

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 en Bipoutre
(Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF)**

Soutenu en juin 2018 par :

M^{lle} Meriem BELKASSEM

M^r Hocine BOUGUETTAYA

Devant le jury composé de :

Mme. DJAFOUR N

Président

Mme. SAIL L

Examineur

Mr. BOUMECHRA N

Encadreur

Mr. OUDJEDI DAMERDJI F

Encadreur

Année universitaire :2018/2019

DEDICACES

M^{elle} Meriem BELKASSEM

Je dédie ce mémoire à....

A mes très chers parents,

Grace à dieu et à ceux que je suis devant vous aujourd'hui, leur soutien sans faille, sans qui rien n'aurait été possible, tout au long de mon cursus vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse, et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour ma formation.

A mes très chères frères Mohammed et Seddik,

Je vous souhaite un très bon avenir, plein de joie, de bonheur, réussite et de sérénité.

A ma meilleure amie Soukaina

Que j'aime énormément et qui m'a beaucoup encouragé et soutenu à plusieurs reprises.

Mr Hocine BOUGUETTAYA

Je dédie ce travail qui n'aura jamais pu voir le jour sans les soutiens indéfectibles et sans limite de mes chers parents qui ne cessent de me donner avec amour le nécessaire pour que je puisse arriver à ce que je suis aujourd'hui.

Que dieux vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je puisse vous combler de bonheur.

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours.

A mon binôme, ainsi a tout mes proches et mes amis qui m'ont toujours encouragé : Kamel, Djawad, Brahim, Andelhamid.

A mes collègues de la promotion charpente métallique et mixte.

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

A tous ceux qui j'aime

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu, le généreux, le tout puissant qui nous a donnés la force et le courage, la volonté et les moyens nécessaires pour réaliser ce modeste travail.

Notre première reconnaissance va à nos encadreurs : le professeur BOUMECHRA Nadir et Oudjdi Damerdji Fouzi d'avoir accepté de diriger ce travail, leurs apports et leurs conseils toujours judicieux et leurs encouragements. Je les dis, Merci.

Ensuite pour les membres du jury qui ont accepté d'évaluer et de juger notre travail. Notre gratitude va également pour nos enseignants qui nous ont donné l'envie de poursuivre dans cette voie, nos remerciements s'adressent aussi aux enseignants et tout le personnel du département des sciences techniques qui nous ont aidés tout au long de notre cursus universitaire.

Nous tenant à remercier plus particulièrement Mlle. ABDALLAOUI Sarah pour sa disponibilité incessante et ses conseils rigoureux.

Enfin, mes sincères remerciements vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire, pour leur soutien et leurs encouragements, ... merci à tous.

Résumé :

Ce projet propose l'étude d'un pont ferroviaire mixte en Bipoutre. Ce pont fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire électrifiée à double voie qui relie entre Oued Tlelat -Tlemcen qui se situe à Tlemcen. Notre étude englobe la théorie, la vérification 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 et les piles, 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, bipoutre.

Abstract :

This Project proposes the study of a composite double girder railway bridge, which makes part of the new electrified double track railway line that connects between Oued-Tlilat 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 and piers, it was modeled by the SAP2000 software, which is based on the finite elements method.

Key Words :

Composite bridge, railway, deck, modeling, double girder.

ملخص

هذا المشروع الذي نحن بصدد دراسته يتعلق بدراسة جسر لسكة حديدية 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، العارضة المزدوجة.

Table des matières

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

CHAPITRE I: GENERALITE

I.1. Introduction.....	2
I. 2. Définition d'un pont :	2
I. 3. Historiques des ponts :	2
I. 4. Différentes formes des ponts :	6
I. 5. Types des ponts :	6
I. 6. Parties d'un pont :	7
I. 7. Classification des ponts :	8
I. 8. Les ponts mixtes :	10
I. 8. 1. Définition :	10
I. 8. 2. Ouvrages mixtes à poutres :	11
I. 8. 3. Ouvrages mixtes en caisson :	14
I. 8. 4. Ouvrages mixtes ferroviaires :	14
I. 8. 5. Connexion dalle – poutres dans les ponts mixtes :	16
I. 8. 6. Avantage de la construction mixte :	17
I. 9. Conclusion :	17

CHAPITRE II: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Conception générale :	18
II. 2. Rapport géotechnique :	21
II. 3. Caractérisation géotechnique locale :	23

II. 4. Dimensionnement géotechnique des fondations :	23
II. 5. Typologie et géométrie de fondations :	23
II. 6. Normes de référence :	24
II. 7. Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :	24
II. 8. Classification des ponts :	25
II. 9. Classification des zones sismiques :	25
II. 10. Caractéristique des matériaux :	26
II. 10. 1. Le béton :	26
II. 10. 2. Acier :	29
II. 11. Le Bipoutre :	30
II. 11. Conclusion :	30

Chapitre III: PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATIONS DES CHARGE

III. 1. Introduction :	31
III. 2. Caractéristique des matériaux :	31
III. 3. Predimensionnement du tablier :	31
III. 3. 1. Largeur de tablier :	31
III. 3. 2. L'épaisseur de la dalle :	31
III. 3. 3. Pré dimensionnement des poutres :	32
III. 3. 4. Caractéristiques Poutres principales :	33
III. 4. Evaluation des charges permanentes :	35
III. 5. Evaluation des surcharges ferroviaires :	36
III. 5. 1. Les charges verticales :	37
III. 5. 2. les effets dynamiques :	38
III. 5. 3. Les forces d'accélération et de freinage :	39
III. 5. 4. L'effort de lacet :	39
III. 5. 5. Les forces centrifuges :	39
III. 6. Action du vent :	40
III. 7. Température :	40
III. 8. Tassement différentiel :	41
III. 9. Retrait :	42
III. 10. Fatigue :	42

III. 11. Fluage :	42
III. 12. Action Séismique :	42
III. 12. 1. Spectres de réponse élastique :	43
III. 13. Définition des combinaisons :	46
III. 13. 1. Combinaison des actions :	46
III. 13. 2. Combinaison des composantes des actions sismiques :	47
II 014. Conclusion :	48

Chapitre IV: MODELISATIONS ET INTERPRETATIONS DES RESULTAT

IV.1. Introduction :	49
IV.2. Principes de la modélisation :	49
IV.3. Logiciel de calcul :	50
IV.4. Modélisation :	50
IV.4.1. Le choix de type d'ouvrage :	50
IV. 4. 2. Le choix de type de tablier :	51
IV. 4. 3. Dessin des éléments structuraux :	52
IV. 4. 4. Lignes d'influences :	54
IV. 4. 5. Définition des charges et combinaisons de charges :	54
IV. 4. 6. La modélisation dans le cas dynamique :	55
IV. 4. 7. Combinaison des composantes d'actions sismiques :	56
IV.4. 8. Résultats de calcul obtenu par le logiciel :	57
IV. 5. Conclusion :	60

CHAPITRE V: ETUDE DU TABLIER

V. 1. Introduction :	61
V. 2. Vérification de la section d'acier :	61
V. 3. Calcul de la section mixte :	65
V. 3. 1. Hypothèse de calcul d'une section mixte :	65
V. 3. 2. calcul d'une section mixte :	66
V. 3. 3. Caractéristique géométrique de section du béton :	71
V. 3. 4. Caractéristique géométrique de la section d'acier :	72
V. 3. 5. Caractéristique de la section mixte :	72

V. 4. Les effets sur la poutre mixte des sollicitations internes de la section :	74
V. 4. 1. Effets du retrait :	74
V. 4. 2. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :	76
V. 4. 3. Vérification de la fatigue :	76
V. 5. Calcul de la dalle :	77
V. 5. 1. Introduction :	77
V. 5. 2. Les résultats numériques :	77
V. 5. 3. Détermination de ferrailage :	78
V.6. Les entretoises :	81
V. 7. Les connecteurs :	83
V. 7. 1. Le choix du connecteur :	83
V. 7. 2. Dimensionnement d'un goujon :	83
V. 7. 3. Espacement des connecteurs :	84
V. 7. 4. Le nombre total des connecteurs :	85
V. 8. Les assemblages :	85
V. 8. 1. Introduction :	85
V. 8. 2. Assemblage poutre-poutre avec couvre-joint :	85
V. 9. Conclusion :	89

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. 1. Introduction générale :	90
VI. 2. Etude des équipements :	90
VI. 2. 1. Introduction :	90
VI. 2. 2. Les appareils d'appuis :	90
VI. 2. 3. Le rôle des appareils d'appuis :	90
VI. 2. 4. Les types des appareils d'appuis :	90
VI. 2. 5. Dimensionnement des appareils d'appuis :	93
VI. 2. 6. Joints de dilatation :	93
VI. 2. 7. Evacuation des eaux :	94
VI. 3. Etude des piles :	94
VI. 3. 1. Introduction :	94
VI. 3. 2. Critères de dimensionnement de la pile :	95

VI. 3. 3. Etude du chevêtre :	96
VI. 3. 3. 1. Ferrailage du chevêtre à la flexion :	96
VI. 3. 4. Etude des piles :	97
VI. 3. 4. 1. Ferrailage des piles :	97
VI. 3. 5. Etudes des fondations :	98
VI. 3. 5. 1. Etude de fondation (type pieux) de la pile 3 :	99
VI. 3. 5. 2. Etude de la semelle 1,2 et 5 :	104
VI. 4. Etude la culée :	107
VI. 4. 1. Introduction :	107
VI. 4. 2. Les différents types de culées :	108
VI. 4. 3. Choix de type de culée :	108
VI. 4. 4. Pré dimensionnement de la culée :	109
VI. 4. 5. Vérification de la stabilité de la culée :	111
VI. 4. 5. 1. Sous charges permanentes :	111
VI. 4. 5. 2. Phase en construction avec remblai :	112
VI. 4. 5. 3. Sous charges permanentes plus surcharges :	113
VI. 4. 6. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée :	115
VI. 4. 6. 1. Mur garde grève (M.G.G) :	115
VI. 4. 6. 2. Mur de front :	117
VI. 4. 6. 3. Mur en retour :	119
VI. 4. 6. 4. Etude de la semelle :	120
VI. 5. Conclusion :	122
CONCLUSION GENERALE.....	123
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	124
ANNEXES	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Types des ponts	6
Tableau II-1 : Programme d'essais de laboratoire.....	21
Tableau II-2 : Les paramètres géotechniques selon les résultats des essais in-situ et de laboratoire...23	
Tableau II-3 : Classification des ponts.....	25
Tableau II-4 : Coefficients d'accélération de zone A.....	25
Tableau II-5 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.....	26
Tableau II-6 : Contraintes à la compression.....	28
Tableau II-7 : Modules de déformation.....	28
Tableau II-8 : Modules de déformation.....	28
Tableau II-9 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente.....	30
Tableau III-1 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente.....	31
Tableau III-2 : Charges des équipements non structuraux (pont bipoutre).....	36
Tableau III-3 : Données climatiques de la région nord-ouest (climat méditerranéen à caractère semi-aride).....	41
Tableau III-4 : Tassements alternes des piles non adjacentes.....	42
Tableau III-5 : Variation linéaire qui provoque une diminution du volume du béton.....	42
Tableau III-6 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	44
Tableau III-7 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale.....	45
Tableau III-8 : Combinaison d'action a l'état limite ultime et a l'état limite de service.....	47
Tableau III-9 : Combinaisons sismiques.....	47
Tableau IV-1 : Moments fléchissant et efforts tranchants du PRS à l'ELU et l'ELS.....	58
Tableau IV-2 : Moments fléchissant dans l'hourdis (KN.m).....	58
Tableau IV-3 : Efforts tranchants dans l'hourdis (KN).....	59
Tableau IV-4 : Moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.....	59
Tableau VI-5 : Les efforts sollicitant des piles à L'ELU.....	59
Tableau VI-6 : Efforts sollicitant des piles à L'ELS.....	59
Tableau VI-7 : Efforts sollicitant des piles à la combinaison accidentelle.....	60
Tableau VI-8 : Efforts sollicitant dans les chevêtres.....	60

Tableau V-1 : Caractéristiques géométriques de la section métallique.....	62
Tableau V-2 : La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée.....	66
Tableau V-3 : La détermination des caractéristiques de la section du béton.....	72
Tableau V-4 : La détermination des caractéristiques de la section d'acier.....	72
Tableau V-5 : Les caractéristiques géométriques de la section mixte.....	74
Tableau V-6 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis(KN.m).....	78
Tableau V-7 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Travée.....	78
Tableau V-8 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Travée.....	79
Tableau V-9 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en appuis.....	79
Tableau V-10 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en appuis.....	80
Tableau V-11 : Tableau récapitulatif des choix de ferrailage en travée et en appuis.....	81
Tableau V-12 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise.....	82
Figure- 15 : Assemblage couvre-joint d'âme.....	89
Tableau VI-1 : Dimensions des piles.....	95
Tableau VI-2 : Ferrailage et vérification des contraintes obtenues par le SOCOTEC	98
Tableau VI- 3 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELU.....	101
Tableau VI-4 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELS.....	102
Tableau VI-5 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELA.....	103
Tableau IV-6 : les types des culées.....	108
Tableau VI-7 : Descente de charge de la culée.....	111
Tableau VI-8 : Calcul en construction avec remblai.....	113
Tableau VI-9 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU.....	113
Tableau VI-10 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS.....	114
Tableau VI-11 : Moments stabilisants et renversants en charge accidentelle.....	115
Tableau VI-12 : Les contraintes agissantes sur le mur garde grève.....	116
Tableau VI-13 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU.....	117
Tableau VI-14 : Les contraintes agissantes sur le mur en retour.....	119

