et $B = 13,2 \text{ m}$)

$$\text{Or } \sigma_{adm} = 17,46 \text{ bar} = 1746 \text{ KN/m}^2 < \frac{4}{3} \sigma_{adm} = 2328 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} < \frac{4}{3} \sigma_{adm} \text{ condition vérifiée}$$

VI.3.7.1.4 Ferrailage de la semelle

$$A_t = \frac{N_u(B-D)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{st}} \quad \text{Avec} \quad A_l = \frac{N_u(B-L)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Avec :

A_t : armature parallèle à la largeur de la semelle

A_l : armature parallèle à la longueur de la semelle

N_u = effort exercé par l'ouvrage sur la semelle = 6416,40 KN

B = largeur de la semelle = 13,20 m

h = hauteur de la semelle = 5 m

D = épaisseur du fut = 1.6 m

$d = h - 0.05 = 1.15 \text{ m}$ où $e = 5 \text{ cm}$ (l'enrobage)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 228,63 \text{ MPa}$$

Où :

$\eta = 1,6$ (pour les aciers de haute adhérence)

❖ Armatures transversales et longitudinale :

Puisque on a une section carrée on a les mêmes armatures

$$A_t = A_l = \frac{N_u(B-D)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = 70974,39 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_t = A_l = \frac{70974,39}{1340} = 104,50 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à $9\phi 40 = 113,10 \text{ cm}^2$ (avec un espacement de 25 cm).

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 1 \times 2,95 \times \frac{2,7}{500}$$

$$A_{\min} \geq 36,63 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}; b = 1 \text{ ml}$$

❖ Condition de non-poinçonnement

Considérons la semelle comme une dalle sous un mur et vérifions la condition de non poinçonnement :

$$1,1 \times N_u \leq 0,45 \times H \times P_c \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

N_u = effort normal à l'ELU = 6416,40 KN

H = hauteur de la semelle = 3m

P_c = périmètre du contour au niveau de feuillet moyen = $2(L + B) + 4H = 64,8 \text{ m}$

$$1,1 \times 6416,40 \times 10^{-3} \leq 0,45 \times 3 \times 64,8 \left(\frac{35}{1,5} \right)$$

$$7,05 \text{ MN} < 2041,2 \text{ MN} \quad \text{CV}$$

VI.3.7.2 Etude de la semelle de la pile 4

❖ Caractéristique de la semelle de la pile 4 :

Longueur : $L = 13,40 \text{ m}$

Largeur : $B = 13,40 \text{ m}$

Hauteur : $= 3 \text{ m}$

VI.3.7.2.1 Vérification des dimensions de la semelle

ELU :

$$N_u = 3301,33 \text{ KN}$$

$$M_u = 64356,76 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{adm} = 285,42 \text{ bar}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{64356,76}{3301,33} = 19,49 \text{ m} > \frac{B}{6} = 2,23 \text{ m (diagramme triangulaire)}$$

VI.3.7.2.2 Condition de résistance

$$\sigma_{adm} = \frac{N_u}{A} + \frac{6M_u}{A \cdot B^2} = 30,36 \text{ KN/m}^2$$

Avec $A = B \times L = 179,56 \text{ m}^2$ ($L = 13,4 \text{ m}$ et $B = 13,4 \text{ m}$)

Or

$$\sigma_{adm} = 285,42 \text{ bar} = 28542 \text{ KN/m}^2 < \frac{4}{3} \sigma_{adm} = 38056 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} < \frac{4}{3} \sigma_{adm} \text{ condition vérifié}$$

VI.3.7.2.3 Ferrailage de la semelle

$$A_t = \frac{N_u(B-D)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad A_l = \frac{N_u(B-L)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec ;

A_t : armature parallèle à la largeur de la semelle

A_l : armature parallèle à la longueur de la semelle

N_u = effort exercé par l'ouvrage sur la semelle = 3301,33 KN

B = largeur de la semelle = 13,40m

h = hauteur de la semelle = 3,5m

D = épaisseur du fut = 1.8m

$d = h - 0.05 = 1.15 \text{ m}$ où $e = 5 \text{ cm}$ (l'enrobage)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 228,63 \text{ MPa}$$

Où :

$\eta = 1,6$ (pour les aciers de haute adhérence)

❖ Armatures transversales et longitudinale :

Puisque on a une section carrée on a les mêmes armatures

$$A_t = A_l = \frac{N_u(B-D)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 70974,39 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_t = A_l = \frac{70974,39}{1340} = 52,96 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à $7\phi 32 = 56,30 \text{ cm}^2$ (avec un espacement de 25cm).

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 1 \times 2,95 \times \frac{2,7}{500}$$

$$A_{\min} \geq 36,63 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} \quad ; b = 1 \text{ ml}$$

❖ Condition de non-poinçonnement

Considérons la semelle comme une dalle sous un mur et vérifions la condition de non poinçonnement :

$$1,1 \times N_u \leq 0,45 \times H \times P_c \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

N_u = effort normal à l'ELU = 3301,33 KN

H = hauteur de la semelle = 3,5 m

P_c = périmètre du contour au niveau de feuillet moyen = $2(L + B) + 4H = 67,6 \text{ m}$

$$1,1 \times 3301,33 \times 10^{-3} \leq 0,45 \times 3 \times 67,6 \left(\frac{35}{1,5} \right)$$

$$3,63 \text{ MN} < 2484,3 \text{ MN} \quad \text{CV}$$

VI.4 Etude la culée

VI.4.1 Introduction

Les culées sont des appuis extrêmes ; ont un double rôle : assurer l'appui du tablier et le soutènement de terre. Les culées sont constituées en générale :

- D'un mur de front sur le quelle s'appuie leur tablier et qui soutient les terres et des murs latéraux. Les murs latéraux peuvent être à leur tour des murs en retour s'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage ou des murs en ails, s'ils sont inclinés sur cet axe.

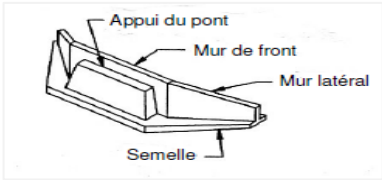
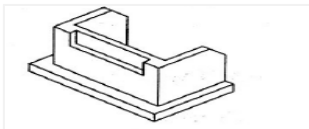
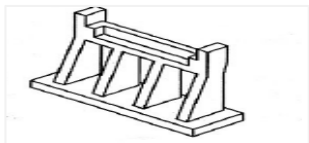
- Les murs latéraux sont assurés le soutènement des terres des remblais accès au pont. La partie supérieure du mur de front présente vers l'avant un sommier sur laquelle repose le tablier.
- Et à l'arrière un mur garde grève pour isoler le tablier du remblai.
- Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en B.A pour lutter contre le tassement éventuel des remblais.

VI.4.2 Les différents types de culées

On distingue plusieurs types de culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées),
- Culées enterrées,
- Culées creuses,
- Les culées en terre armée,
- Les culées contre poids.

Tableau IV-11 : les types des culées

Le dessin	Les types
	Culée tendue
	Culée en U
	Culée avec pieux
	Culée en contrefort

VI.4.3 Choix de type de culée

Notre choix s'est porté sur les culées remblayées ; Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai donc on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse. Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.

Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front ; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils sont parallèles ou non à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

VI.4.4 Pré dimensionnement de la culée

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :

Pour la culée A $H_{culée} = 9 \text{ m}$

Pour la culée B $H_{culée} = 7,5 \text{ m}$

VI.4.4.1 Mur De Front (M.D.F)

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 80 cm à 120 cm selon la hauteur de culée. Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis, et l'about de la poutre. Ses dimensions sont les suivantes :

Partie rectangulaire : $H=6 \text{ m}$, $l = 1.60\text{m}$, $L=12.90\text{m}$.

Partie Triangulaire : $H=1.70 \text{ m}$, $B = 1.70\text{m}$, $L=12.90\text{m}$.

Partie rectangulaire : $H=1\text{m}$, $l = 1.70 \text{ m}$, $L=12.90\text{m}$.

VI.4.4.2 Mur De Garde Grève (M.G.G)

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

$H = 3.04 \text{ m}$, $l = 0.60 \text{ m}$, $L=12.90\text{m}$

VI.4.4.3 Mur en retour (M.R)

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelles des barrières.

Ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans la partie arrière. Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès du pont. Les dimensions de mur en retour sont limitées comme suit : $H = 9\text{m}$, $e_p = 0.5\text{m}$

VI.4.4.4 La semelle

$L = 13.20\text{ m}$, $B = 13.50\text{m}$, $H = 1.60\text{m}$.