Liste des figures

Figure I-1 : structure générale d'un pont.....	2
Figure I-2 : Pont mégalithique de Lablachère.....	3
Figure I-3 : pont a voute	3
Figure I-4 : pont du moyen âge.....	4
Figure I-5 : pont métallique pour chemin de fer.....	4
Figure I-6 : Golden Gate bridge.....	5
Figure I-7 : pont moderne	5
Figure I-8 : Différents types de fondation.....	7
Figure I-9 : BAB A8 structure du pont 5 (SSF), fondation avec rigidité à la flexion élevée.....	10
Figure I- 10 : Comportement d'une structure mixte isostatique connectée (sous moments positif et négatif).....	11
Figure I-11 : Ponts mixtes multi poutres, Baltimore (États-Unis).....	11
Figure I-12 : Bipoutre à entretoises	12
Figure I-13 : Exemple d'un pont mixte bipoutre.....	12
Figure I-14 : Bipoutre à pièces de pont sans console.....	13
Figure I-15 : Bipoutre à pièces de pont avec consoles.....	13
Figure I-16 : Pont multi poutres. Source : ponts mixtes acier-béton, Stéra.....	13
Figure I-17 : Model tridimensionnel du tablier en treillis.....	14
Figure I-18 : Caisson à pièce de pont avec consoles.....	14
Figure I-19 : Bipoutre (d'après [RAM.99]).....	15
Figure I-20 : Quadri poutre (d'après [RAM.99]).....	15
Figure I-21 : Bi caisson.....	16
Figure I-22 : Connexion	16
Figure II-1 : Plan de situation.....	18
Figure II-2 : Le pont existant vue de loin.....	18
Figure II-3 : Profil en long de l'ouvrage en béton armé.....	19
Figure II-4 : Vue en plan de l'ouvrage en béton armé.....	19
Figure II-5 : Coupe transversale du tablier.....	20
Figure II-6 : Types des piles.....	20
Figure II-7 : Coupe stratigraphique du terrain	22

Figure II-8 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.....	26
Figure II-9 : Diagramme parabole rectangle du béton.....	27
Figures II-10 : Bipoutre D'après (RAM.99).....	30
Figure III-1 : Caractéristiques des poutres principales (PRS) du pont	34
Figure III-2 : Exemple de coupe transversale et voies de circulation.....	34
Figure III-3 : Caractéristiques géométriques des entretoises (HE 1000 B)	35
Figure III-4 : Exemple d'entretoise sur appui.....	35
Figure III-4 : Détails des équipements non structuraux.....	36
Figure III-5 : Modèle de charges LM 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales.....	35
Figure III-6 : Modèle de charge SW/0.....	38
Figure III-7 : Modèle de charge SW/2.....	38
Figure III-8 : Perturbations du sol par les différents types d'ondes vibratoires.....	43
Figure III-9 : spectre de réponse élastique, composante horizontale-5%d'amortissement.....	44
Figure III-10 : Spectre de réponse élastique, composante verticale-5% d'amortissement.....	45
Figure III-11 : spectre de dimensionnement -5% d'amortissement.....	46
Figure IV-1 : Choix d'unité et de nouveau modèle.....	50
Figure IV-2 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard ».....	51
Figure IV-3 : Choix du type de tablier.....	51
Figure IV-4 : Dimension des sections du tablier.....	52
Figure IV-5 : outils de dessin	52
Figure IV-6 : Choix de type de section des piles.....	53
Figure IV-7 : Outil de dessin de la section des piles.....	53
Figure IV-8 : Section des piles.....	54
Figure IV-9 : Affectation des valeurs des surcharges.....	54
Figure IV-10 : Détermination des Charges.....	55
Figure IV-11 : Modèle du tablier.....	55
Figure IV-12 : Détermination des spectres horizontal et vertical.....	56
Figure IV-13 : Modèle final du pont.....	56
Figure IV-14 : Diagramme des moments fléchissant.....	57
Figure IV-15 : Diagramme des efforts tranchants.....	57
Figure IV-16 : Section du PRS.....	58

Figure V-1 : Section du PRS.....	61
Figure V-2 : Diagramme des contraintes dans la section mixte.....	65
Figure V-3 : Position du centre de gravité de section mixte.....	66
Figure V-4 : Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. Cas de l'axe neutre plastique dans la semelle sup (flexion positive).....	67
Figure V-5 : Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. Cas de l'axe neutre dans l'âme (Moment négatif)	69
Figure V-6 : Section du béton.....	71
Figure V-7 : Effets du retrait du béton dans la section mixte.....	75
Figure V-8 : facteur de correction λ	76
Figure V-9 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle.....	77
Figure V-10 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle.....	77
Figure V-11 : Section de l'entretoise.....	81
Figure V-12 : Connecteurs de type goujons.....	83
Figure V-13 : La connexion de la dalle avec la poutre.....	84
Figure V-14 : Assemblage couvre-joint de semelle.....	87
Figure VI-1 : photo réelle d'un appareil d'appuis.....	90
Figure VI-2 : appareils d'appui en caoutchouc fretté	91
Figure VI-3 : Appareils d'appuis à pot.....	91
Figure VI-4 : Appareils d'appuis mobiles à balancier.....	91
Figure VI-5 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple.....	92
Figure VI-6 : les différents éléments constructifs de l'appareils d'appuis.....	92
Figure VI-7 : Schéma détaillé des éléments d'appareils d'appuis glissant.....	93
Figure VI-8a : About de tablier.....	94
Figure VI-8b : Joint en Te sous ballast.....	94
Figure VI-8c : Joint sous tablier.....	94
Figure VI-8d : Joint sous ballast.....	94
Figure VI-9 : Conception de la pile.....	95
Figure VI-10 : Dimension de la pile.....	96
Figure VI-11 : Les diagrammes des (moments / effort normale / effort tranchant) a L'ELU.....	101
Figure VI-12 : Les diagrammes des (moments / effort normale / effort tranchant) a L'ELS.....	102
Figure VI-13 : Les diagrammes des (moments / effort normale / effort tranchant) a L'ELA.....	103

Figure VI-14 : Dessin de la culée.....	109
Figure VI-15 : La culée A.....	109
Figure VI-16 : La culée B.....	110
Figure VI-17 : Effort agissant sur le mur garde grève.....	115
Figure VI-18 : les différentes parties du mur en retour.....	119

INTRODUCTION GENERALE

La science ne restera utile que si elle apporte des solutions aux problèmes de la société.

Elle se rend utile dans sa partie technique ou pratique.

La poussée démographique et les transformations économique-sociales dans notre pays comme dans plusieurs autres pays du monde ont produit des effets de grande envergure sur l'occupation de l'espace aussi bien terrestre, fluvial qu'aérien.

Dans le cadre national de la construction des ouvrages d'art qui permet cependant le franchissement des obstacles naturels et artificiels, plusieurs projets comme les ponts sont pris en considération.

La construction des ponts compte parmi les travaux difficiles qui attirent et défient les ingénieurs, spécialement celle des ponts mixtes qui connaît une révolution ses derniers temps au niveau des formes, méthodes de conception, résistance, matériaux... etc.

L'utilisation de construction mixte pour les éléments des structures des ponts, devient de plus en plus importante, ce qui nous remet en question de l'utilisation et l'examen de la Bipoutre comme méthode de conception.

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. L'étude technique envisagée dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à examiner la conception et l'étude d'un pont ferroviaire à double voie électrifiée de 130 Km mixte en Bipoutres, qui a été réalisée par la société italiennes « Per Condotta D'Acque » et « Rizzani De Eccher ».

Le mémoire est structuré comme suivante :

- Le premier chapitre expose 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 caractéristiques 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 fonctionnelles 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 d'amélioration du secteur de transport et travaux publics, les ingénieurs experts ont toujours cherché de nouvelles méthodes pour faciliter la vie par des constructions nécessaires pour le quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve les ouvrages d'art [1].

Le grand souci des ingénieurs c'est de répondre aux exigences de la construction d'un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal et que les formes et proportions de l'ouvrage d'art permettant une intégration satisfaisante dans le site.

I. 2. Définition d'un pont :

Un pont est un ouvrage destiné à mettre en communication deux points séparés par un obstacle ou permettant le passage sans croisement à niveau de deux courants de circulation.

C'est un ouvrage lancé ou jeté pour permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou artificiel :

Vallée, rivière, canal de navigation, canal d'irrigation, une dépression, une zone d'inondation, une zone marécageuse, un lac, un bras de mer et d'autres voies de communication [2].

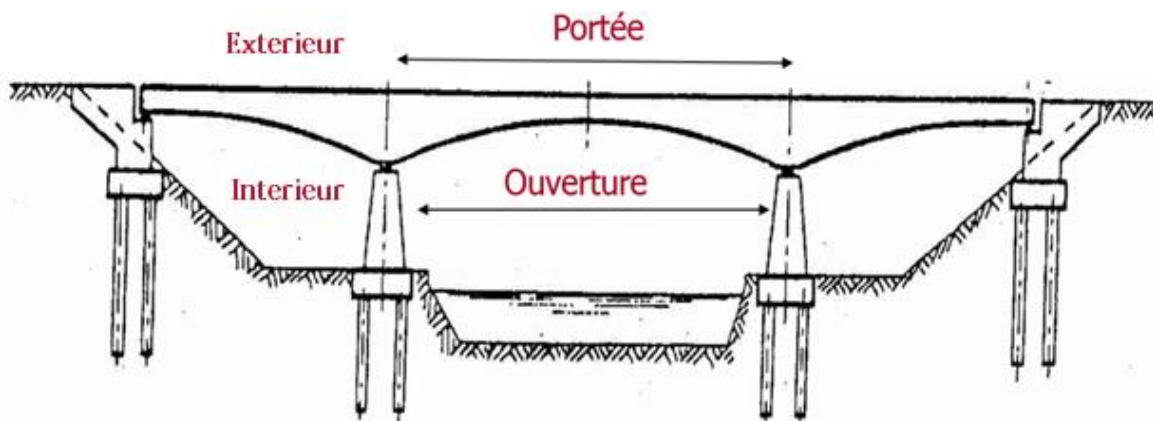


Figure I-1 : structure générale d'un pont

I. 3. Historiques des ponts :

L'historique des ponts peut se résumer en différentes périodes ci-dessous :

Ouvrages préhistoriques :

Les premiers ponts se limitent probablement à un arbre, à des rondins placés en travers d'un cours d'eau, à des lianes ou des cordes tendues au travers d'une étroite aussi à la pose de pierres plates sur des appuis en pierres [3].



Figure I-2 : Pont mégalithique de Lablachère

Ouvrages romains :

- Période empirique : celle de la construction des ponts voute, en maçonnerie par les romains avant 1500.



Figure I-3 : pont a voute

Ouvrages du Moyen-Âge :

- Période de grand savant : newton, Galilée, Hooke cette période se détermine par naissance de l'acier (de 1500 à1800).



Figure I-4 : pont du moyen âge

La révolution industrielle :

- Période, de 1800 à 1900 : c'est le début de l'industrialisation d'où le début du chemin de fer et de la construction de 1^{er} pont métallique pour chemin de fer. Il y a aussi naissance du béton armé.



Figure I-5 : pont métallique pour chemin de fer

Ouvrage du XXe siècle :

- Période de 1900 à 1950 :
 - Apparition des voitures d'où des ouvrages d'art routiers.
 - Apparition du béton précontraint.

- Période de 1900 à 1975 :

Développement de l'autoroute. A partir de 1975 à cause de la crise pétrolière, et de l'apparition des écologistes, on assiste à un frein dans la construction des routes et des ponts.



Figure I-6 : Golden Gate bridge

Le début du XXIe siècle :

- Les grandes lignes de l'évolution de la construction des ponts ces dernières années sont les suivantes :
 - **Evolution du trafic en flèche** : le trafic à évoluer qualitativement et quantitativement.
 - **Evolution des techniques de constructions** : les techniques mettent à la disposition des ingénieurs, des moyens les plus en plus sûrs ;
 - Du point de vue matériaux
 - Du point de vue calculs
 - Du point de vue exécutions.



Figure I-7 : Pont moderne

I. 4. Les différentes formes des ponts :

- Ponts en maçonnerie.
- Ponts métalliques.
- Ponts en béton armé.
- Ponts en béton précontraint.