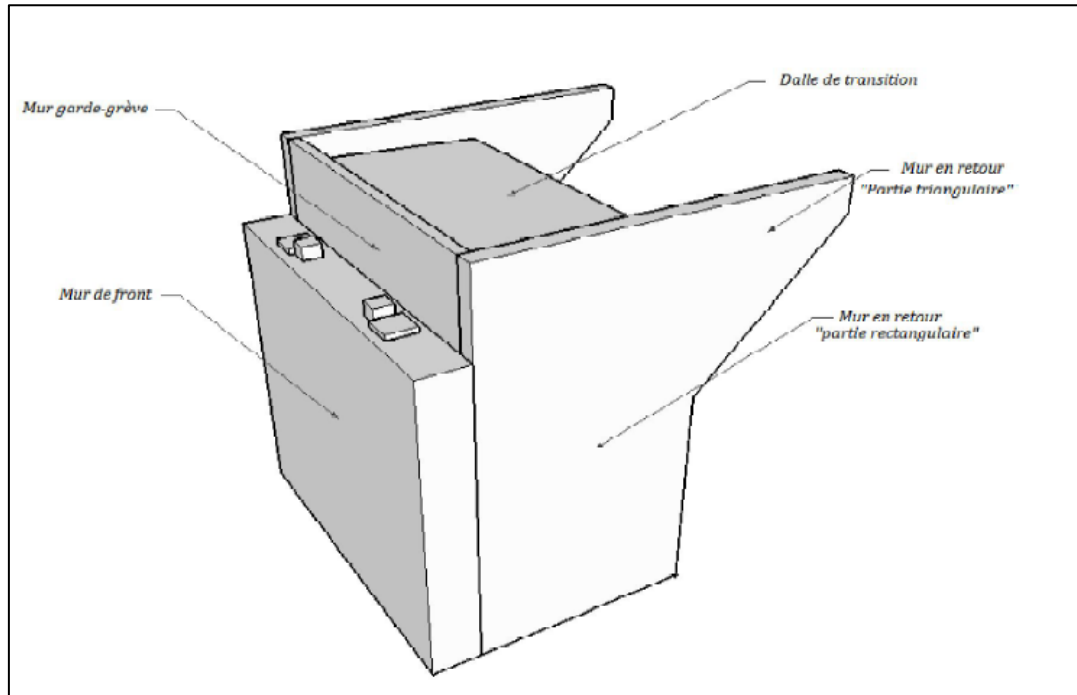


Figure VI-15 : Dessin de la culée

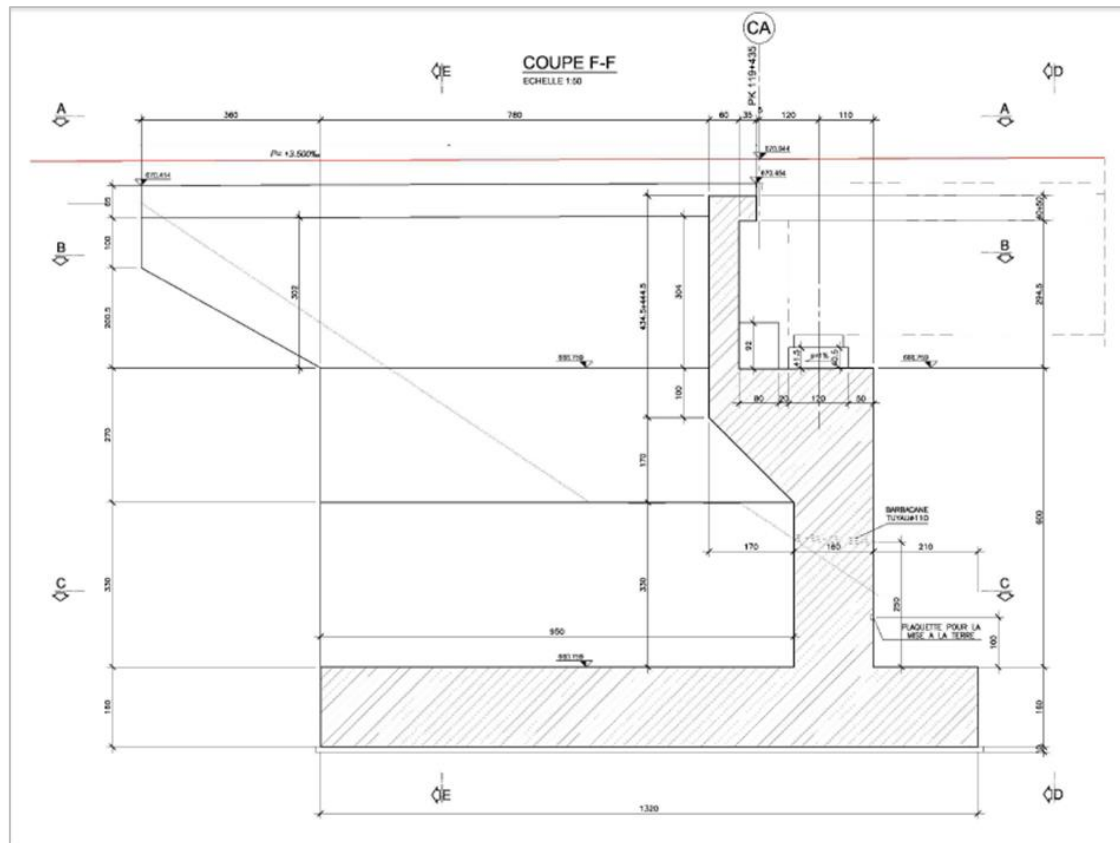


Figure VI-16 : Dimensionnement de la culée

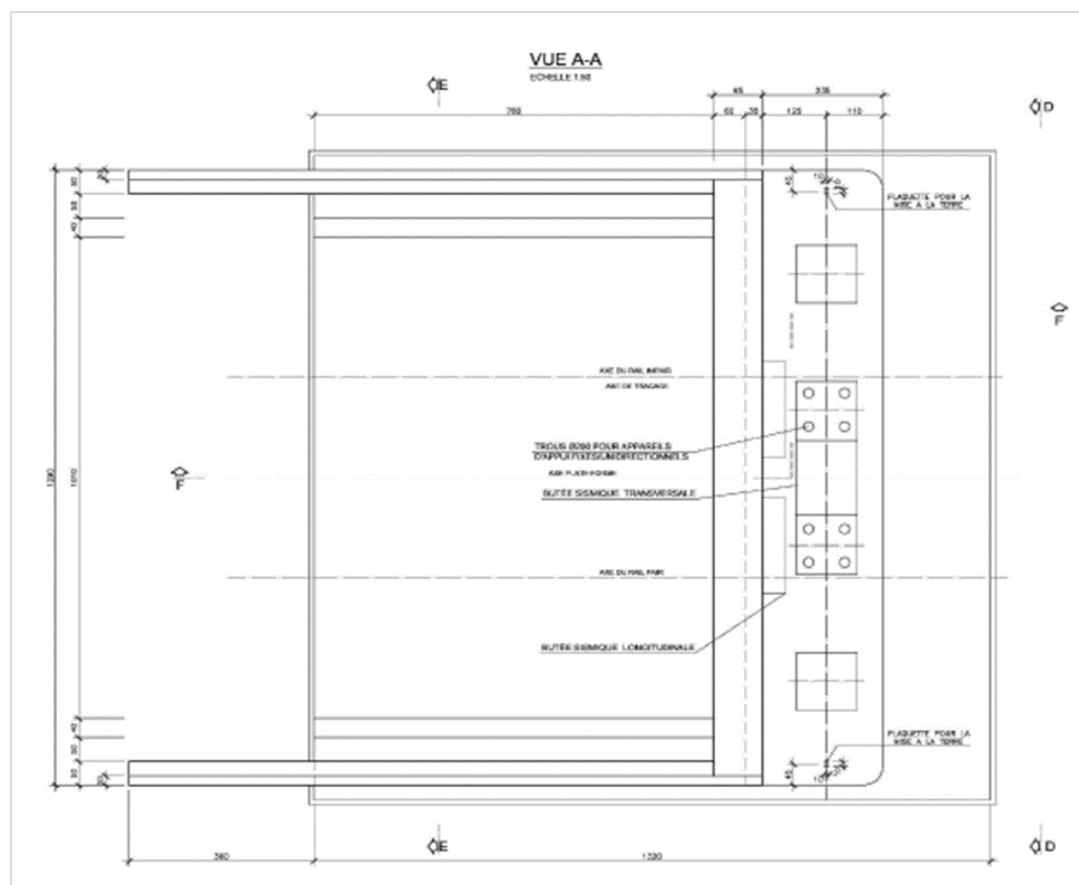


Figure VI-17 : vue en plan de la culée

VI.4.5 Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

VI.4.5.1 Sous charges permanentes

Tableau VI-12 : Descente de charge de la culée

Eléments	$V_i(t)$		$d_{/o} (m)$	$M_{/o} (t.m)$
MGG	$((0.6 \times 2.945) + (0.35 \times 0.9)) \times 12.9 \times 2$	67.14	5.1	342.44
Semelle	$6.9 \times 13.5 \times 1.6 \times 2.5$	372.6	6.6	2459.16
	$6.9 \times 13.6 \times 0.1 \times 2.2$	20,64	6.6	136,224
MMF	$9.6 \times 12.9 \times 2.5$	309.6	2.9	897.84
	$\frac{1.70^2}{2} \times 12.9 \times 2.5$	46.6	4.55	212.03
	$1.70 \times 1 * 12.9 \times 2.5$	54.825	4.45	249.45
Mur en retour	$(11,4 \times 9 \times 0,5 \times 2,5) \times 2$ $(1 \times 3,60 \times 0,5 \times 2,5) \times 2$ $(\frac{3,60}{2} \times 2,005 \times 0,5 \times 2,5) \times 2$	256,5 9 9,02	/	2385,45 135 135,3
Total	1145,925	/	/	$\sum M$ = 6952,894

❖ Phase de construction de la culée :

$$\text{Renversement : } \frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversant}}} \geq 1.5 \rightarrow \frac{6952,894}{0} = \infty > 1.5 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Glissement : } \frac{\text{tg } \varphi}{\text{tg } \theta} \geq 2 \rightarrow \frac{\text{tg } 45}{0} = \frac{1}{0} = \infty > 2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ Calcul de l'excentricité $V_{i/0}$:

$$e_B = \frac{B}{2} - \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{13.5}{2} - \frac{6952.894}{1145.925} = 0.68$$

❖ Les contraintes maximale et minimale :

$$\sigma_{1.2} = \frac{\sum F_v}{A \cdot B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{1145.925}{6.9 \times 13.5} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.86}{13.50}\right) = 16.97 \text{ t/m}^2 = 1.697 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{1145.925}{6.90 \times 13.50} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.86}{13.50}\right) = 7.63 \text{ t/m}^2 = 0.763 \text{ bars}$$

VI.4.5.2 Phase en construction avec remblai

$$\varphi = 45^\circ, \quad \sin \varphi = \cos \varphi = \frac{\sqrt{2}}{2}, \quad \gamma = 1.9 \text{ t/m}^2, \quad h = 9\text{m},$$

$$L = 12.9 - 2 \cdot 0.5 = 11.9\text{m}$$

❖ Poussée des terres :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.172$$

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 0.172 \cdot 1.9 \cdot 9^2 \cdot 11.9 = 157.50 \text{ t}$$

❖ Poids des terres :

$$P_t = 9.5 \cdot L \cdot H \cdot \gamma = 9.5 \cdot 11.9 \cdot 9 \cdot 1.9 = 1933.15 \text{ t}$$

❖ Surcharge du remblai horizontal :

$$\delta_h = K_a \cdot q \cdot S = 0.172 \cdot 1.2 \cdot 11.9 \cdot 9 = 22.491 \text{ t}$$

❖ Surcharge du remblai vertical :

$$P_v = q \cdot s = 1.2 \cdot 11.9 \cdot 9.5 = 135.66 \text{ t}$$

Tableau VI-13 : Calcul en construction avec remblai

Désignation	V _i (t)	H _i (t)	d _{/0} (m)	M _{s/0} (t. m)	M _{r/0} (t. m)
Culée	1145,925	/	/	6952,894	/
Poids des terres	934,02 3,6176 3,6176	/	8,55 6,76 0,05	8010,5	/
Poussées des terres	/	157,50	3,56	/	561,056
Surcharge horizontale	/	22,491	4,7	/	105,71
Surcharge verticale	135,66	/	3,3	447,68	/
Réaction du tablier	1062,11	/	2,9	3080,12	/
Force horizontale de la butée	/	8,92	0,9	/	8,028
Force verticale de la butée	2,38	/	0,2	0,476	/
	3287,330	188,91	/	18491,67	674,794

❖ **Vérification au renversement :**

$$F_R = \frac{\sum \text{Moments stabilisatrices}}{\sum \text{Moment motrices}} = \frac{18491,67}{674,794} = 27,40 > 1,5 \text{ pas de risque de renversement.}$$

❖ **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{\sum \text{forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces motrices}} = \frac{3287,330}{188,91} = 17,40 > 1,5 \text{ pas de risque de glissement.}$$

VI.4.5.3 Sous charges permanentes plus surcharges

Il faut vérifier les conditions précédentes sous combinaison suivante :

ELU : 1.35G+1.5Q+1.16 (UIC71+SW/0) +0.54 (Temp')

Tableau VI-14 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU

Désignation	Coef	$V_i(t)$. Coef	$H_i(t)$. Coef	$d_{/0}(m)$	$M_{s/0}(t.m)$	$M_{r/0}(t.m)$
Culée	1,35	1546,998	/	/	9386,406	/
Poids des terres	1,35	1260,927 4,88 4,88	/	8,55 6,76 0,05	10780,93 32,98 0,244	/
Poussées des terres	1,35	/	212.625	3,56	/	759,945
Poussée des surcharges horizontale	1,5	/	33.74	4,7	/	158,56
Poussée des surcharges verticales	1,5	203,49	/	3,3	671,517	/
Force verticale de la butée	1,5	3,57	/	0,2	0,714	/
Force horizontale de la butée	1,5	/	13,38	0,9	/	12,042
Réaction du tablier	1,35	1433,11	/	2,9	4158,161	/
Variation linéaire	0,54	/	0,87	9,37	/	8,16
Surcharge UIC71	1,16	106,95	/	3,2	342,24	/
Surcharge SW/0	1,16	57,02	/	3,2	182,48	/
	/	4621,825	260,615	/	25555,672	938,707

❖ Vérification au renversement :

$$F_r = \frac{25555,672}{938,707} = 27,22 > 1,5 \text{ pas de risque de renversement.}$$

❖ Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{4621,825}{260,615} = 17,73 > 1,5 \text{ pas de risque de glissement}$$

ELS: G+Q+0.7UIC71 +0.8 Temp.