I. 5. Les types des ponts :

Il existe différents types des ponts tout dépend de la nature du site et matériaux :

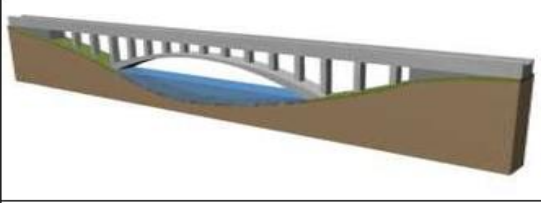
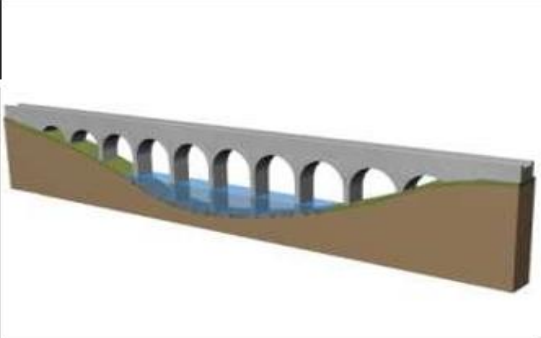
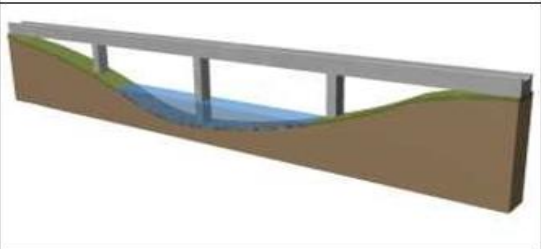
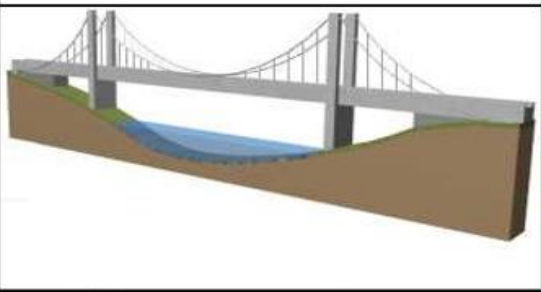
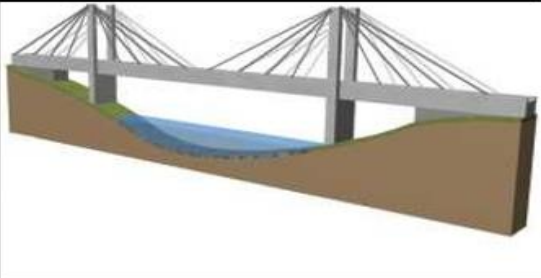
	Pont en arc
	Pont à voûtes
	Pont à poutres
	Pont suspendu
	Pont à haubans

Tableau I-1 : Types des ponts

I. 6. Les parties d'un pont :

a. l'infrastructure :

- **Fondations :**

Sont des éléments de liaison et de transmission des efforts agissant sur les ouvrages reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées des appuis vers le sol. Elles peuvent être superficielles par semelles ou profondes par puits et semi-profondes par pieux [4].

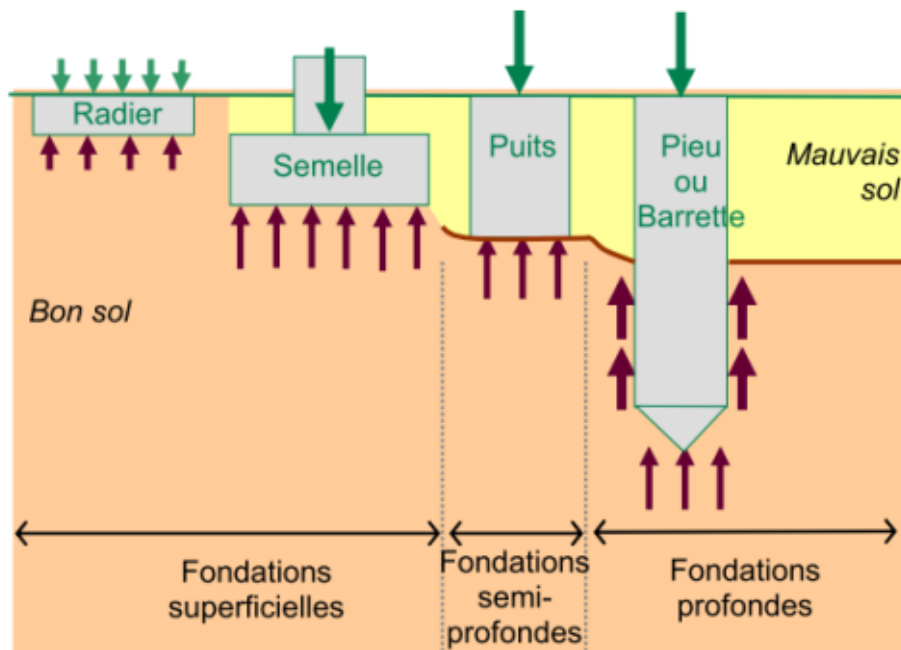


Figure I-8 : Différents types de fondation

- **Les appuis :**

Élément de liaison supportant le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui et transmettant les efforts vers la fondation. Il existe deux types :

-**La culée d'un pont** : est la partie située sur la rive destinée à supporter le poids d'un tablier à poutre ou la poussée de la voûte d'un pont en arc.

-**Les piles** : sont des appuis intermédiaires supportant le tablier de l'ouvrage. Il s'agit d'un appui massif et permanent, par opposition aux palées qui sont des appuis plus légers et temporaires.

- **les appareils d'appui** : Ce sont des éléments du pont placés entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitations, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation, ils peuvent être fixes ou mobiles selon que l'ouvrage est en béton armé ou précontraint, à poutres préfabriquées (appuis en Néoprène, par exemple), ou coulés en place (noyau Freyssinet, par exemple) ou métallique (balanciers ou rotules).

b- Composition de la superstructure :

-**Tablier** : Plateforme horizontale supportant la voie portée. Une dalle, des entretoises et parfois des longerons sont associés aux poutres pour former le tablier.

-Intrados : Face inférieure du tablier, **Extrados** : Face supérieure du 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 : Ce sont des poutres transversales d'un pont, c'est à dire perpendiculaires aux poutres principales et ont pour rôle d'éviter le basculement (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.

-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. 7. Classification des ponts :

Il n'existe pas un mode unique de classification. Les ponts peuvent se différencier suivant différents critères dont [5] :

- **Selon les matériaux constitutifs**
 - Ponts en bois
 - Ponts en métal

- Ponts en béton
- Ponts en béton armée
- Ponts en béton précontraint
- Ponts en maçonnerie (de moellon, de briques)
- Ponts mixtes à pré dalle (poutrelles et dalle en béton armé)
- **Selon la portée**
 - Ponceaux (dalots) : $L < 8$ m
 - Pont à faibles portées : $0 < L \leq 30$ m
 - Pont à portées moyennes : $30\text{m} < L \leq 60\text{m}$
 - Pont à grande portées : $150\text{m} < L < 300\text{m}$
 - Pont suspendu : $L > 300\text{m}$
- **Selon le type de charge**
 - Pont rail : pour un chemin de fer - Pont route : pour un automobile
 - Passerelle : pont pour piétons
 - Pont canal : pour canal de navigation d'irrigation
 - Aqueduc
 - Oléoduc
- **Selon le niveau de la circulation**
 - Pont à tablier inférieur
 - Pont à tablier supérieur
 - Pont à tablier suspendu
- **Selon les niveaux des berges**
 - Pont horizontal
 - Pont incliné longitudinalement
- **Selon la mobilité** : un pont dont le tablier est mobile sur une partie ou sur la totalité de la portée pour permettre le passage pour des raisons de sécurité ou pour donner passage à un autre trafic.
 - Pont fixe
 - Pont flottant
 - Pont levant verticalement : un pont dont le tablier subit une translation verticale tout en restant horizontal.
 - Pont tournant autour d'un axe vertical
 - Pont roulant horizontal
 - Pont démontable
 - Pont basculant
- **Selon l'orientation du pont à la voie**
 - Pont droit (normal à la voie ou perpendiculaire)
 - Pont oblique par rapport à la voie (pont biais)
- **Selon le fonctionnement mécanique (RDM)**
 - Pont isostatique : pont dont les éléments de réduction peuvent être obtenus en utilisant les trois équations d'équilibre. Parmi ces ponts on peut citer :
 - Les ponts en console
 - Les ponts cantilevers
 - Les ponts à travées indépendantes
 - Les arcs à trois rotules ou à trois articulations
 - Pont hyperstatique : pont dont les éléments de réduction seront déterminés en faisant intervenir les déformations pour avoir les équations supplémentaires. Parmi ces ponts on peut citer :
 - Les ponts cadrent
 - Les ponts à travées continues
 - Les ponts à béquilles
 - Les ponts bow-strings
 - Les arcs encastrés aux deux extrémités
 - Arcs à deux articulations

- **Selon la forme des poutres**
 - Poutre caisson
 - Poutre à âme plein
 - Poutre en treillis
 - Poutre à hauteur constante ou variable
 - Poutre dalle
- **Selon durée de vie envisagée**
 - Ponts provisoires
 - Ponts définitifs
- **Selon la configuration générale**
 - Ponts voutes, en forme de courbe avec la concavité tournée vers le bas, à tablier inférieur, à tablier intermédiaire ou à tablier supérieur.
 - Ponts à poutres, à poutres sous chaussées et à tablier inférieur (les poutres de rives se désignent aussi par les poutres parapets)
 - Ponts dalles
 - Ponts suspendus
 - Ponts à béquilles
 - Ponts cantilevers
 - Ponts bow-strings, arc à tablier inférieur qui sert de tirant.

I. 8. Les ponts mixtes :

I. 8. 1. Définition :

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.

Les ouvrages les plus courants sont les ponts mixtes acier-béton, Ce type de construction est très populaire en Europe et aux États-Unis.



Figure I-9 : BAB A8 structure du pont 5 (SSF), fondation avec rigidité à la flexion élevée

La construction mixte associe la dalle en béton à la résistance de la structure globale. Elle est bien connue aujourd'hui.

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton afin d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé. Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements.

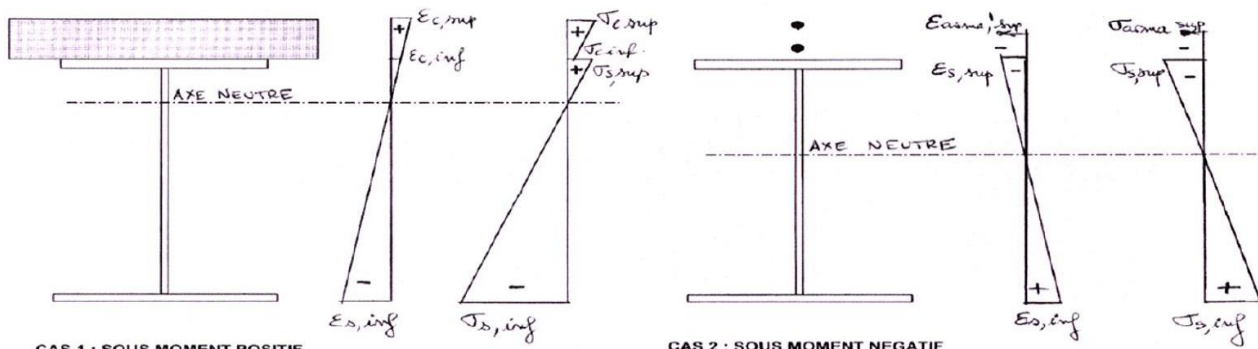


Figure I- 10 : Comportement d'une structure mixte isostatique connectée (sous moments positif et négatif).

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).

Les ouvrages mixtes sont pour la plupart des ouvrages à poutres sous chaussée dont la grande majorité comportent deux poutres (on parle alors de bipoutres) et, plus rarement, plus de deux poutres (on parle alors de multi poutres). Les ouvrages en caissons mixtes sont beaucoup moins fréquents.



Figure I-11 : Ponts mixtes multi poutres, Baltimore (États-Unis)

I. 8. 2. Ouvrages mixtes à poutres :

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus, car ils s'adaptent à diverses situations :

- Milieu rural ou urbain
- Portée principale de 30 à 130 m
- Longueur totale d'une dizaine de mètres à plus d'un kilomètre
- Largeur totale de 7-8 mètres à une vingtaine de mètres
- Ouvrage standard très économique ou ouvrage plus sophistiqué

De plus, leur construction est facile et fiable. Ils sont constitués de deux poutres principales connectées à la dalle par des connecteurs (souvent des goujons) et reliées par des poutres secondaires de divers types.

- **Ouvrages de type bipoutre à entretoises :**

Les ouvrages de type « bipoutre à entretoises » représentent la majorité des ouvrages mixtes. Leur domaine d'utilisation se situe pour des largeurs de tablier inférieur à 13 ou 14 m. Ils sont constitués de deux poutres principales reliées par des poutres secondaires appelées « entretoises » qui ne présentent aucun contact avec la dalle.

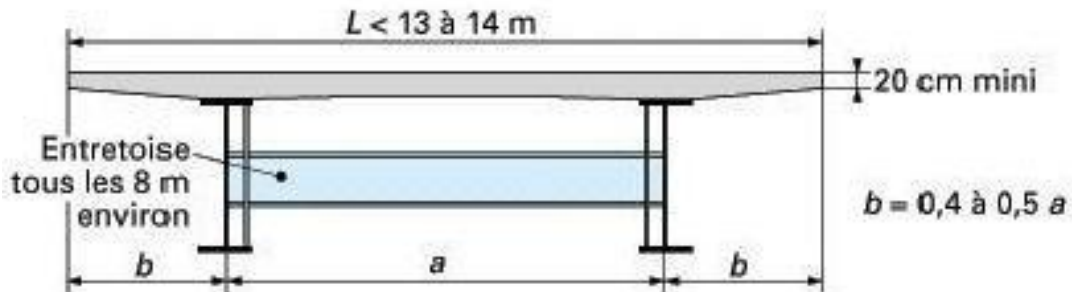


Figure I-12 : Bipoutre à entretoises.



Figure I-13 : Exemple d'un pont mixte bipoutre

- **Ouvrages de type bipoutre à pièces de pont :**

Lorsque le poids de la dalle devient pénalisant pour la charpente, c'est-à-dire soit lorsque la largeur du tablier est supérieure à 13 ou 14 m soit lorsque la portée maximale dépasse 90 m, les bipoutres à pièces de pont deviennent plus intéressants que les bipoutres à entretoises. Ce type d'ouvrage représente la seconde grande famille des ouvrages mixtes à poutres et ils sont plus complexes à réaliser.