Tableau VI-15 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS

Désignation	Coef	$V_i(t)$. Coef	$H_i(t)$. Coef	$d_{/0}(m)$	$M_{s/0}(t.m)$	$M_{r/0}(t.m)$
Culée	1	1145,925	/	/	6952,894	/
Poids des terres	1	934,02 3,6176 3,6176	/	8,55 6,76 0,05	8010,5	/
Poussées des terres	1	/	157,50	3,56	/	561
Poussée des surcharges horizontale	1	/	22,491	4,7	/	105,71
Poussée des surcharges verticales	1	135,66	/	3,3	447,68	/
Réaction du tablier	1	1062,11	/	2,9	3080,12	/
Variation linéaire	0.8	/	1,29	9,37	/	12,09
Surcharge UIC71	0.7	74,87	/	3,2	239,568	/
Force verticale de la butée	1	2,38	/	0,2	0,476	/
Force horizontale de la butée	1	/	8,92	0,9	/	8,028
	/	3362,20	190,201	/	18731,238	686,828

❖ Vérification au renversement :

$$F_r = \frac{18731,238}{686,828} = 27,27 > 1,5 \text{ pas de risque de renversement.}$$

❖ Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{3362,20}{190,201} = 17,67 > 1,5 \text{ pas de risque de glissement.}$$

Combinaison accidentelle : G+Q+0.4(Temp')+0.6UIC71

Tableau VI-16 : Moments stabilisants et renversants en charge accidentelle

Désignation	Coef	$V_i(t)$. Coef	$H_i(t)$. Coef	$d_{/0}(m)$	$M_{s/0}(t. m)$	$M_{r/0}(t. m)$
Culée	1	1145,925	/	/	6952,894	/
Poids des terres	1	1260,927 3,6176 3,6176	/	8,55 6,76 0,05	8010,5	/
Poussées des terres	1	/	157,50	3,56	/	561
Poussée des surcharges horizontale	1	/	22,491	4,7	/	105,71
Poussée des surcharges verticales	1	135,66	/	3,3	447,68	/
Réaction du tablier	1	1062,11	/	2,9	3080,12	/
Variation linéaire	0,4	/	0,65	9,37	/	6,01
Surcharge UIC71	0,6	55,32	/	3,2	177,03	/
Séisme	1	/	17,81	9,37	/	165,811
Force verticale de la butée	1	2,38	/	0,2	0,476	/
Force horizontale de la butée	1	/	8,92	0,9	/	8,028
	/	3669,557	207,371	/	18668,7	846,559

❖ **Vérification au renversement :**

$$F_r = \frac{18668,7}{846,559} = 22,05 > 1,5 \text{ pas de risque de renversement.}$$

❖ **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{3669,557}{207,371} = 17,69 > 2 \text{ pas de risque de glissement.}$$

VI.4.5.4 Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée

❖ Mur garde grève (M.G.G) :

Il se calcule comme une console encastrée sur le mur de front, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres :

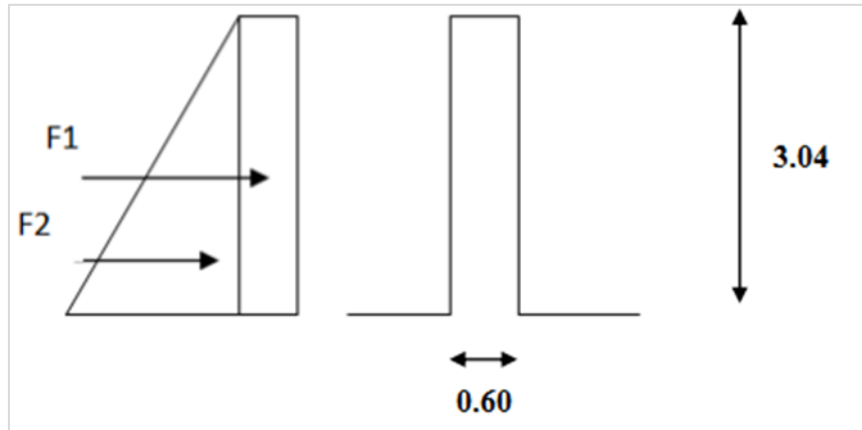


Figure VI-18 : Effort agissant sur le mur garde grève

La surcharge du remblai $q=1,2 \text{ t/m}^2$, $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_H = K_p \cdot \gamma \cdot h + K_q \cdot q \quad \text{Avec} \quad K_p = K_q = K_q = 0,172$$

$$H=0 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 2,064 \text{ KN/m}^2$$

$$H=3.04 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 12 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI-17 : Les contraintes agissantes sur le mur garde grève

Z(m)	$\sigma_H(\text{KN/m}^2)$.	Force (KN)	$d_o(\text{m})$
0	2.064	$F_1 = 6,27$	$d_1 = 1,52$
3.04	12	$F_2 = 21,44$	$d_2 = 1,01$

❖ Le moment d'encastrement :

$$M = F_1 \cdot d_1 + F_2 \cdot d_2 = 6,27 \cdot 1,52 + 21,44 \cdot 1,01 = 31,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{31,18 \cdot 10^{-3}}{0,6 \cdot 19,83 \cdot 2,736^2} = 0,0003 \quad \mu_u \leq \mu_R = 0,392 \text{ (Section à simple armature).}$$

C-à-d les armatures de compression ne participe pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0003}) = 4,37 \cdot 10^{-4}$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 2,736(1 - 0,4 \cdot 4,37 \cdot 10^{-4}) = 2,73 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,78}{2,73 \cdot 43478,26} = 2,08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,08 \text{ cm}^2$$

Cas accidentels :

❖ La poussée dynamique des terres :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 + K_v) \cdot H^2 \cdot K_{ad}$$

$K_h = A = 0,15$ (Coefficient d'accélération de la zone).

$$K_v = 0,3 \cdot K_h = 0,045 \text{ Avec } \mu = -\text{artg} \frac{0,15}{1 \pm 0,045} = -8,16$$

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3, \varphi = 45^\circ, \beta = \lambda = 0, \delta = \frac{2}{3} \varphi = 30, K_{ad} = 0,096.$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (1 \pm 0,045) \cdot (3,04)^2 \cdot 0,096 = 0,92 \text{ t}$$

❖ La poussée due à la surcharge :

$$q = 1,2 \text{ t}$$

$$F_{ad(q)} = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} \cdot (1 \pm K_v) = \frac{1,2 \cdot 3,04}{1} \cdot (1 \pm 0,09) \cdot 0,0096 = 0,38 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad(q)}) \cdot \frac{H}{2} = (0,92 + 0,38) \cdot \frac{3,04}{2} = 1,976 \text{ t.m}$$

Donc :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{1,976}{1,1983,33 \cdot (2,736)^2} = 1,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,33 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage minimum d'après R.P.O.A :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot (0,6 \cdot 1) = 30 \text{ cm}^2$$

On compare :

$$A_{st} = 1,330 \text{ cm}^2 < A_{min(RPOA)} = 30 \text{ cm}^2$$

donc on ferraille avec le minimum du R. P. O. A

8Ø16 : $A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2$ Dans la partie tendue avec un espacement de 15 cm.

8Ø16 : $A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2$ Dans la partie comprimée avec un espacement de 15 cm.

Armature de répartition :

$$A_r = 25\% \times A_{st} = 0,25 \times 30 = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4Ø14 $A_r = 8,04 \text{ cm}^2$ partie tendue avec espacement 20 cm.

❖ **Mur de front :**

Le mur de front est soumis à la flexion composée pour évaluer le moment d'encastrement au pied du mur, on prend en considération :

- Poids propre.
- Poussée des terres.
- Surcharge du remblai.
- Variation linéaire.
- Séisme.

ELU : $1.35G + 1.5Q + 1.16(UIC71 + SW/0) + 0.54 \text{ Temp.}$

Tableau VI-18 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU

Désignation	Coef	$V_i(t) \cdot \text{Coef}$	$H_i(t) \cdot \text{Coef}$	$d_{/0}(m)$	$M_{s/0}(t.m)$	$M_{r/0}(t.m)$
M.G.G	1,35	6,156	/	3	18,47	/
M.F	1,35	43,86	/	0,8 0,85 0,809	7,68 1,445 0,809	/
Poussée des terres	1,35	/	17,87	3,56	/	63,62
Surcharges remblai horizontal	1,5	/	2,79	3,3	/	9,207
Surcharges remblai vertical	1,5	17,1	/	4,7	80,37	/
Réaction du tablier	1,35	162,06	/	0,7	113,442	/
Surcharge UIC71	1,16	10,42	/	0,7	6,293	/
Surcharge SW/0	1,16	5,56	/	0,7	3,892	/
Variation linéaire	0,54	/	0,037	9,37	/	0.35
Force verticale de la butée	1,5	3,57	/	0,2	0,714	/
Force horizontale de la butée	1,5	/	13,38	0,9	/	12,04
	/	248,726	34,077	/	233,115	85,217

❖ **Le ferrailage du mur de front :**

Le mur de front est calculé en flexion composé.

$h = 6 \text{ m}$; $b = 1,6 \text{ m}$; $d' = 0,1 \times h = 0,6 \text{ m}$

$$d = 0,9 \times h = 5,4 \text{ m}$$

$$N_u = 248,726 \text{ KN.}$$

$$M_u = M_s - M_r = 233,115 - 85,217 = 147,898 \text{ KN}$$

$$e = \frac{147,898}{248,726} = 0,59 < \frac{h}{6} = 1 \longrightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$M_{As} = M_u + N_u (0,5 h - c) = 147,898 - 248,726 \cdot (0,5 \cdot 6 - 0,6) = 4291,544 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{As} = 2487,26 \cdot (5,4 - 0,6) - 4291,544 = 7647,304 \text{ KN.m}$$

D'après les calculs précédents on a :

$$(0,337 h - 0,81 \times d') f_{bc} \cdot b \cdot h = 2924,05 \text{ KN}$$

$$(0,5 h - d') f_{bc} \cdot b \cdot h = 4568,8 \text{ KN}$$

Donc :

$$2924,05 \text{ KN} < 4568,8 \text{ KN}$$

$$4568,8 \text{ KN} < 7647,304 \text{ KN}$$

Pour calculer les armatures A_s' , on détermine le coefficient ψ_1 à l'aide de la formule suivante :

$$\psi_1 = \frac{0,3571 + \frac{[N_u(d-d') - M_{As}]}{f_{bc} \cdot b \cdot h^2}}{0,8571 - \left(\frac{d'}{h}\right)} = 0,41$$

Le raccourcissement des armatures A_s' est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$1000 \cdot \varepsilon_s' = 2 + \left(3,437 - 8,019 \cdot \frac{d'}{h}\right) \cdot \sqrt{1 - \psi_1} = 2,55$$

Donc la section d'armature sera :

$$A_s' = \frac{N_u - \psi_1 \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h}{\sigma_s'} = \frac{2487,26 - 0,52 \cdot 19,83 \cdot 1,6 \cdot 6}{434,78} = -1,705 \text{ m}^2$$

Théoriquement la section n'a pas besoin d'un ferrailage comprimé mais il y a lieu d'adopter un ferrailage minimum selon R.P.O.A :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot B = 0,5\% \cdot (0,6 \cdot 6) = 480 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors : 40Ø40: $A_{st} = 502 \text{ cm}^2$ dans la partie tendue avec un espacement de 20cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% \times A_s' A_r = 0,25 \times 480 = 120 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $10\emptyset 40 = 125,66 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

❖ Mur en retour :

Le mur en retour s'agit d'une plaque encastrée sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge répartie dont la densité est variable pour simplifier l'étude, on va décomposer le mur en trois parties.

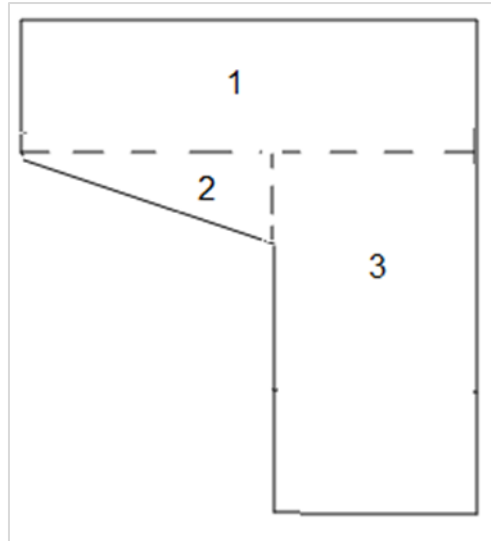


Figure VI-19 : les différentes parties du mur en retour

❖ Détermination des contraintes le long du mur :

$$K_p = 0,172, \gamma = 1,9 \text{ t/m}^3, q = 1,2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_H = K_p \cdot \gamma \cdot h + K_q \cdot q$$

Avec :

$$H = 0 : \sigma_H = 0,172 \times 1,9 \times 0 + 0,172 \cdot 1,2 = 0,2064 \text{ t/m}^2.$$

$$H = 9 : \sigma_H = 0,172 \cdot 1,9 \cdot 9 + 0,172 \cdot 1,2 = 3,1476 \text{ t/m}^2.$$

Tableau VI-19 : Les contraintes agissantes sur le mur en retour

Z(m)	$\sigma_H(\text{t/m}^2)$	Force (t)	$d_0(\text{m})$
0	0,2064	$F_1 = 1,86$	$d_1 = 4,5$
9	3,147	$F_2 = 13,24$	$d_2 = 3$

VI.4.5.5 Détermination du ferrailage

❖ **Moment d'encastrement :**

$$M = F_1 \cdot d_1 + F_2 \cdot d_2 = 1,86 \times 4,5 + 13,24 \times 3 = 48,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{480,9 \cdot 10^{-3}}{1,1983,33 \cdot (8,1)^2} = 0,00004 < \leq \mu_R = 0,392 \text{ (Section a simple armature).}$$

c-à-d les armatures de compression ne participe pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,00004}) = 5,92 \cdot 10^{-5}$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 2,736(1 - 0,4 \cdot 5,92 \cdot 10^{-5}) = 8,09 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{480,9 \cdot 10^{-3}}{8,09 \cdot 434,78} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Tableau VI-20 : Ferrailage du mur en retour

μ_u	0,0004
α	0,00005
$Z(\text{m})$	8,09
$A_{st}(\text{Cm}^2)$	1,36

Cas accidentels :❖ **La poussée dynamique des terres :**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 + K_v) \cdot H^2 \cdot K_{ad}$$

$K_h = A = 0,15$ (Coefficient d'accélération de la zone).

$$K_v = 0,3 \cdot K_h = 0,045 \text{ Avec } \mu = -\text{artg} \frac{0,15}{1 \pm 0,045} = -8,16$$

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3, \varphi = 45^\circ, \beta = \lambda = 0, \delta = \frac{2}{3} \varphi = 30, K_{ad} = 0,38.$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot 1,9 \cdot (1 \pm 0,045) \cdot (9)^2 \cdot 0,38 = 30,55 \text{ t}$$

❖ **La poussée due à la surcharge :**

$$q = 1,2 \text{ t}$$

$$F_{ad(q)} = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} \cdot (1 \pm K_v) = \frac{1,2 \cdot 9}{1} \cdot (1 \pm 0,09) \cdot 0,38 = 4,47 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad(q)}) \cdot \frac{H}{2} = (30,55 + 4,47) \cdot \frac{9}{2} = 157,59 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.f_{bc}.d^2} = \frac{1575,9.10^{-3}}{7,8.19,83,8,1^2} = 0,00015 \quad \mu_u \leq \mu_R = 0,392 \text{ (Section a simple armature).}$$

c-à-d les armatures de compression ne participe pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.0,00015}) = 0,00019$$

$$Z = d(1 - 0,4.\alpha) = 2,736(1 - 0,4.0,00019.10^{-4}) = 8,09m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z.\sigma_{st}} = \frac{24,78}{2,73.43478,26} = 98cm^2$$

On adopte 8Ø40 $A_s = 100,5 cm^2$ avec un espacement de 20cm.

Armature de répartition :

$$A_r = 25\% . A_s' A_r = 0,25 . 98 = 24,5 cm^2 .$$

On adopte : 6Ø25 = 24,45cm² avec un espacement de 20cm.

VI.4.5.6 Etude de la semelle

$$B = 13,50 m$$

$$H = 1,6 m$$

$$N_u = 4621,825 t.$$

$$M_s = 25555,672 t.m$$

$$M_r = 938,707 t.m$$

$$M_u = M_s - M_r = 24616,965 t.m$$

VI.4.5.6.1 Vérification des dimensions de la semelle à l'ELU

Nous vérifions d'abord la portance du sol :

$$\sigma_{max} = 12218,15KN.$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{24616,965}{4621,825} = 5,32m$$

$$e > \frac{B}{6} = 2,25m \text{ (Diagramme rectangulaire).}$$

VI.4.5.6.2 Condition de la résistance :

$$\sigma_{\max} = \frac{Nu}{A} + \left(\frac{6 \cdot Mu}{A \cdot B^2} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4621,825}{129,6} + \frac{6.24616,965}{129,6 \cdot 13,5^2} = 419,15 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{4}{3} \cdot 12218,15 = 16290,86 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{\max} < \frac{4}{3} \sigma_{\text{adm}} \text{ La condition est vérifiée.}$$

VI.4.5.6.3 Le ferrailage

$$A_t = \frac{Nu \cdot (B-D)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \text{ Avec } A_L = \frac{Nu \cdot (B-L)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}.$$

A_t : armature parallèle de la semelle.

A_L : armature parallèle à la longueur de la semelle.

Nu : efforts exercés par l'ouvrage sur la semelle = 4621,825 t.

B : la largeur de la semelle : 13,50m.

H : hauteur de la semelle : 1,6m.

D : épaisseur du fut = 6,75m.

$d = 0,9 \cdot h = 1,44\text{m}$.

$\sigma_{st} = \left(\frac{2}{3} \cdot f_{e,110} \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 228,63 \text{ Mpa}$.

Armatures transversals inférieur:

$$A_t = \frac{Nu \cdot (B - D)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{46218,25 \times 10^{-3} \times (13,5 - 1,6)}{8 \times 1,44 \times 228,63} = 208,82 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à : 28Ø32 avec un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{Nu.(B-L)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{46218,25 \cdot 10^{-3}(6,90-1,6)}{8 \cdot 1,44 \cdot 228,63} = 930 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_L = \frac{996,39}{6,9} = 134,78 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures longitudinales : 12Ø 40 avec une section de 150,84cm².

VI.4.5.6.4 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{F_e} = 17,88$$

$f_{tj} = 2,7 \text{ Mpa.}$

$F_e = 500 \text{ Mpa.}$

Donc la condition est vérifiée.

VI.4.5.6.5 Condition de non- poinçonnement

Considérons la semelle comme une dalle sous un mur et vérifions la condition de non poinçonnement.

$$1,1 \cdot Nu \leq 0,45 \cdot H \cdot Pc \cdot \left(\frac{f_{tj}}{\gamma_b} \right)$$

Nu : effort normal à l'ELU = 4621,825 t.

H : hauteur de la semelle = 1,6m.

Pc : périmètre du contour au niveau du feuillet

$$2 \times (L+B) + 4 \cdot H = 2 \times (6,9 + 13,50) + 4 \times 1,6 = 47,2 \text{ m.}$$

$$1,1 \times (4951,54) = 57,47 \text{ MN.}$$

Or :

$$0,45 \times 1,6 \times 47,2 \times \left(\frac{35}{1,5} \right) = 792,96 \text{ MN}$$

Donc :

$$57,47 \text{ MN} < 792,96 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de se rapprocher du domaine pratique ainsi que de nous initier aux calculs (dimensionnement et les méthodes de calculs etc...) d'un ouvrage d'art.

En deuxième lieu, il nous a appris de modéliser l'ouvrage et de voir son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitations.

Notre projet, nous a permis aussi de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer tous les règlements (BAEL et RPOA ...etc...). Et par la suite de maîtriser les logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, SAP2000 et SOCOTEC ainsi que ceux de la base à l'instar de Microsoft Office.