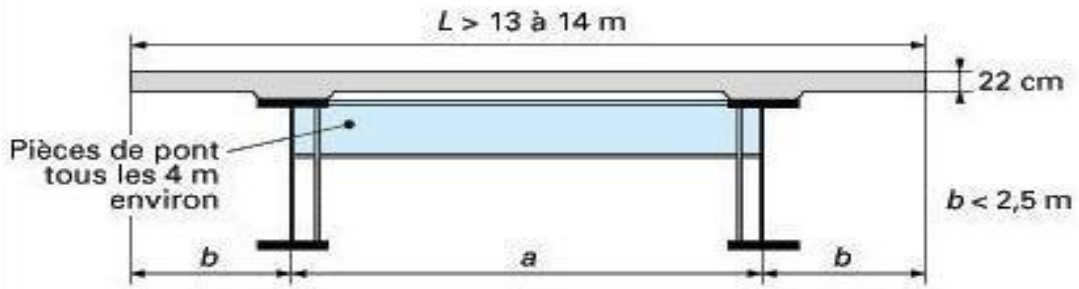


Figure I-14 : Bipoutre à pièces de pont sans console

Les pièces de pont, contrairement aux entretoises, sont reliées à la dalle à l'aide de connecteurs. Il est possible d'avoir des ouvrages à pièces de pont avec consoles et sans consoles. Ces consoles permettent de soutenir les encorbellements de la dalle [6].

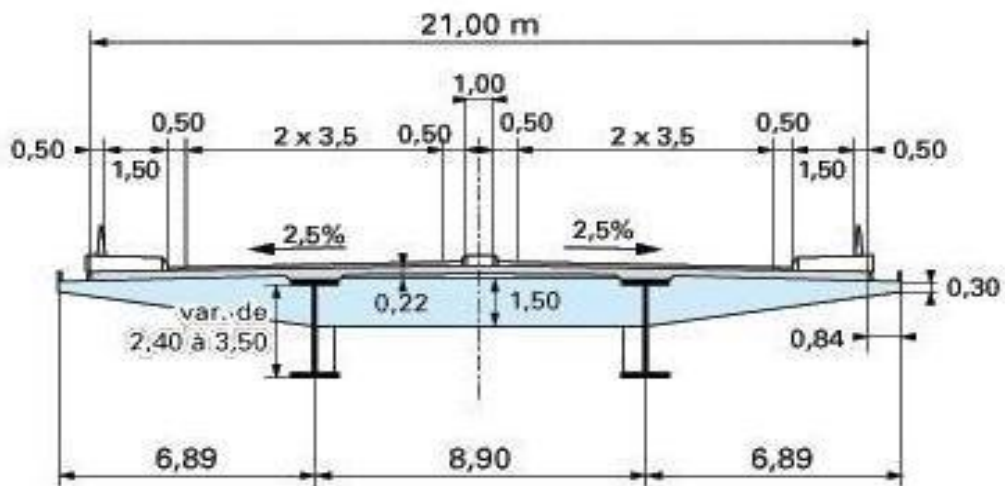


Figure I-15 : Bipoutre à pièces de pont avec consoles.

- **Ouvrages multi poutres :**

Les ouvrages multi poutres sont composés de plusieurs poutres principales reliées par des entretoises. Ce type de pont est plus coûteux qu'un bipoutre. Ils ne sont donc utilisés que dans des cas précis (par exemple : pour une largeur de tablier supérieure à 25 m) ou dans le cas d'une contrainte d'épaisseur du tablier (avec 4 poutres le tablier sera plus fin qu'avec 2 poutres).

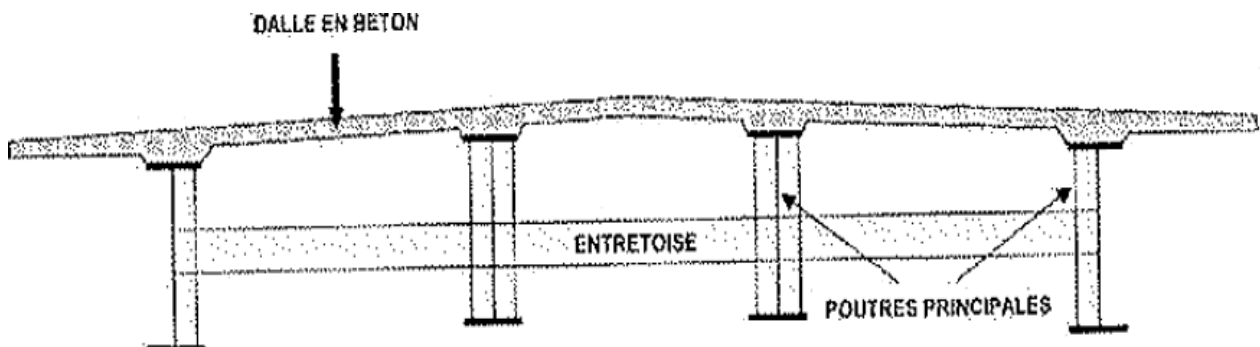


Figure I-16 : Pont multi poutres. Source : ponts mixtes acier-béton, Stéra.

- **Ouvrage de type 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-17 : Model tridimensionnel du tablier en treillis

I. 8. 3. Ouvrages mixtes en caisson :

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 1-18). 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).

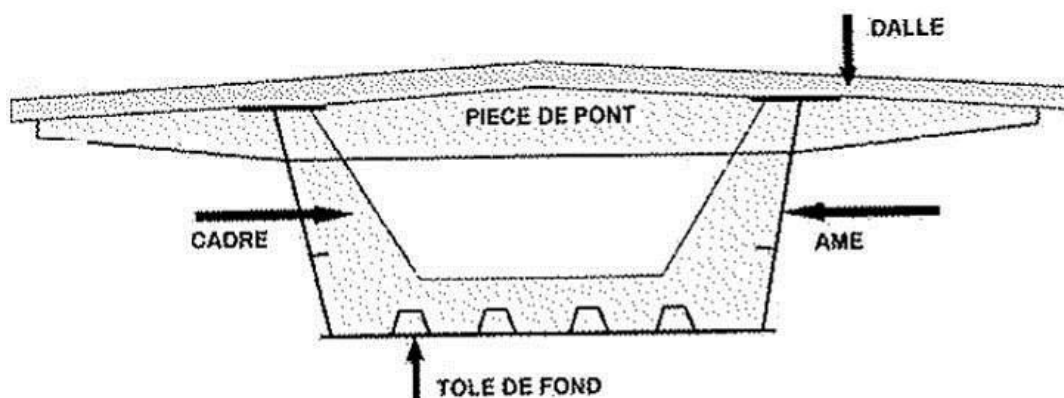


Figure I-18 : Caisson à pièce de pont avec consoles

I. 8. 4. Ouvrages mixtes ferroviaires :

- **Le bipoutre :**

Le bipoutre ferroviaire est un ouvrage composé d'âmes pleines assez hautes et de semelles épaisses. Les éléments transversaux sont des diaphragmes et ce type d'ouvrage possède un contreventement inférieur (béton ou métallique). Ces composants caractérisent un ouvrage « raidie » permettant de reprendre des efforts de torsion et de flexion.

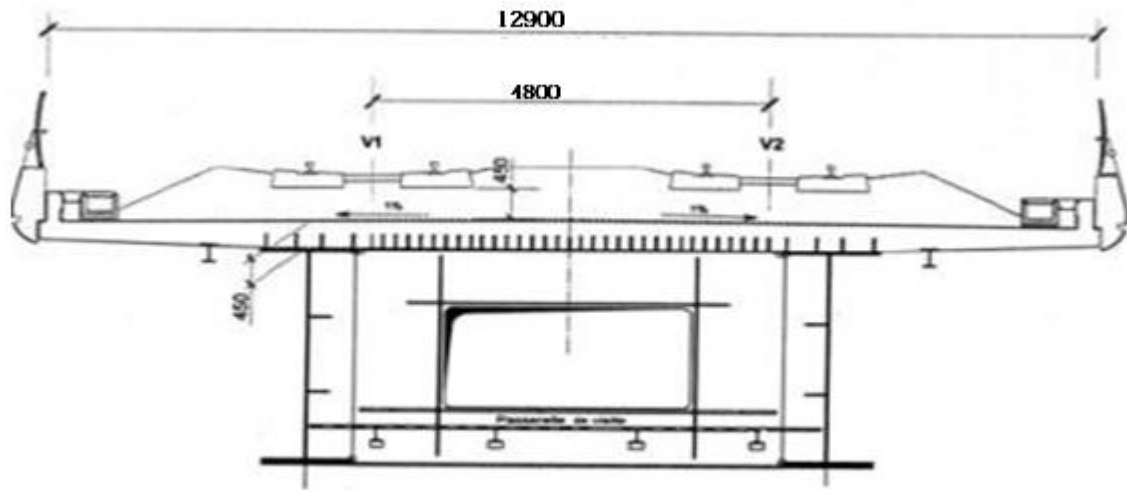


Figure I-19 : Bipoutre (d'après [RAM.99])

- **La quadri poutre :**

La quadri poutre est très proche du bipoutre. Cependant, la hauteur des poutres principales est plus faible. De ce fait, le gabarit disponible est plus grand.

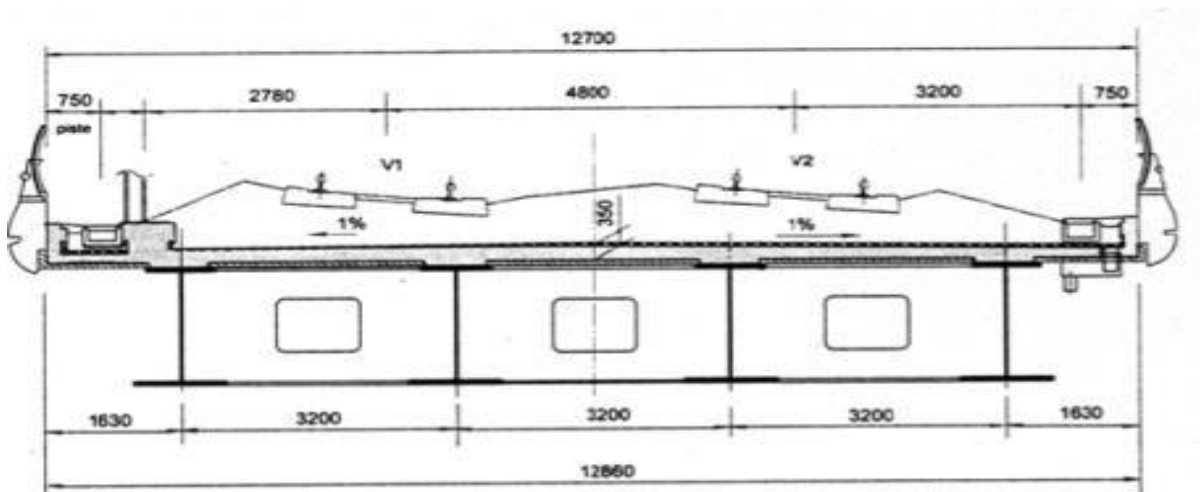


Figure I-20 : Quadri poutre (d'après [RAM.99])

- **Le bi caisson :**

Le bi caisson est une solution lorsque la hauteur des poutres de la quadri poutre est trop importante. Il s'adapte également bien aux biais, mais la réalisation d'un caisson demande plus de main d'œuvre qu'une quadri poutre (ou bipoutre). Il est constitué d'entretoises afin de relier les deux caissons.

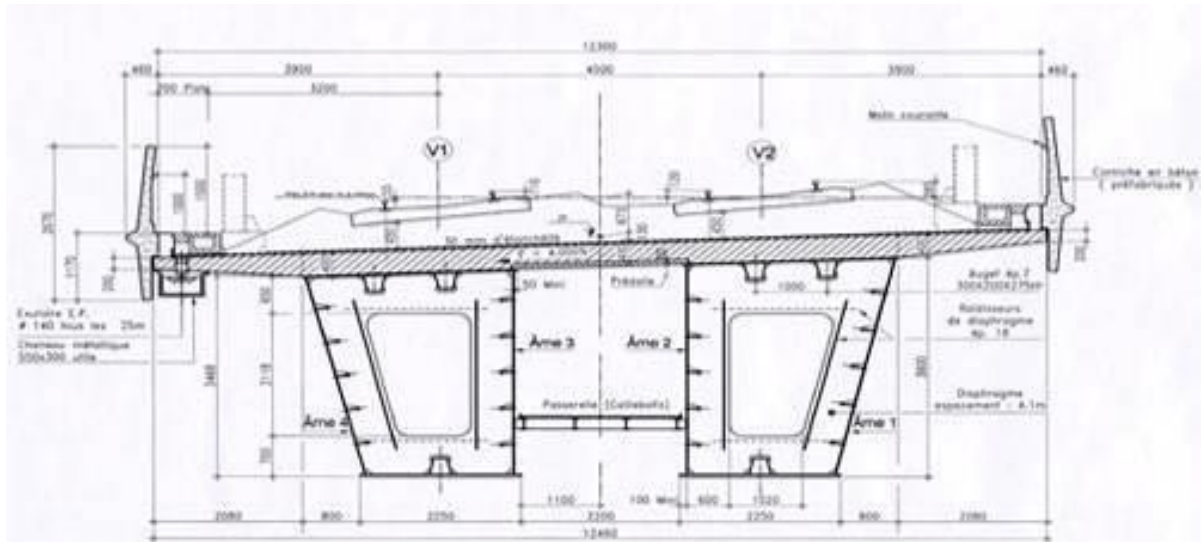


Figure I-21 : Bi caisson

I. 8. 5. 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.

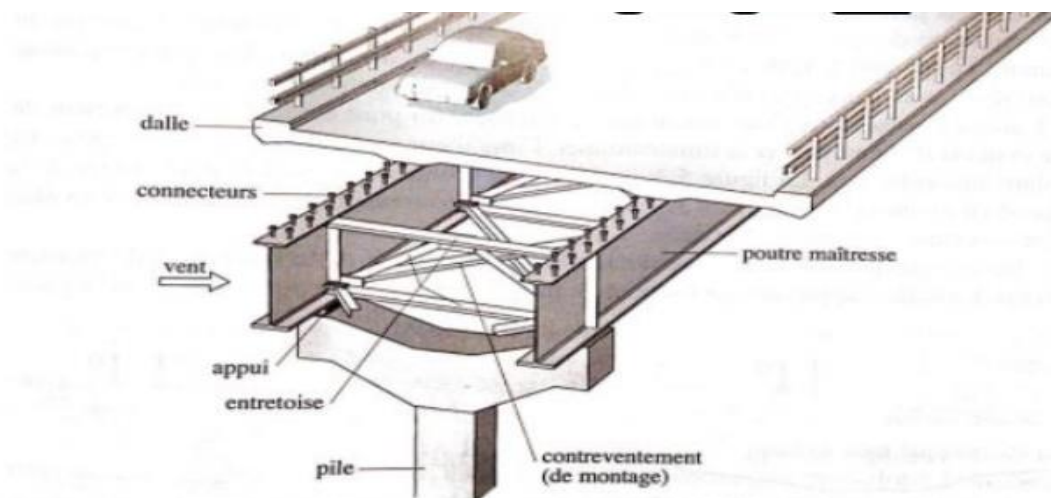


Figure I-22 : Connexion de dalle

La connexion entre le tablier et les poutres métalliques des ponts mixtes se fait généralement depuis environ cinquante ans à l'aide de goujons à tête soudés. Cette technologie a fait ses preuves, mais nécessite des travaux de bétonnage sur le chantier, travaux qui s'accordent mal avec une solution industrielle optimale permettant une construction rapide du pont.

I. 8. 6. Avantage de la construction mixte :

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 économisé de l'argent à l'entrepreneur, mais encore plus pour les usagers de la route.

I. 9. Conclusion :

Les ouvrages d'art tel que les ponts mixtes sont des constructions très répandues, grâce à leur diversité, facilite et utilité qui est le cas de l'ouvrage étudié dans ce travail.

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 du type Bipoutre (projet nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF). L'ouvrage d'art existant se situant entre Oued Tlilat et Tlemcen, en PK 119+435-119+665 dans la région de Tlemcen.

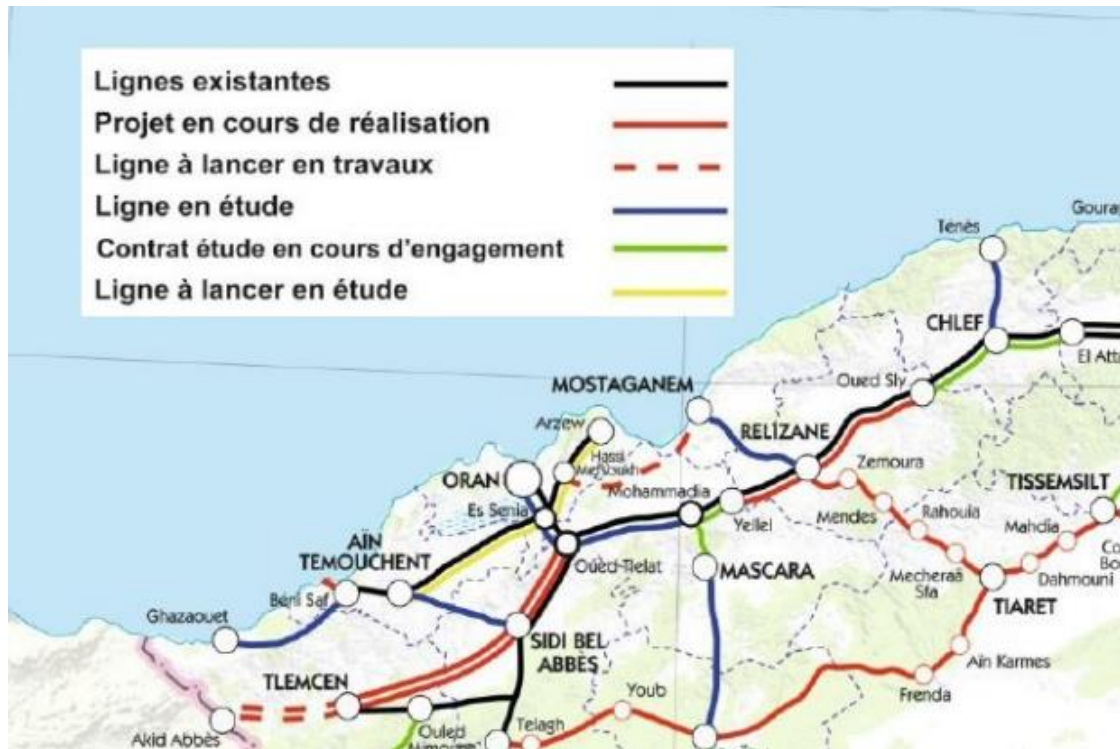


Figure II-1 : Plan de situation



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 s'agit d'un viaduc composé, pour ce qui concerne le tablier, de deux travées continues de 40+40m et une travée continue de 35+35m à ossature mixtes de type Bipoutre en acier à âme pleine avec dalle en béton armé, reposant sur cinq piles (des profilés reconstitués soudés plus précisément, et une dalle en béton armé coulée sur place).

Les poutres en acier ont une hauteur de 2 m et la hauteur moyenne de la dalle en béton armé est de 0.45 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 [8].

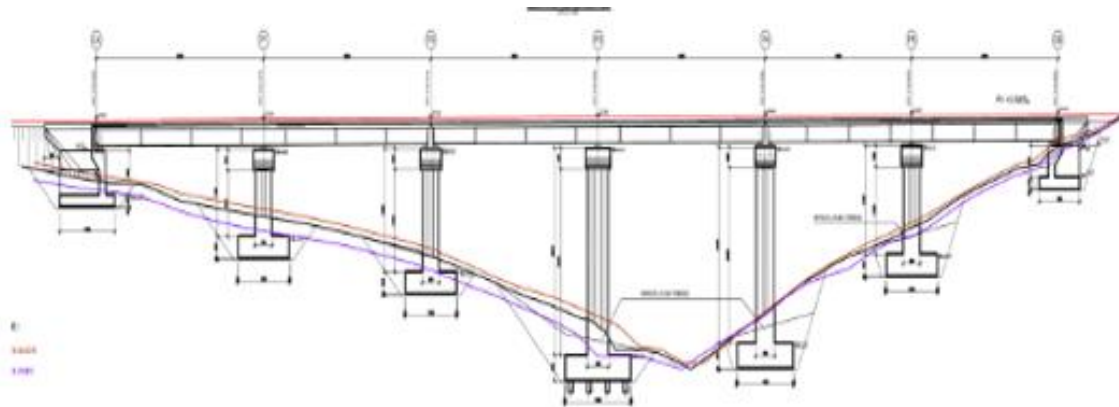


Figure II-3 : Profil en long de l'ouvrage en béton armé

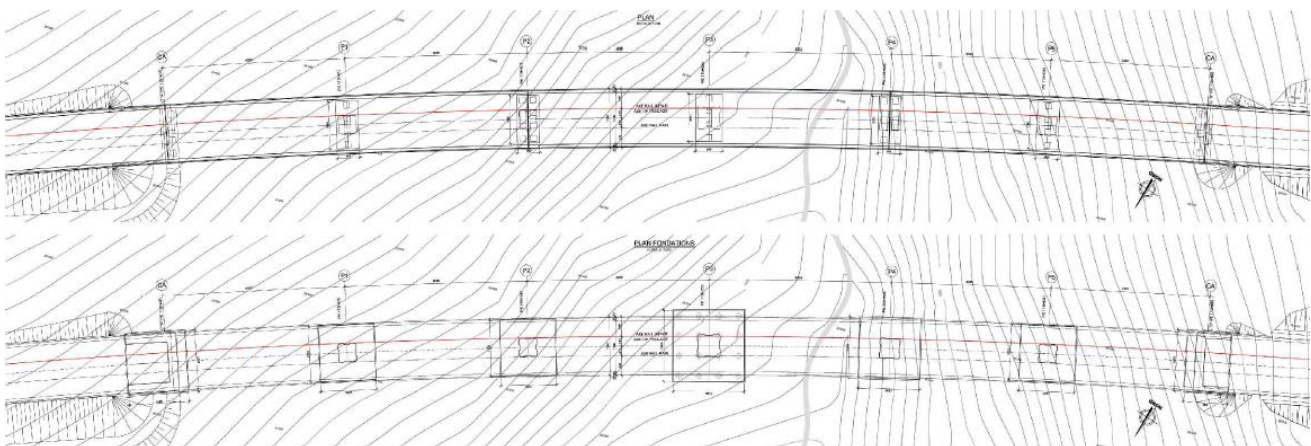


Figure II-4 : Vue en plan de l'ouvrage en béton armé

La coupe transversale typique du viaduc, a une largeur de 12,90 (inter axe des rails 4,20m). Les pistes d'entretien ont une largeur de 0,60m.

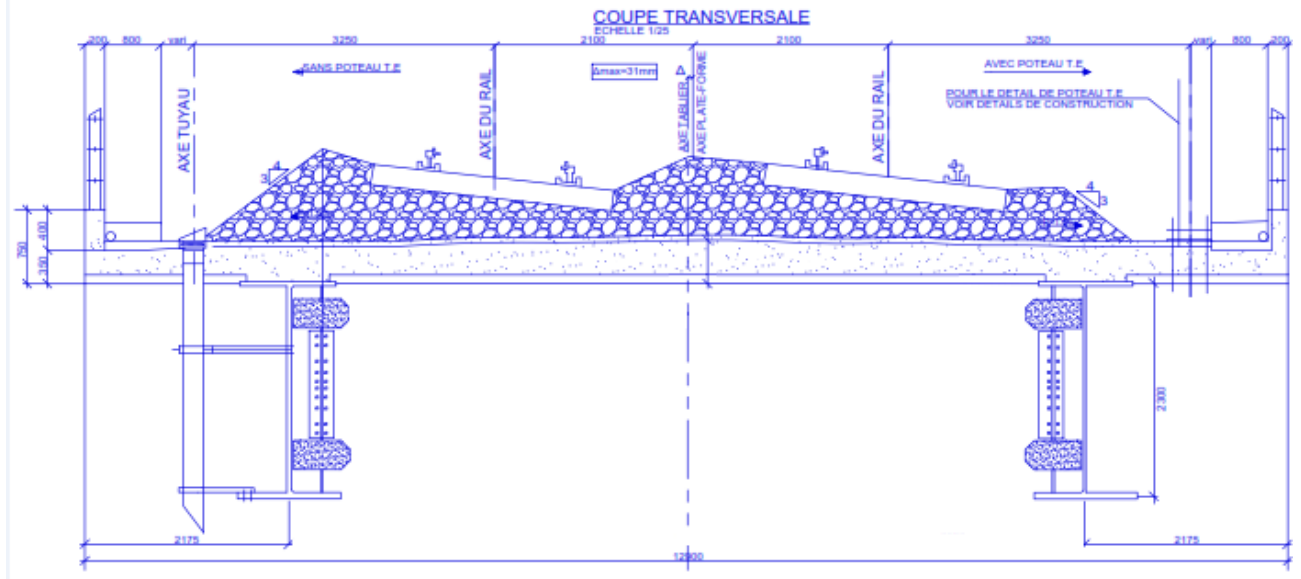


Figure II-5 : Coupe transversale du tablier

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

- ✓ Pile 1 (fixe) – 11,80m – type AF
- ✓ Pile 2 (mobile) – 16,80m - type AM
- ✓ Pile 3 (fixe) – 28,30m– type B1F
- ✓ Pile 4 (mobile) – 26,80m - type BM
- ✓ Pile 5 (fixe) – 14,80m – type AF