Malgré les entraves rencontrées tout au long de ce projet nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter une étude bien détaillée et rendre ce travail à l'abri des erreurs possibles car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite.

Enfin, ce projet nous a permis d'approfondir, de compléter nos connaissances tout au long de notre cycle de formation et de bénéficier de l'expérience des gens du domaine.

En perspective, nous souhaiterons qu'ils vont construire d'autres ponts en Algérie pour faciliter le transport .

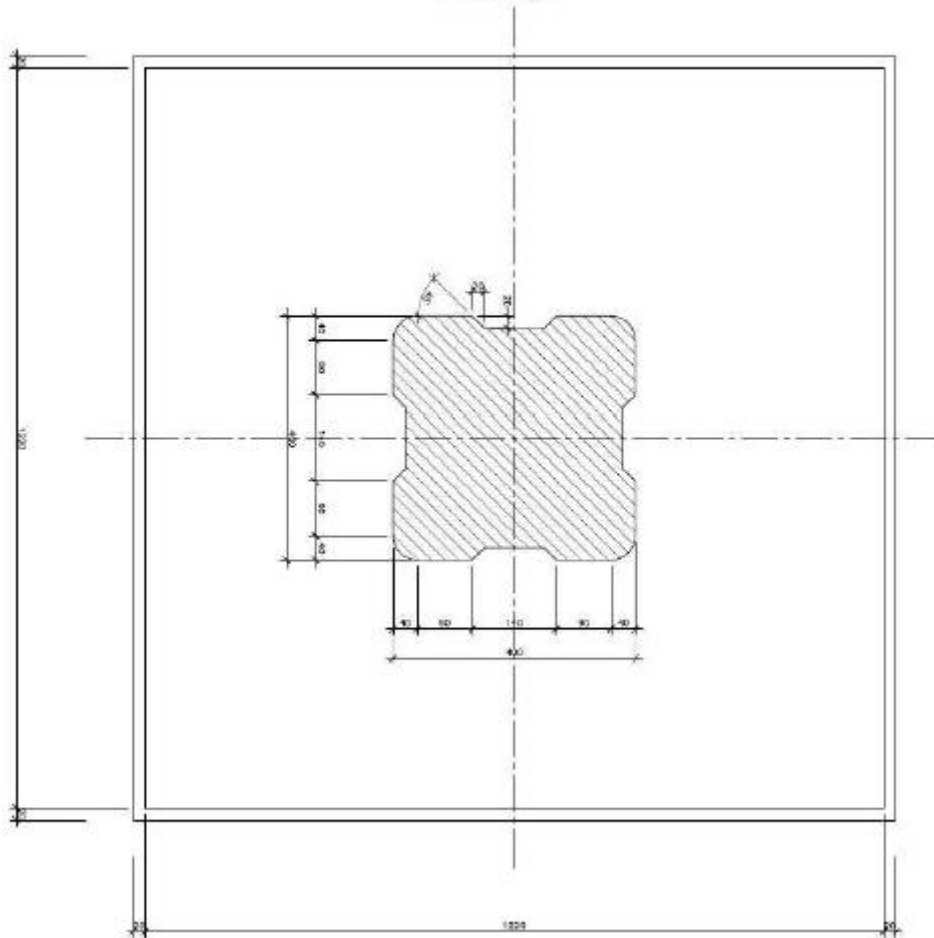
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- (1) : AFNOR Norme française ENV 1993-1-5. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et
- (2) : AFNOR. Norme française ENV 1994-2. Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application nationale. Partie 2 : Ponts mixtes. 2000.
- (3) : BAEL : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon la méthode des états limites
- (4) : BELAIDI Y. et MAHI S. (2015). Etude de pont mixte sur OUAD TARJILET dans la wilaya de CHLEF. Mémoire d'Ingéniorat.
- (5) : CCM97 : Règles de conception et de calcul des structures en acier
Document d'Application Nationale. Partie 1-5 : Règles générales -Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan.
- (6) :document technique « VASOFLAN BEARINGS »,
- (7) : DUCOUT, J-P. (1997). Ponts métalliques-conception générale. Construction/travaux publics, Techniques de l'ingénieur.
- (8) : Guide technique ponts métalliques et mixte, SETRA 2004
- (8) : MEGHEBBAR S. (2016) étude technico – économique d'un projet de pont a Tablier mixte acier-béton sur cw102/ Ghazaouet. Wilaya de Tlemcen. Université Abou bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil.
- (9) : Ministère des travaux publics. Document technique réglementaire D.T.R Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Algérie. 2008.
- (10) : RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- (11) : SIEFERT, Y. (2004). L'entretroisement des ponts mixtes ferroviaires. INSA de Lyon, Thèse en génie civil.