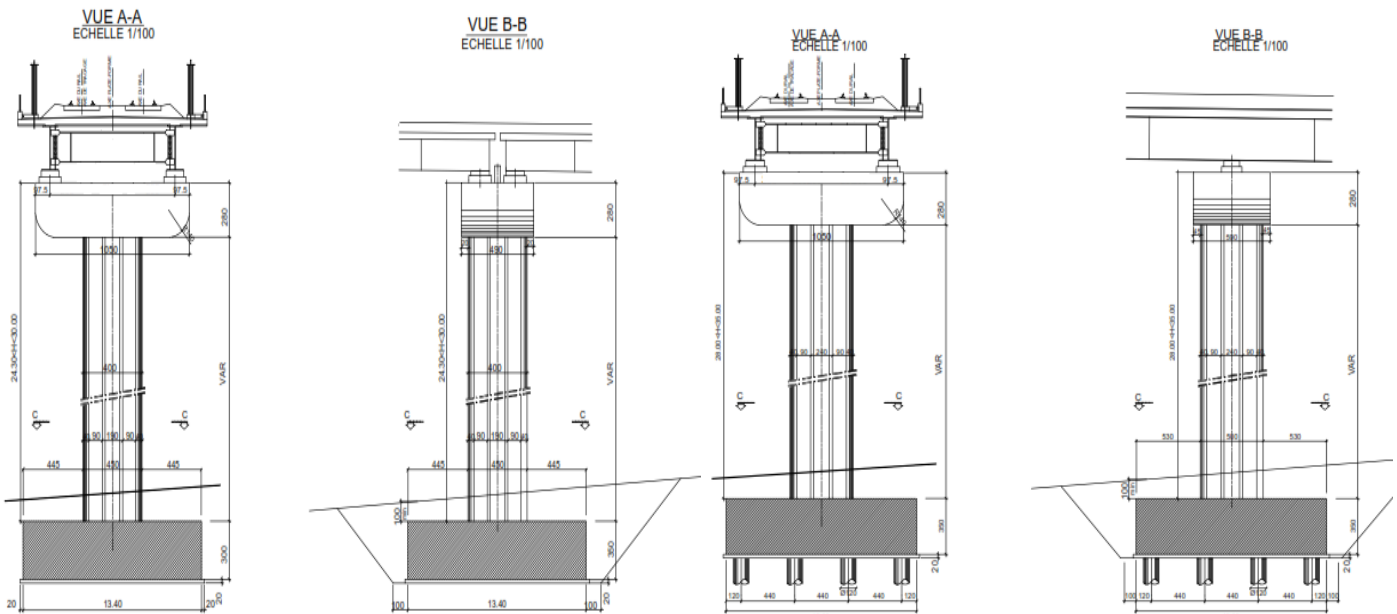


Figure II-6 : Exemple de Types des piles

II. 2. Rapport géotechnique :

Le rapport géotechnique est évidemment fondamentale dans l'étude d'un ouvrage, ce dernier couvre les suivants buts :

- Caractérisation géotechnique locale des terrains de fondation à partir des données stratigraphiques et des résultats des essais in-situ et en laboratoire dans le cadre du Modèle Géologique et Géotechnique de Référence.
- Justificative du choix de type de fondation et des piles sélectionnés pour le calcul de dimensionnement.
- Dimensionnement des éléments de la fondation et vérifications aux Etas Limites ultimes (ELU), en particulier pour les fondations sur pieux on déterminera les sollicitations extrêmes le long du fût, pour la fondation directe la vérification géotechnique de portance et résistance vis-à-vis du glissement.
- Calculs des tassements aux Etas Limites de Service (ELS)
- Estimation de la rigidité des ressorts élastiques à la base des piles fixes à utiliser pour la Réponse Combinée du Système Voie-Ouvrages [9].

Les essais réalisés :

a. Les essais dans l'laboratoire :

Les résultats des essais de laboratoire réalisés, indiqués dans le Tableau 2-1, sont résumés en Annexe A en forme de tableau [10].

	<i>Essai</i>	<i>Nombres d'essais</i>	<i>Unités Géotechniques Intéressés</i>
CLASSIFICATION	Teneur en eau naturelle	1	Ug9b
	Poids de volume unitaire	1	Ug9b
	Poids de volume sec	1	Ug9b
	Dégré de saturation	0	
	Granulometrie	0	
	Limites d'Atterberg	0	
RESISTENCE	Essai de compression à espansion latérale libre (ELL)	1	Ug9a
	Compression triaxiale (CU)	0	
	Cisaillement Rectiligne	0	

Tableau II-1 : Programme d'essais de laboratoire.

b. Des essais in-situ :

- **Phase 1 (en 2009) :**
 - 3 forages carottés S-OA-150, S-OA-151 et S-OA-152 – avancés jusqu'à une profondeur de 25m.
 - **Essais pressiométriques :** Le Profil Géotechnique montre les profils verticaux résultant pression limite, PL, et Module Pressiométrique, EM, dans une colonne dédiée à côté de chaque forage ou les essais pressiométriques ont été conduits. Les valeurs de EM obtenues changent d'à 55MPa à 108MPa.
 - **Essais SPT :** Les essais SPT ont été réalisés en avancement du forage principalement dans les terrains superficiels. Le Profil Géotechnique montre les profils de nombre de coup pour 30cm d'enfoncement dans une colonne dédiée à côté de chaque forage ou les essais SPT ont été réalisés.

Les valeurs de NSPT obtenues montrent pour le plus « refus », en raisons de la présence des unités rocheux [11].

- **Phase 2 (2009/2010) :**
-1 forages carotés S-OA-151bis, avancé jusqu'à une profondeur de 25m.

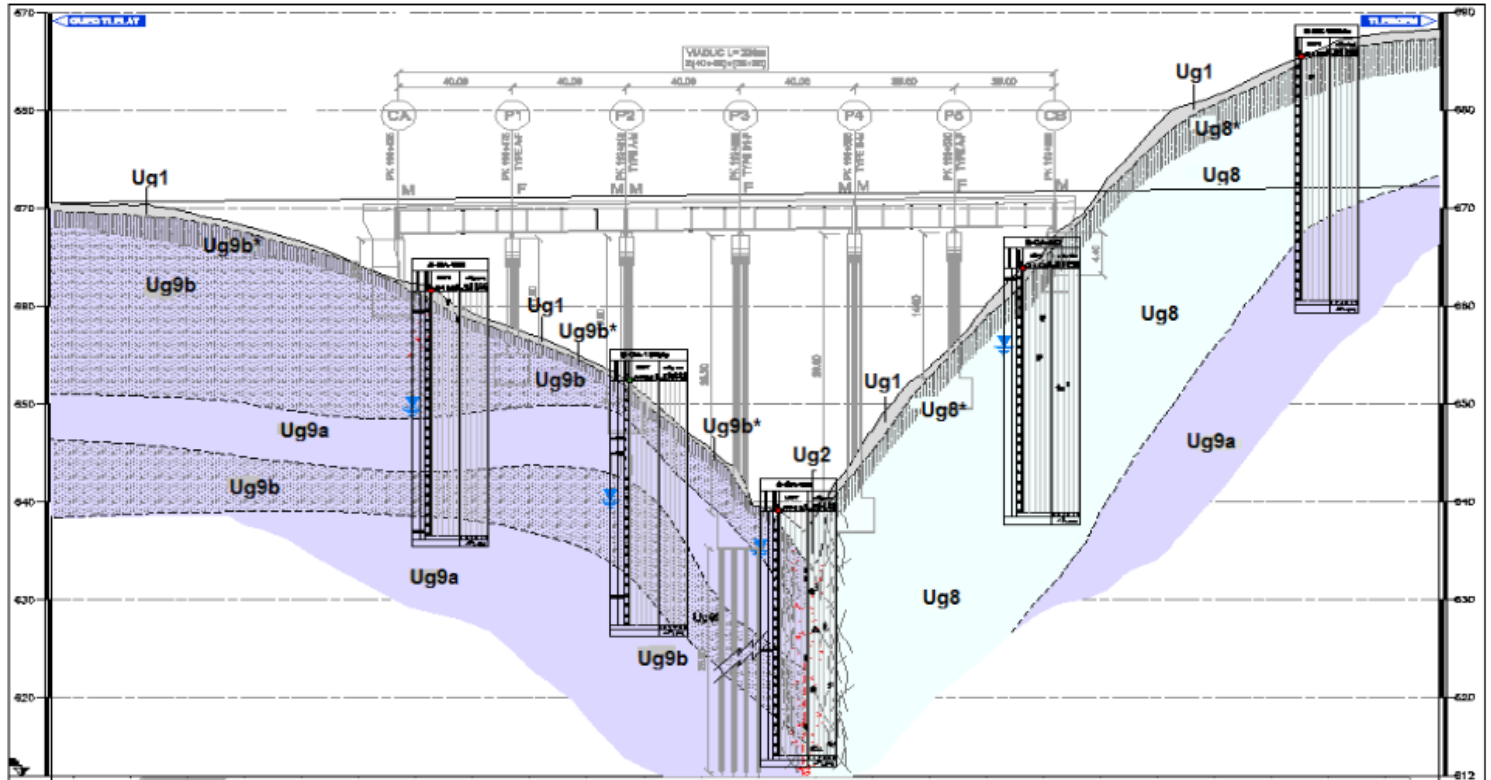


Figure II-7 : Coupe stratigraphique du terrain (Model géologique-géotechnique de référence et caractérisation géotechnique)

Le long du tracé de la nouvelle Ligne à Grande Vitesse Oued-Tilat / Tlemcen on a déterminé, en voie préliminaire, 10 unités géotechniques distinctes sur la base de leurs caractéristiques lithologiques, sur la base de la description lithologique reporté dans la légende de la carte géologique de l'APD et sur la base des résultats des essais in situ et en laboratoire exécutés dans les campagnes d'investigations APS (2006) et celles réalisées en 2009-2010 (Phases 1 et 2). On reporte une liste synthétique des unités distinctes le long du tracé en projet :

- **Unité géotechnique Ug1** : correspond au terrain végétal constitué par des terrains sableux ou limoneux sableux, localement graveleux.
- **Unité géotechnique Ug2** : correspond aux dépôts quaternaires actuels et récents caractérisé pas des limons sableux et argileux de couleur gris et bruns, localement intercalés aux niveaux de gravies et cailloux.
- **Unité géotechnique Ug3** : correspond principalement aux dépôts quaternaires anciens, constitués par des limons argileux ou des argiles limoneuses sableuses (Ug3).

Selon les secteurs les dépôts grossiers (graviers et cailloux) dominant sur les autres sédiments (Ug3a) et ils peuvent montrer une cimentation diffuse jusqu'à conglomérats et poudingues.

En quantité inférieur se trouvent aussi des niveaux de sables limoneux (Ug3b), parfois cimentés jusqu'à grès. Dans cette unité, comte tenue de la nature géotechnique des terrains résultants, Ils sont parfois compris les sols résiduels des formations rocheuses sous-jacentes (Ug3a*, Ug3b*).

- **Unité géotechnique Ug4** : comprend les terrains du Pliocène continental, constitués par des conglomérats plus ou moins cimentés à éléments hétérométriques, subarrondis, en matrice sableuse limoneuse avec intercalations de niveaux de grès (Ug4a) et par des limons et limons argileux avec taches carbonatées blanchâtres (Ug4b).
- **Unité géotechnique Ug5** : correspond aux calcaires gréseux bioclastiques du Miocène, il s'agit de calcaires et calcaires gréseux parfois altérés et karstifiés en bancs décimétriques.
- **Unité géotechnique Ug6** : correspond aux terrains du Miocène caractérisés par un 'alternance de marnes bleuâtres et verdâtres (Ug6a) et de grès jaunâtres (Ug6b), avec leurs profils d'altération qui montrent traces de la structure rocheuse originaire (Ug6a*, Ug6b*).
- **Unité géotechnique Ug7** : correspond aux terrains marneuse calcaires du Crétacé constitués par des calcaires gréseux de couleur gris de marnes et marnes argileux feuilletées de couleur gris sombre avec veines de quartz.
- **Unité géotechnique Ug8** : correspond aux calcaires, calcaires gréseux, calcaires dolomitiques, dolomies, souvent altérés et karstifiés, avec niveaux de marnes verdâtres (Ug8) et intercalations de brèches et conglomérats cimentés (Ug8a) du Jurassique supérieur. Dans cette unité, Ils sont aussi compris les profils d'altération du substratum rocheux (Ug8a*, Ug8b*).
- **Unité géotechnique Ug9** : correspond aux formations du Jurassique, caractérisés par un 'alternance de marnes bleuâtres et verdâtres (Ug9a) et de grès et grès calcaires grisâtres – jaunâtre (Ug9b), avec leurs profils d'altération qui montrent traces de la structure rocheuse originaire (Ug9a*, Ug9b*).
- **Unité géotechnique Ug10**: correspond aux Grès du Jurassique de couleur jaunâtreroûgeâtre.

II. 3. Caractérisation géotechnique locale :

Sur la base des données stratigraphiques et des résultats des essais géotechniques réalisés in-situ et en laboratoire, il a été possible d'identifier les unités géotechniques pour le calcul géotechnique et tracer des possible limites entre eux.

Les unités géotechniques dans ce cas s'identifient plus ou moins avec l'unité géologique illustrés au paragraphe.

Du haut vers le bas on retrouve :

CA – P3 : une alternance de cailloux, graviers et grès calcaire (Ug9b), d'un côté, et marnes argileuses (Ug9a) de l'autre.

P4 – CB : calcaire dolomitique et/ou marneuse, avec cailloux et passages gréseux au toit (Ug8).

Le tableau ci-dessous donne évidence de la variabilité des paramètres géotechniques selon les résultats des essais in-situ et de laboratoire [12].

Unité Géotechnique	γ [kN/m ³]	K_0	ϕ' [°]	c' [kPa]	C_0 [kPa]	c_u [kPa]	E' [MPa]	E_u [MPa]	ν
Ug8	25-27		40-60	200-300	-	-	5000	-	0,33
Ug9a	19-21		-	-	-	50-1000	30-210	-	0,33
Ug9b	24-26		40-50	80-120	-	-	2500	-	0,33

Tableau II-2 : Les paramètres géotechniques selon les résultats des essais in-situ et de laboratoire

II. 4. Dimensionnement géotechnique des fondations :

L'ouvrage d'art en étude compte 5 piles - 3 "fixes" (P1, P3, P5) et 4 "mobile" (P2, P4) - et 2 culées aussi « mobiles » à gauche (CA) et à droite (CB) [13].