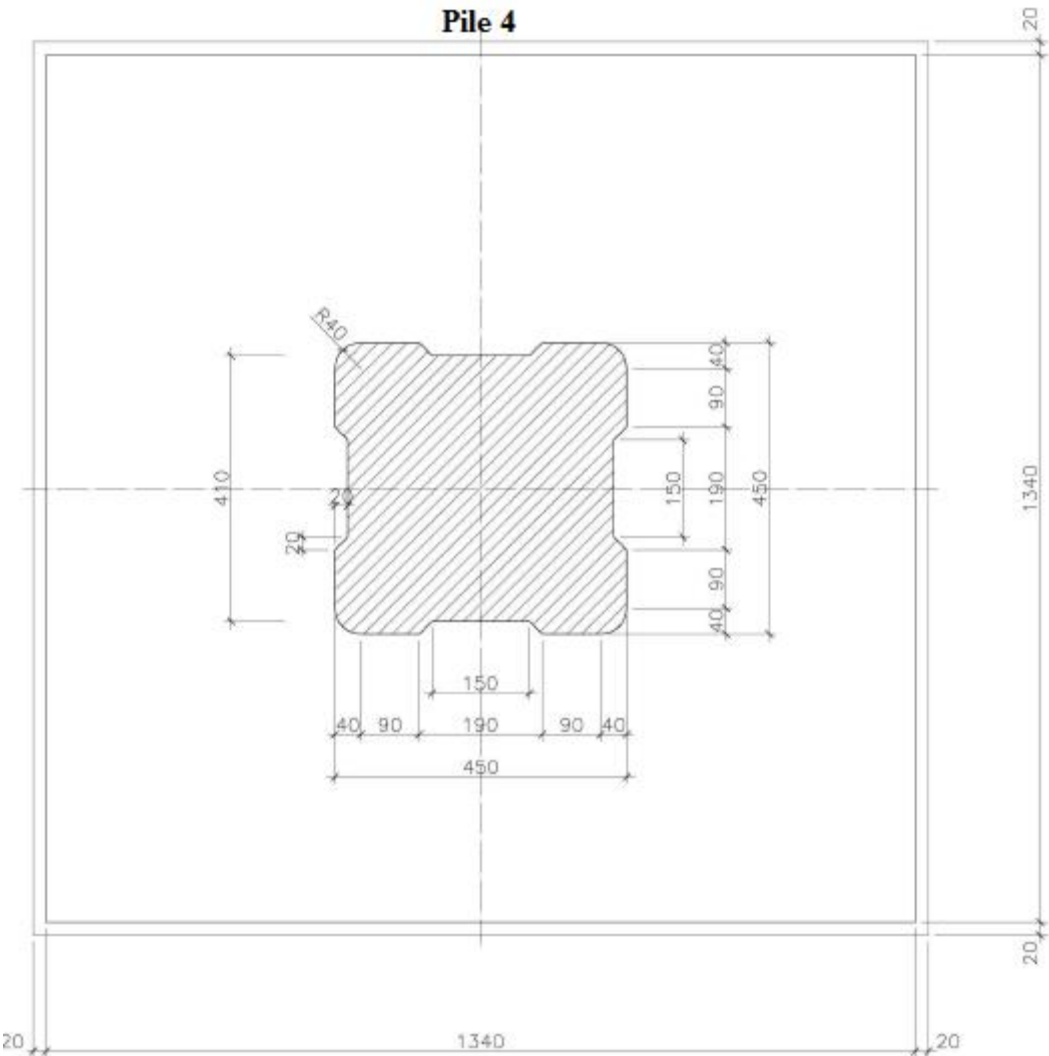
ANNEXES

ANNEXE A

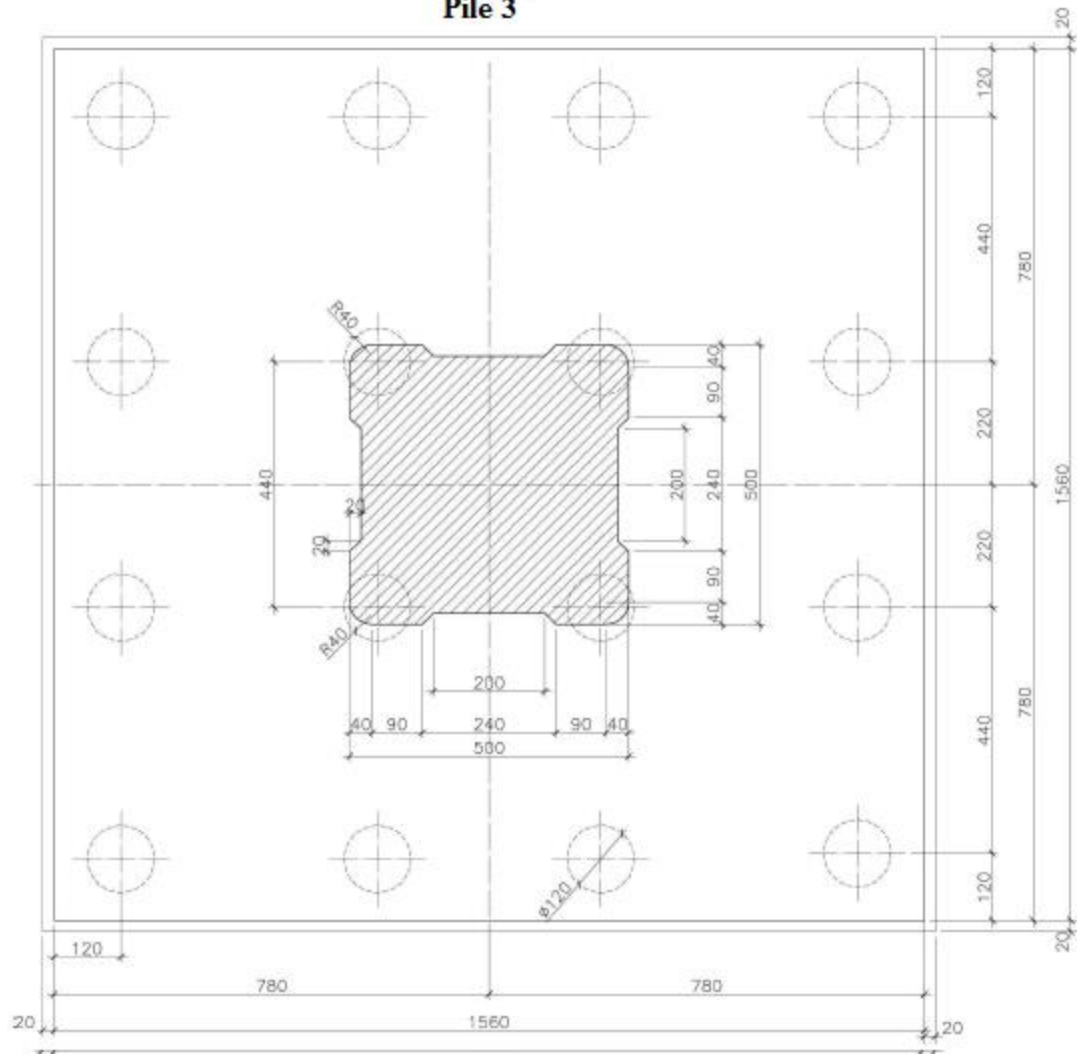
Pile 1,2,5



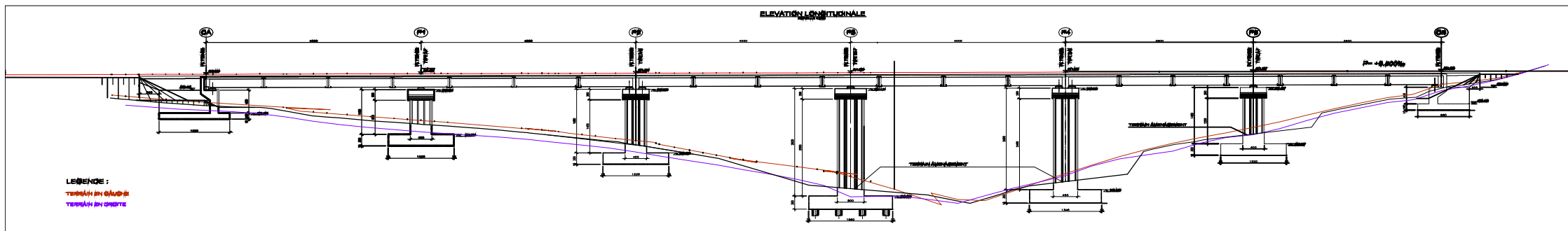
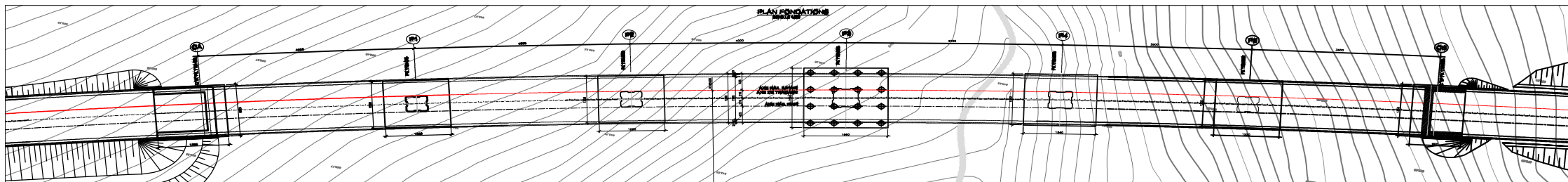
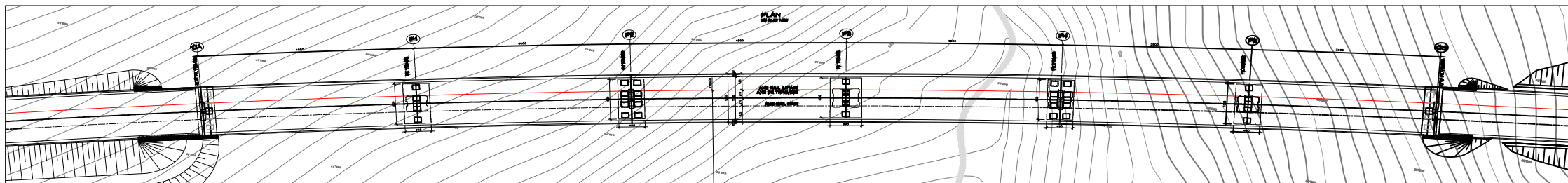
Pile 4



Pile 3

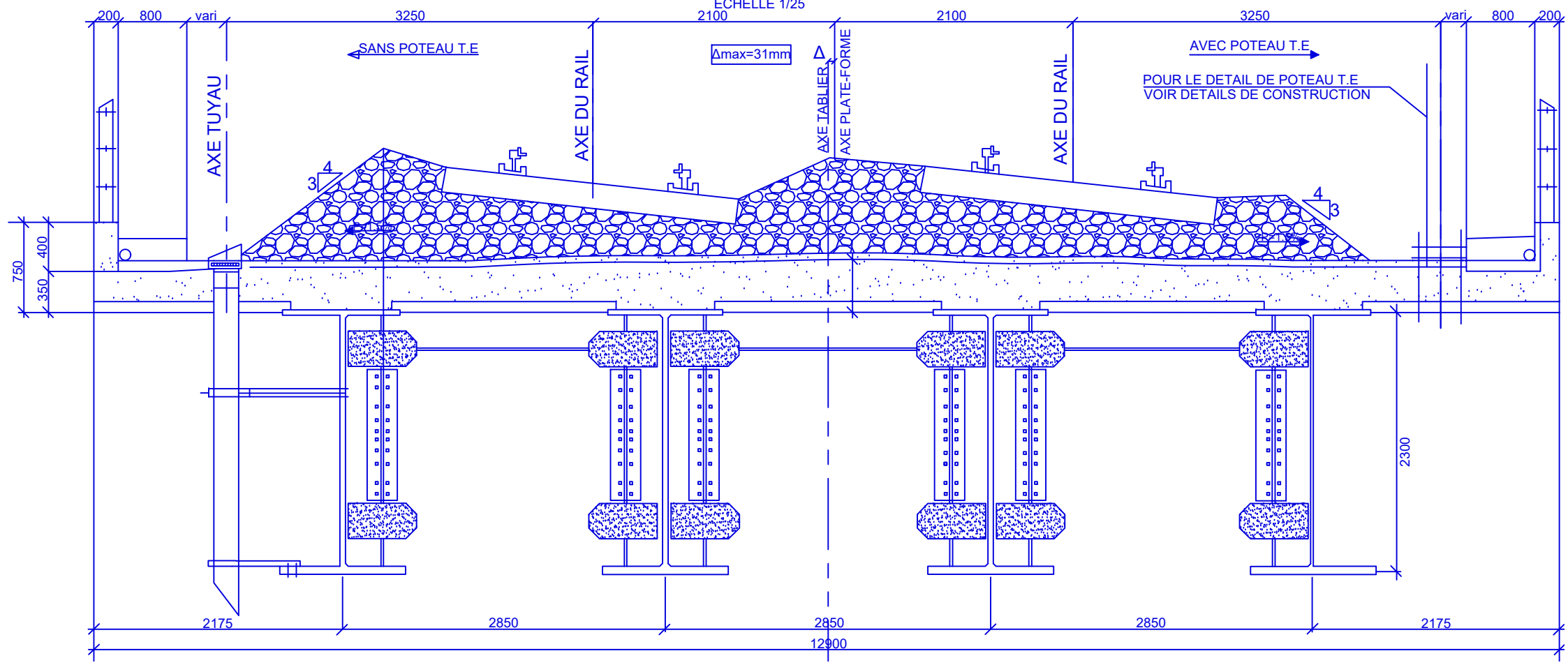


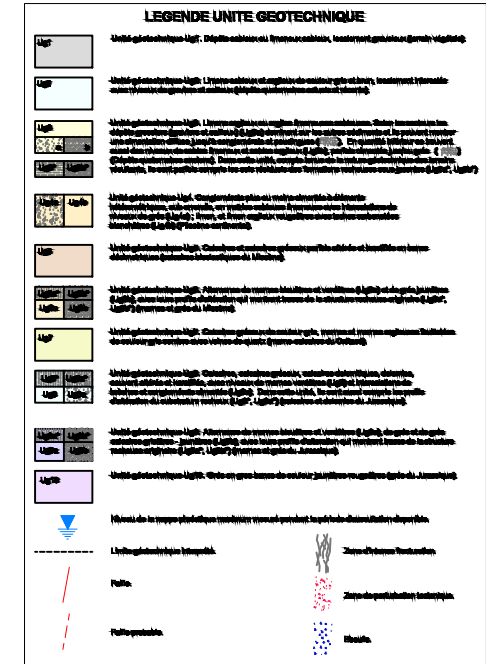
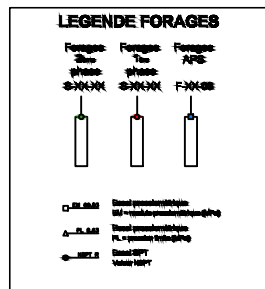
ANNEXE B



COUPE TRANSVERSALE

ECHELLE 1/25



[illegible]

COUPE LONGITUDINALE BLOC TECHNIQUE CULEE A

ECHELLE 1:100

2500

500

300

Remblai - pente tran. 3%

Culée
pente tran. 3%

Culée - pente tran var.
3.00%/1.50%

Culée pente
tran -1.50%

Viaduc - pente tran 1.50%

A

B

C

D

E

F

REGERD DE VISITE

C.R

COUVERTURE EN
BETON CABLE 20 cm
SOUS COUCHE 20 cm
COUCHE DE FORME 30 cm

AXE JOINT

60

REMBLAI

2

3

GEOMEMBRANE TYPE
ENKADRÄIN

REVETEMENT IMPERMEABLE
COLLE SUR LE MUR

TUYAU MICROFORE Ø200

2 BARBACANES Ø110

REMONTEE DU CABLE ENTERRE A DEFINIR

300

MATERIAUX SELECTIONNES
(PRIX 08.01.03.02)

MATERIAUX SELECTIONNES
(PRIX 08.01.03.02)

A

B

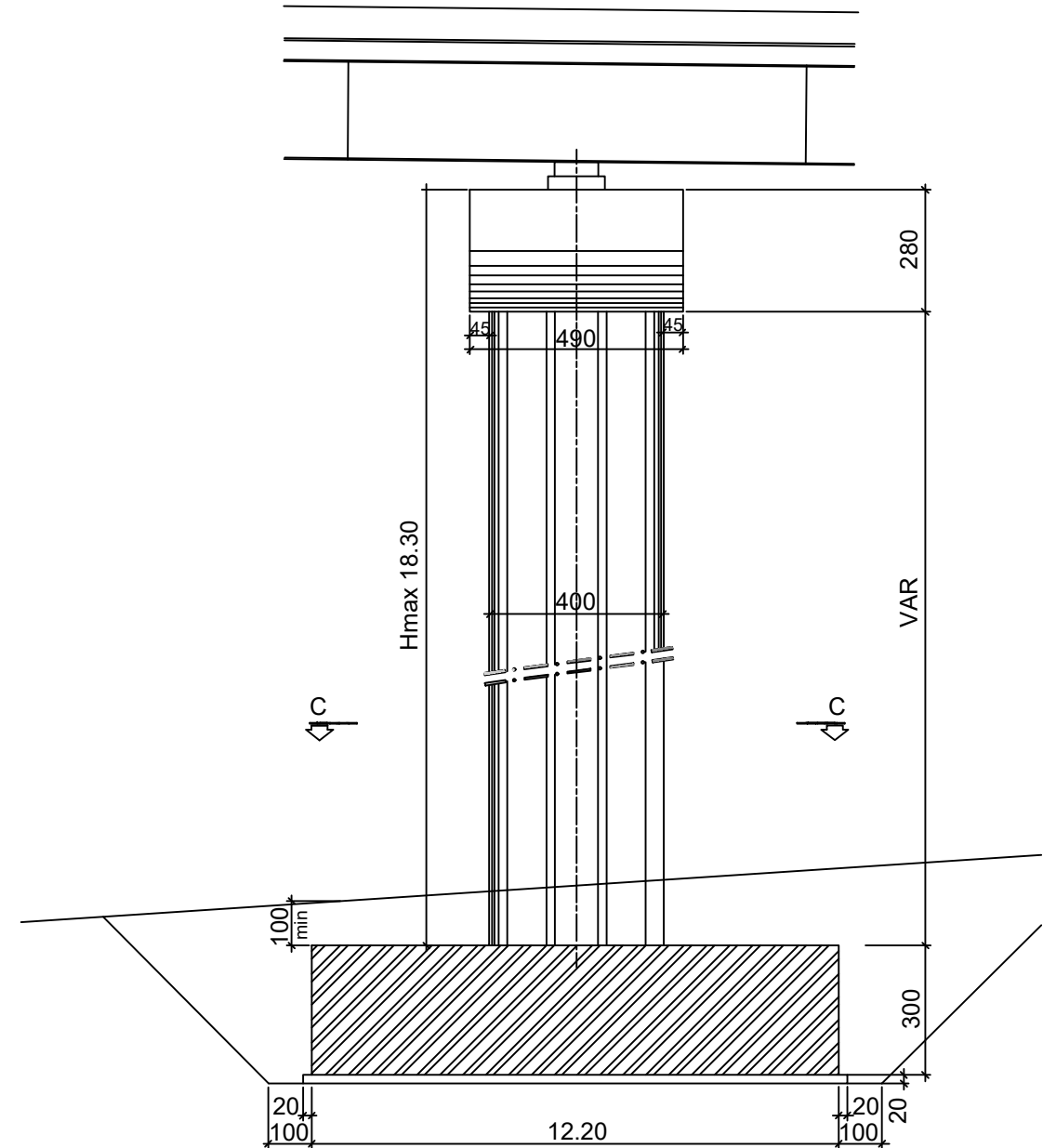
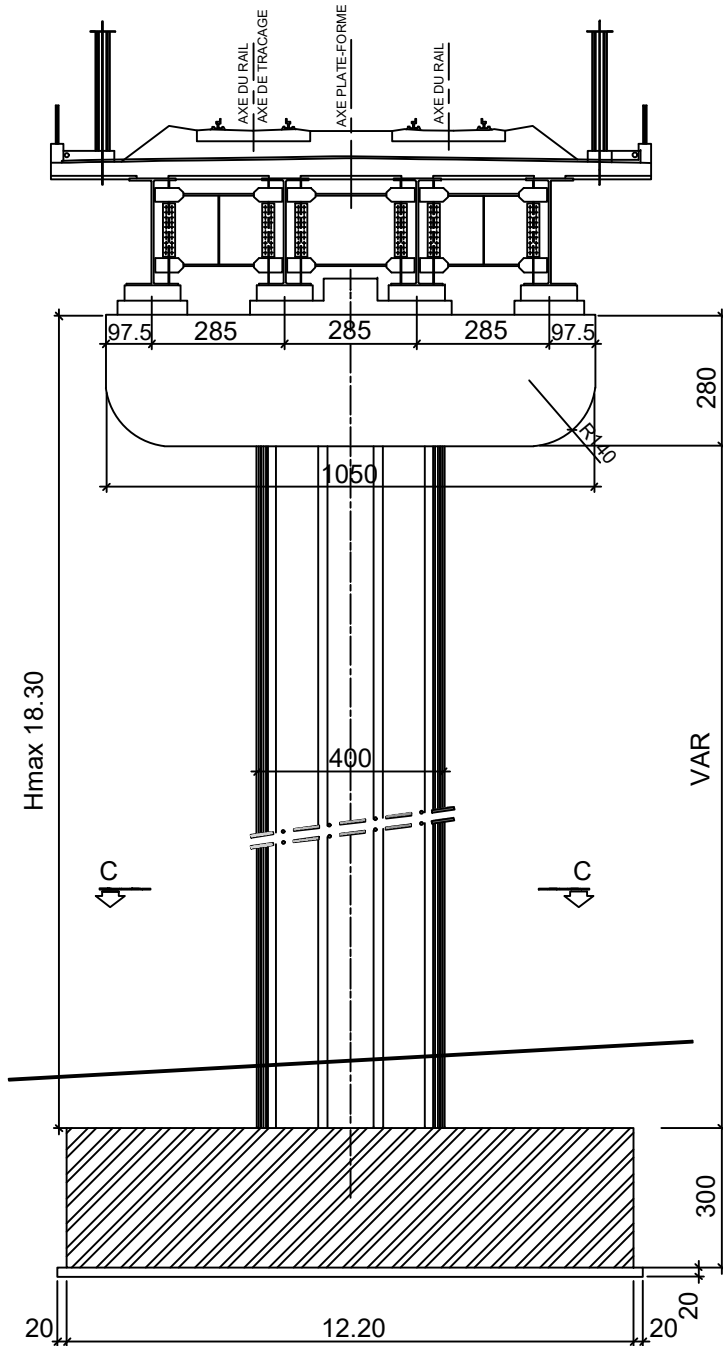
C

D

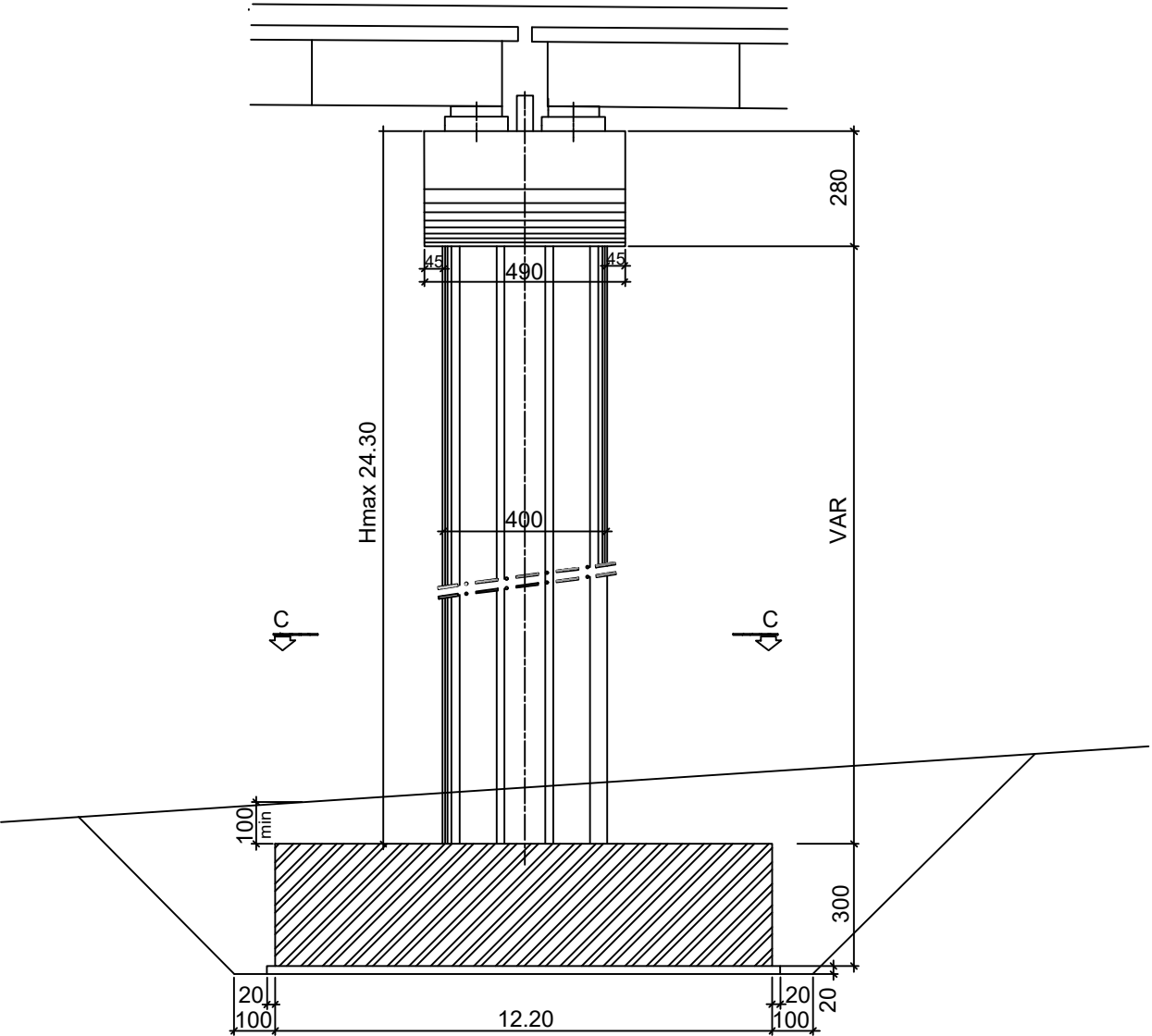
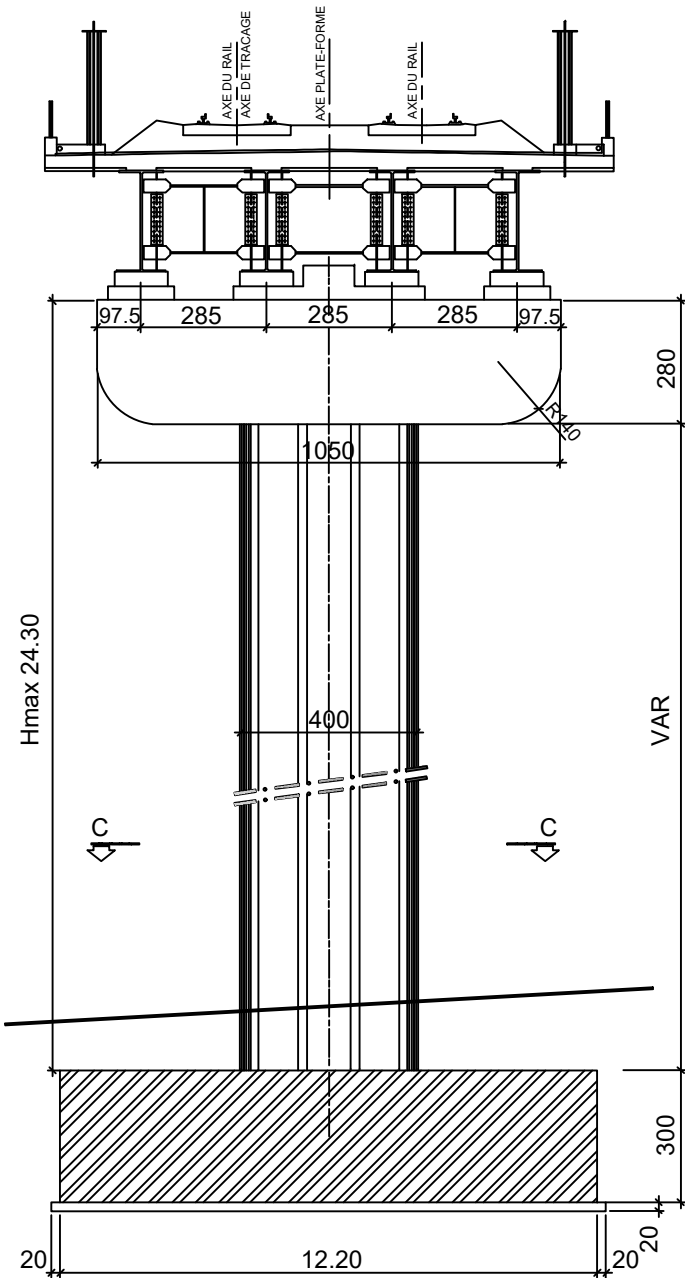
E