II. 5. Typologie et géométrie de fondations :

En raison des conditions du sous-sol attendues sur la base du modèle géologique géotechnique il est prévu d'adopter des fondations sur pieux et de fondations directes.

En particulier les piles P1, P2, P4 et le deux culées CA et CB sont prévues sur fondation directe, le pile P3 est prévues sur pieux [14].

- **Fondations sur pieux :**

Les fondations du le pile P3 seront constituées par des pieux forés de diamètre $d=1200\text{mm}$, Rigidement connectés à une semelle de fondation. La semelle aura une épaisseur de 3.5m e Reposit sur 16 pieux disposés 4x4 avec les dimensions en plan $L_s = B_s = 15.6\text{m}$.

La géométrie de la fondation prévoit :

- ✓ Espacement inter-axe pour les pieux 4.4m.
- ✓ Distance des pieux extérieurs au bord de la semelle $0.5d$.

- **Fondations directes :**

La fondation sera constituée :

- ✓ Pour le pile fixe P1-P5 et mobile P2, par une semelle de dimensions $L_s = B_s = 12.2\text{m}$, épaisseur de 3m.
- ✓ Pour le pile mobile P4, par une semelle de dimensions $L_s = B_s = 13.4\text{m}$, épaisseur de 3.5m.
- ✓ Pour le culée CA, par une semelle de dimensions $L_s = 13.2\text{ m}$ et $B_s = 13.5\text{ m}$, avec une épaisseur de 1.6m.
- ✓ Pour le culée CB, par une semelle de dimensions $L_s = 9.6\text{ m}$ et $B_s = 13.5\text{ m}$, avec une épaisseur de 1.6m.

II. 6. Normes de référence :

La conception des ouvrages des fondations est conforme aux suivantes Règles Algériennes et aux Eurocodes avec les Annexes Nationales Françaises :

- ✓ Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art – RPOA 2008
- ✓ Eurocode EN 1997-1 – Calcul géotechnique (NF EN 1997-1 « Règles générales », NF EN 1997-2 « Reconnaissance des terrains et essais ») et Annexe Nationale (NF EN 1997-1-NA)
- ✓ Eurocode EN 1998-1 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes (NF EN 1998-1 « Règles générales », NF EN 1998-2 « Ponts » et NF EN 1998-5 « Fondations ») et Annexes Nationales (NF EN 1998-1-NA, NF EN 1998-2-NA, NF EN 1998-5-NA).

II. 7. 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 raz 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) [15].

II. 8. Classification des ponts :

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

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

Tableau II-3 : Classification des ponts

Notre pont est classé stratégique, (groupe 1).

II. 9. 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 [16].

- **Le coefficient d'accélération A :**

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

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

Tableau II-4 : Coefficients d'accélération de zone A

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

Zone 1
Groupe 1

=> A=0.15

II. 10. Caractéristique des matériaux :

II. 10. 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 dosé dans les piles est à 35MPa, pour le tablier est à 25MPa [17].

- **Poids volumique :**

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

- **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}).

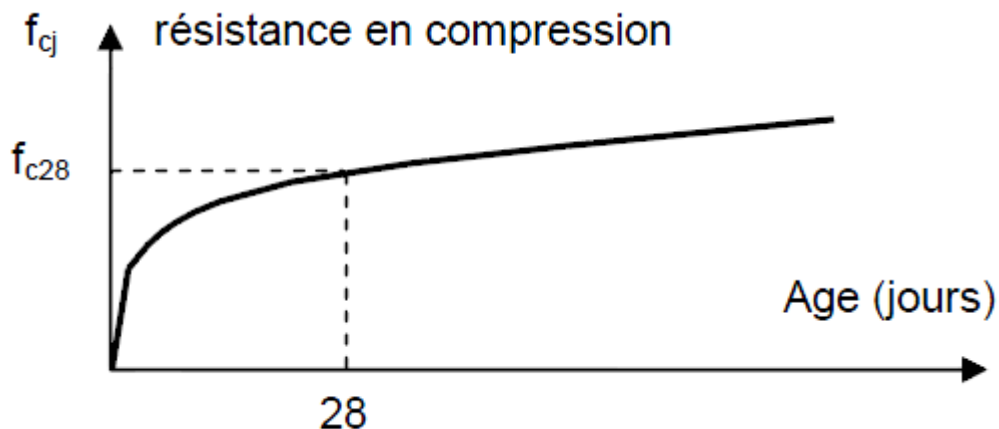


Figure II-8 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge

$J \leq 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j.f_{c28}/(4,76+0,83j)$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j.f_{c28}/(1,40+0,95j)$
$J = 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = f_{c28}$ pour les calcul de résistance
$28 < J < 60$		$f_{cj} = j.f_{c28}/(4,76+0,83j)$ pour les calculs de déformation
$J > 60$		$f_{cj} = 1,1.f_{c28}$ pour les calculs de déformation

Tableau II-5 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge

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 $f_{c28} = \begin{pmatrix} 35 \text{ MPA} \\ 25 \text{ MPA} \end{pmatrix}$

- **La résistance à la traction :**

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

$$\uparrow \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ si } f_{c28} < 60 \text{ MPa}$$

Et

$$\uparrow \quad f_{tj} = 0,275 \cdot f_{cj}^{2/3} \text{ si } 60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa}$$

- **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.

✓ **Calcul a l'ELU :**

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

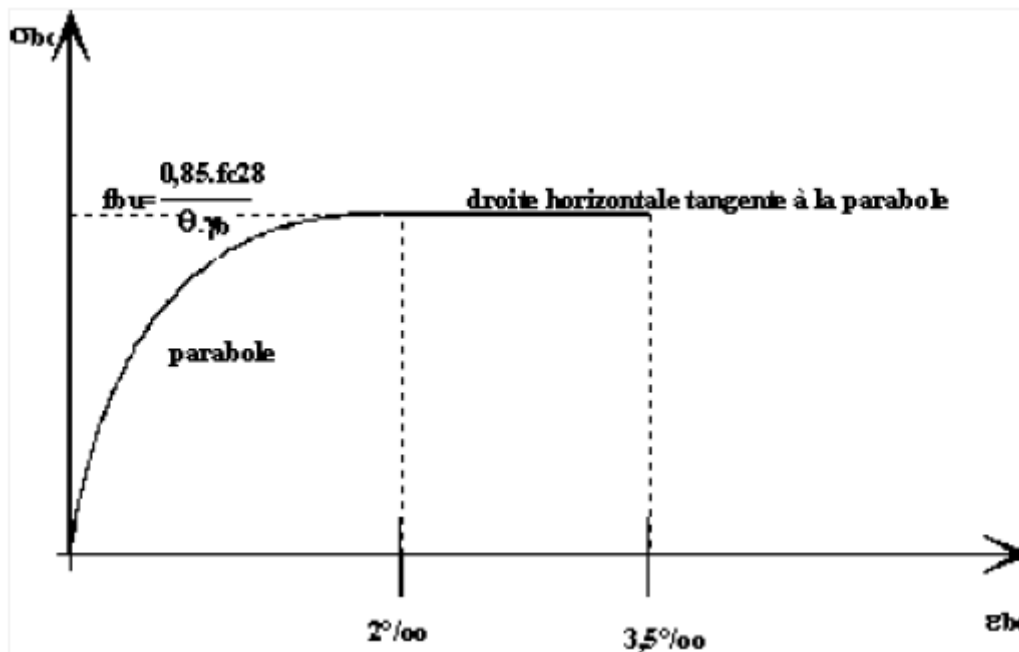


Figure II-9 : Diagramme parabole rectangle du béton

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

- Le coefficient θ est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré 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 à l'ELS :**

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

- $\sigma_b = 0.5 f_{c28} \Rightarrow$ En service
- $\sigma_b = 0.6 f_{c28} \Rightarrow$ En construction

F_{c28} (MPa)	σ_b en service (MPa)	σ_b en construction (MPa)
25	12.5	15
35	17.5	21

Tableau II-6 : Contraintes à la compression

- **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 :

Déformations instantanées	Déformations différées
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de:</p> $E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le <u>fluage</u>. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est:</p> $E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \quad \text{si } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$ $E_{vj} = 4400 \cdot f_{cj}^{1/3} \quad \text{si } 60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa, sans fumée de silice}$ $E_{vj} = 6100 \cdot f_{cj}^{1/3} \quad \text{si } 60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa, avec fumée de silice}$
<p>avec f_{cj} en MPa et pour les bétons à haute résistance, sous réserve que la proportion volumique de granulats soit supérieure à 66%.</p>	

Tableau II-7 : Modules de déformation

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

Tableau II-8 : Modules de déformation

✓ **Déformations transversale G :**

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

ν : représente le coefficient de poisson

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

E : module élastique longitudinale

$$\Rightarrow E = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$$

II. 10. 2. Acier :

L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de carbone on obtient des aciers doux (0,15 à 0,25 %) ou des aciers mi-durs et durs (0,25 à 0,4 %).

Les aciers utilisés dans les ouvrages mixtes (acier-béton) sont de deux natures différentes [18].

- **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.

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à $E_s = 200.000$ MPa

- **La limite élastique :**

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

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle

$\gamma_s = 1.15$ en situation durable ou transitoire.

- **Contraintes admissibles :**

A L'ELU :

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

A L'ELS :

$$Q_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft28}\right) \Rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

- **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 : $\sigma \leq 300$ MPa

- Aciers à haute limite élastique : $300 \text{ MPa} \leq \sigma \leq 400 \text{ MPa}$

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

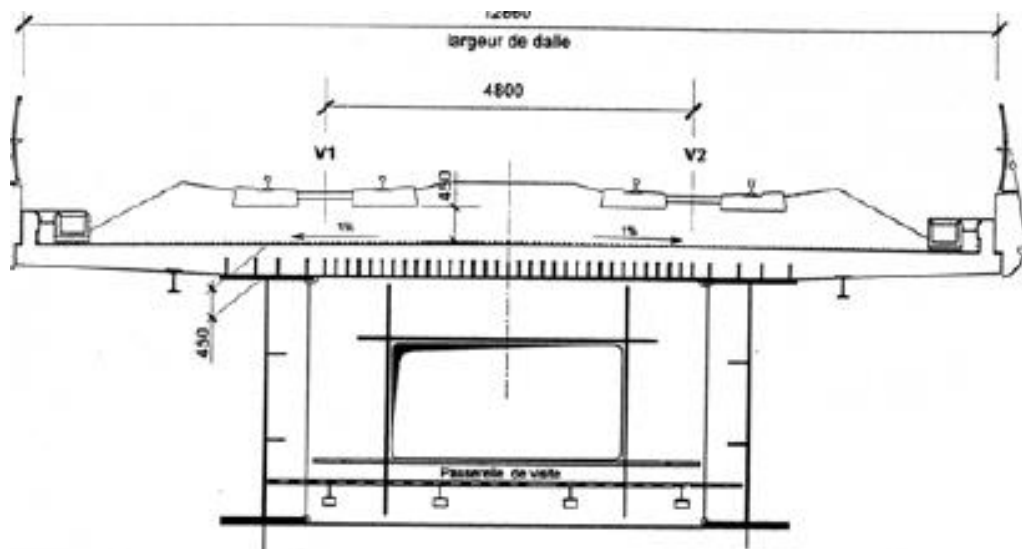
L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc : $\sigma = 355$ N/mm²

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	$\rho =7850\text{kg/m}^3$

Tableau II-9 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

II. 11. Le Bipoutre :

L'ouvrage mixte Bipoutre, à âme pleine, d'élanement habituel de 1/15,1/14 (comparant avec la dalle) est un ouvrage {raide} par l'utilisation d'une âme pleine assez haute, de semelle épaisses allant jusqu'à 150 mm et par la mise en œuvre de diaphragmes et d'un contreventement inférieur lui permettant de travailler en flexion et en torsion gênée, ce qui augmente la rigidité de l'ensemble [19].



Figures II-10 : Bipoutre D'après (RAM.99)

II. 11. Conclusion :

La présentation de notre ouvrage nous a permis à bien comprendre toutes ses caractéristiques, les étapes et les critères ainsi que les charges et surcharges à considérer dans le calcul.

Chapitre III : évaluations des charges

III. 1. Introduction :

Notre projet de construction a pour objet de dimensionner des différentes parties d'un tablier de pont mixte acier-béton à bi poutres.

Le but de ce chapitre est de pré dimensionner les Poutres et les entretoises de ce pont mixte, le calculer les différentes charges et surcharge appliqué sur ce pont.

III. 2. Caractéristique des matériaux :

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

❖ L'acier :

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

- **Armature du béton armé :**

-Des aciers courants à haute adhérence de classe FeE50 type 1, sa limite élastique égale à $f_e=500$ MPa.

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	$\alpha=12*10\text{par}^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho =7850\text{kg/m}^3$

Tableau III-1 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

❖ Béton :

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

Le béton dosé dans les piles est à 35MPa, pour le tablier est à 25MPa.

III. 3. Redimensionnement du tablier :

III. 3. 1. Largeur de tablier :

Le tablier composé de 2 voies avec une largeur totale de 12.90 m.

III. 3. 2. L'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle (h_0) doit être $h_0 \geq 0,15\text{m}$ (Justification au poinçonnement par charge concentré). On prend une épaisseur $h=45\text{cm}$.

III. 3. 3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont fabriquées sur mesure par soudage.

La poutre prend le nom de poutre reconstituée soudée (PRS) constitué par un plat verticale appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposées à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et fixé sur celle-ci par des cordons de soudure d'angle.