F

PILE A-F (APPUIS FIXES)

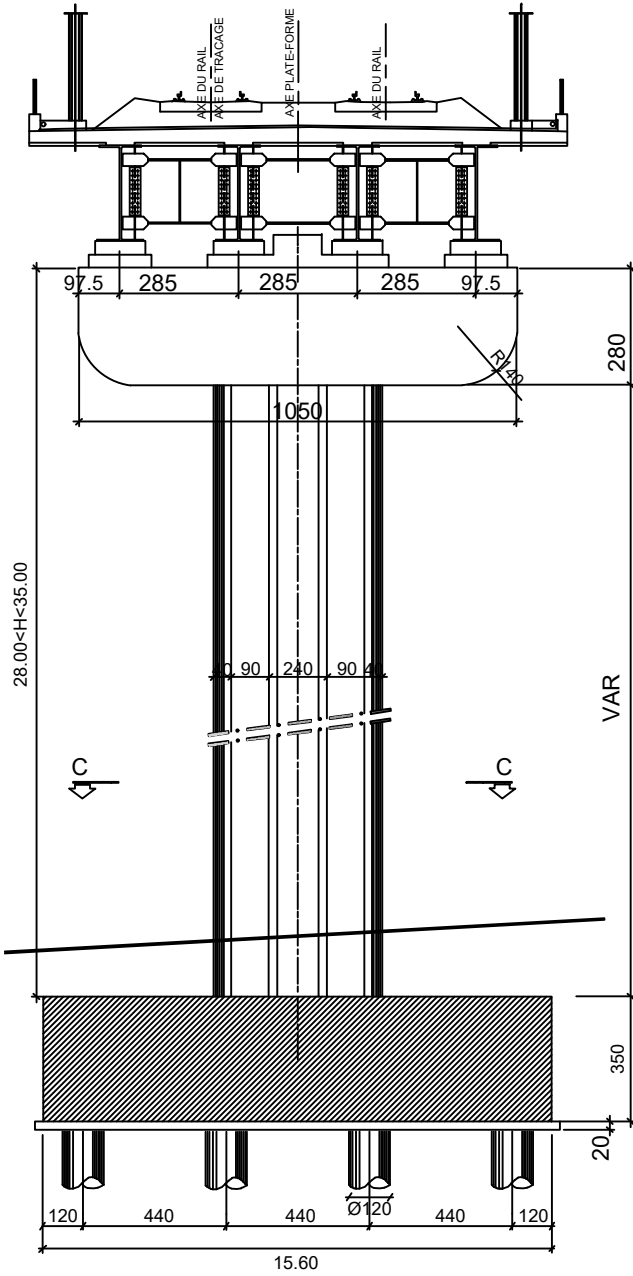


PILE A-M (APPUIS MOBILES)

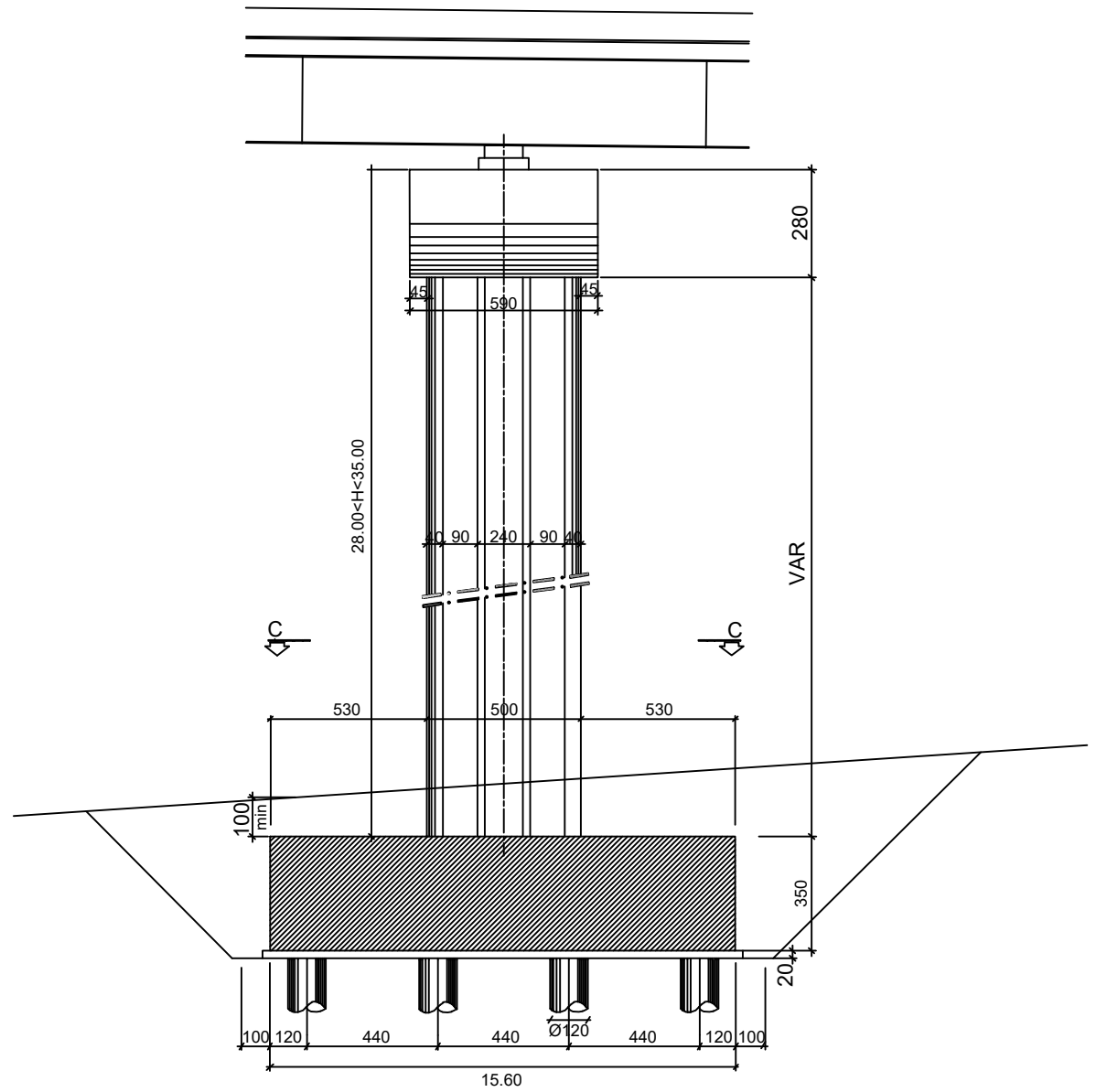


PILE B1-F (APPUIS FIXES)

VUE A-A
ECHELLE 1/100

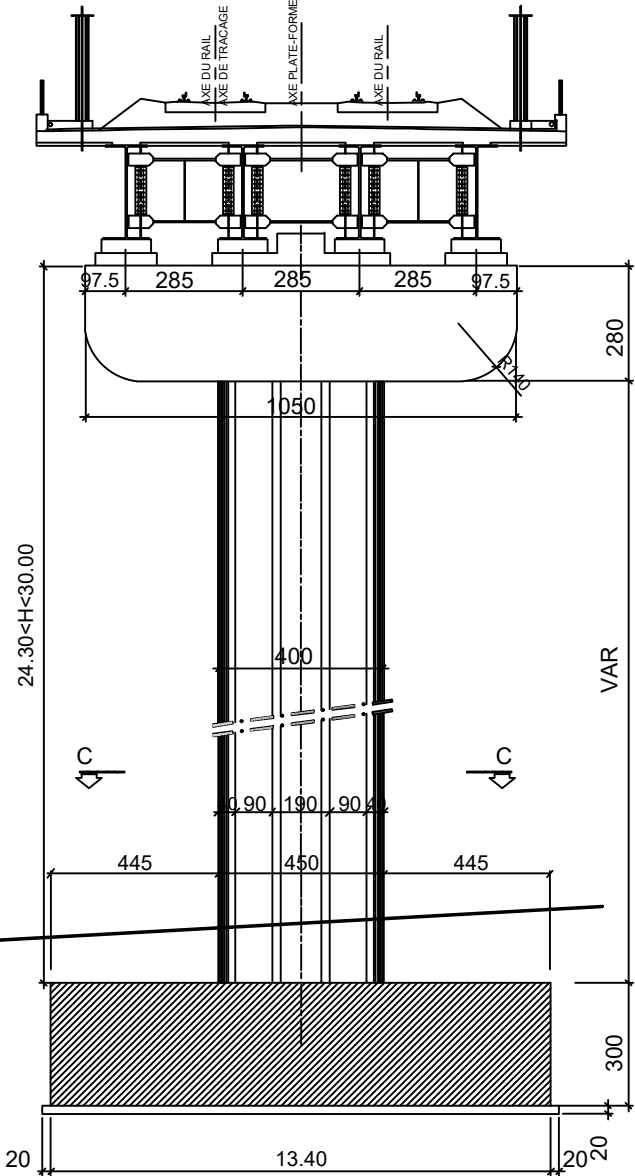


VUE B-B
ECHELLE 1/100



PILE B-M (APPUIS MOBILES)

VUE A-A
ECHELLE 1/100



VUE B-B
ECHELLE 1/100