Le choix des semelles dépend de la largeur pour assurer leur stabilité de la construction. L'âme est relativement de faible épaisseur car elles n'apportent pas une contribution efficace dans la résistance à la traction.

- **Espacement des poutres :**

D'après le guide S.E.T.R.A l'espacement de la poutre est donné par la formule suivante : $E = 0,55 \times Lt$ Avec :

Lt : largeur de tablier

$$E = 0,55 \times 10 = 5,5\text{m} \quad \text{On prend : } E = 6\text{m}$$

$$N = 10/5.5 = 1,81 \quad \text{Donc en adopte 2 poutres avec un espacement de } E = 6\text{m}.$$

- **Hauteur des poutres :**

D'après le guide S.E.T.R.A, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle :

$$H = \max \left[L/28 \times \left(\frac{Lt}{12} \right)^{0.45} ; 0,4 + L/0.35 \right] \text{ Avec :}$$

L : portée réelle de la poutre.

Lt : largeur de tablier

$$H = \max [1.9741 ; 2.1143] \quad \text{On prend : } H = 2,1143 \text{ m}$$

- **Semelle :**

- **La largeur des semelles :**

D'après le guide S.E.T.R.A, La largeur des semelles est donnée par les formules suivantes :

Largeur de semelle inférieure :

$$B_{inf} = [0,25 + Lt/40 + L/125] \times [0,92 + Lt/150]$$

Avec :

L : portée réelle de la poutre.

Lt : largeur de tablier

$$\text{On prend : } B_{inf} = 1 \text{ m}$$

Largeur de semelle supérieure :

$$B_{sup} = B_{inf} - 0,1 = 0,9\text{m}$$

○ **Épaisseur des semelles**

À cause des problèmes de fatigue on ne descendra pas en dessous de 25mm pour la semelle supérieure et de 40mm pour la semelle inférieure. Pour notre ouvrage le choix des épaisseurs des semelles a été de :

$$T_{fi} = 45 \text{ mm} \quad T_{fs} = 30 \text{ mm}$$

• **L'âme :**

L'épaisseur de l'âme dépend :

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

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

Sur appui : l'épaisseur des âmes dépend des efforts que doit reprendre la section. Elle est comprise entre 25 et 28 mm en fonction de la portée.

En travée : en service, l'effort tranchant est faible. Cependant les âmes sont sollicitées pendant le lancement et ne doivent donc pas être trop fines (pas moins de 16mm). L'épaisseur des âmes à mi-travée est comprise entre 16 et 18 mm.

La section de la poutre doit être conçue pour répondre aux différentes sollicitations de cisaillement ainsi que la flexion, ce qui nous amène au choix de : $t_w = 30\text{mm}$.

III. 3. 4. Caractéristiques Poutres principales :

Chaque poutre principale a une hauteur constante de 2000 mm, l'épaisseur des semelles supérieure et inférieure variant vers l'intérieur de la poutre. La largeur de la semelle inférieure est de 1000 mm tandis que celle de la semelle supérieure est de 900mm.

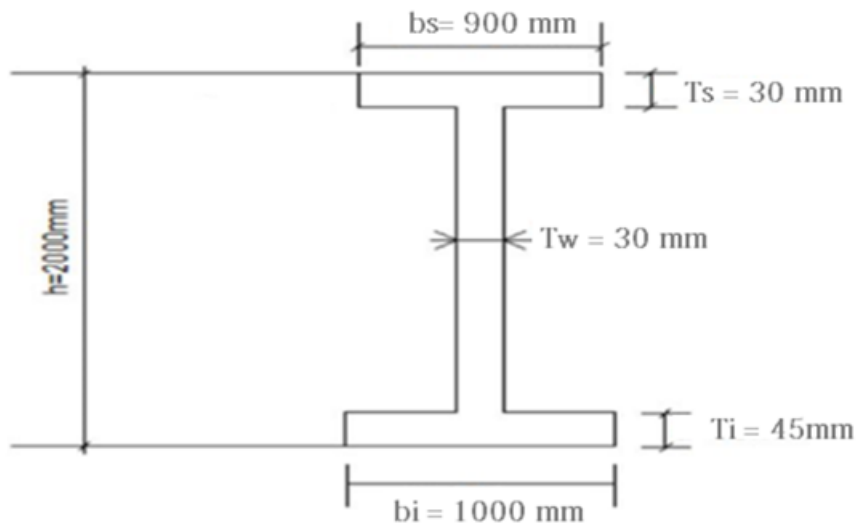


Figure III-1 : Caractéristiques des poutres principales (PRS) du pont

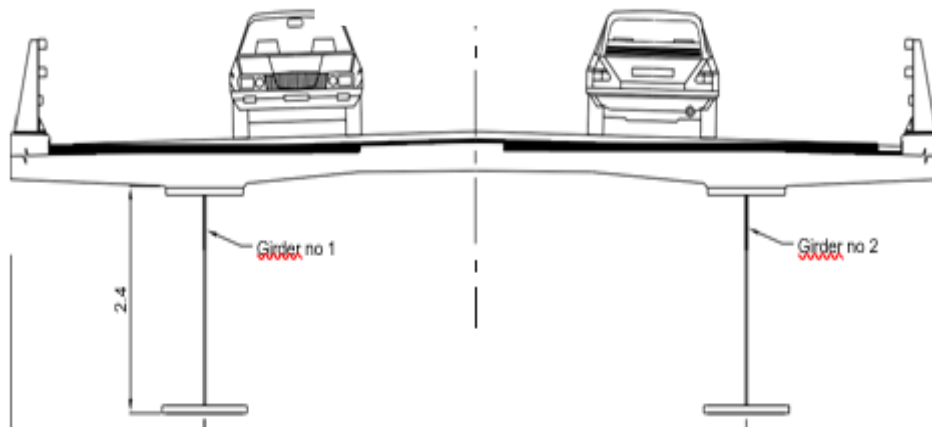


Figure III-2 : Exemple de coupe transversale et voies de circulation

✓ Entretoises :

Les deux poutres principales sont munies d'un entretoisement transversal sur les culées et sur les appuis intermédiaires, ainsi que tous les 6 m dans les travées latérales.

La Figure illustre la géométrie adoptée pour cet entretoisement transversal au-dessus des appuis. Afin de justifier la résistance au cisaillement des sections sur appuis intermédiaires.

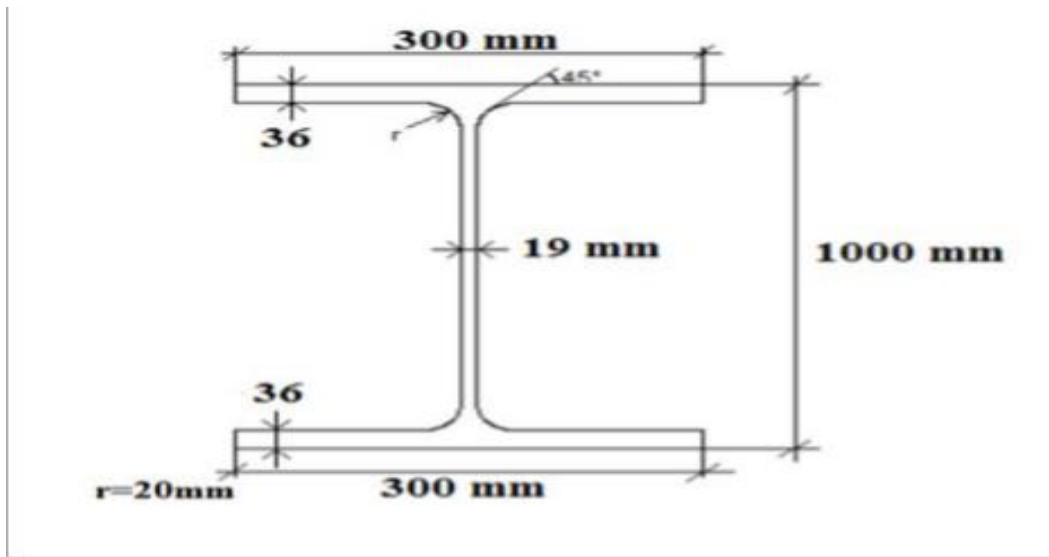


Figure III-3 : Caractéristiques géométriques des entretoises (HE 1000 B)

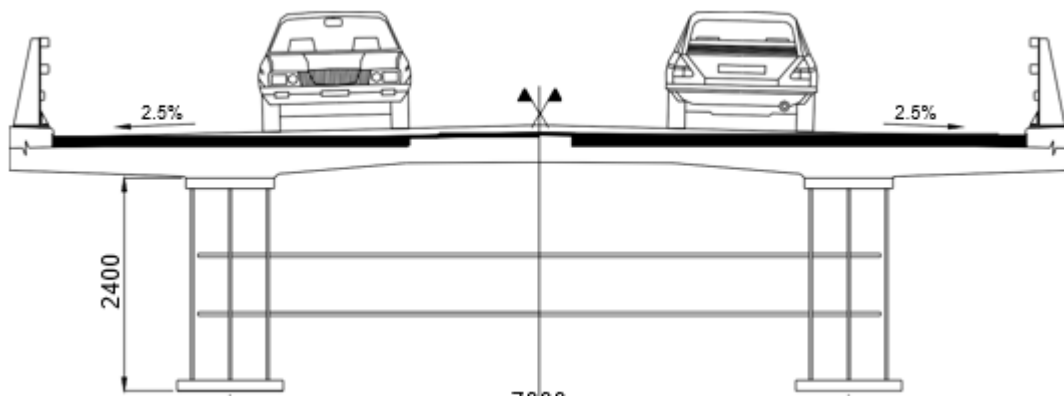


Figure III-4 : Exemple d'entretoise sur appui

III. 4. Evaluation des charge permanentes :

Pour les charges permanentes, une distinction est faite entre les poids propres des poutres en acier, de la dalle en béton armé et des équipements non-structuraux [20].

✓ Poids propre :

La masse volumique de l'acier est prise égale à 77 kN/m³ (EN1991-1-1, Tableau A-4).

Le poids propre des traverses situées en travées est modélisé par une charge verticale uniformément répartie de 1300 N/m appliquée sur chaque poutre principale (environ 12% du poids de cette poutre principale).

✓ **Equipements non structuraux :**

La valeur nominale de la couche d'étanchéité est pondérée par +/-20% et la valeur nominale de la couche d'asphalte par +40% / -20%, pour toutes les travées (EN1991-1-1, 5.2.3).

Element	Caractéristiques	Multiplicateur maximum	Multiplicateur minimum	q_{nom} (kN/m)	q_{max} (kN/m)	q_{min} (kN/m)
Couche d'étanchéité	3 cm d'ép., 25 kN/m ³	1,2	0,8	4,2	5,04	3,36
Asphalte	8 cm d'ép., 25 kN/m ³	1,4	0,8	11	15,4	8,8
Support en béton pour la glissière de sécurité	aire 0.5 x 0.2 m, 25 kN/m ³	1	1	2,5	2,5	2,5
Glissières de sécurité	65 kg/m	1	1	0,638	0,638	0,638
Corniche	25 kg/m	1	1	0,245	0,245	0,245
Total				18,58	23,82	15,54

Tableau III-2 : Charges des équipements non structuraux (pont bipoutre)

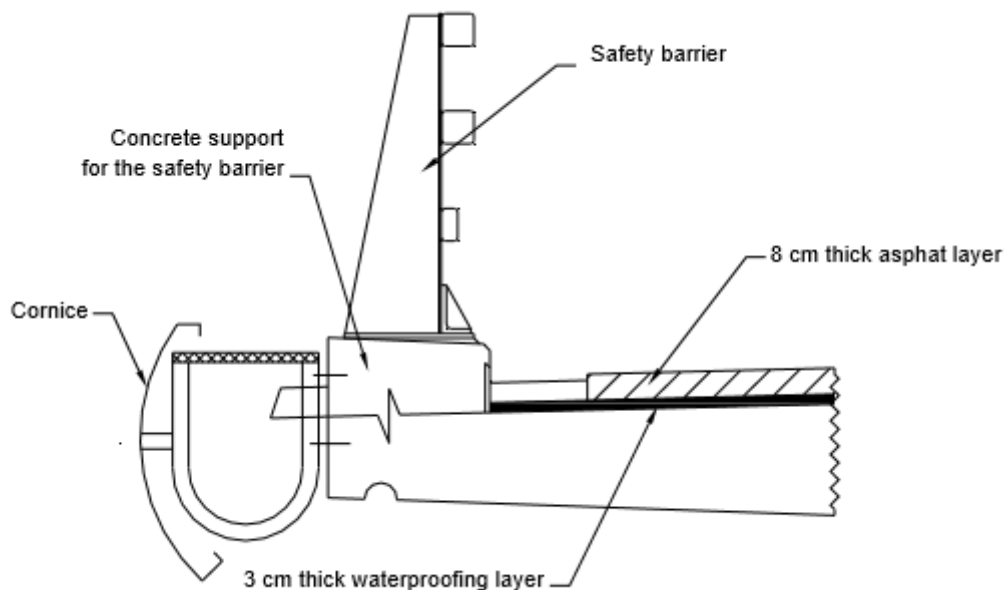


Figure III-4 : Détails des équipements non structuraux

III. 5. 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 anormales lourdes (modèle de charge SW) [21].

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 et aussi considéré les charges de superstructures.

III. 5. 1. Les charges verticales

Puisqu'il s'agit d'une ligne a 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 entraine les suivantes Modèles de charge.

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

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique du chargement vertical du a trafic ferroviaire standard. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être celles de la figure [22].

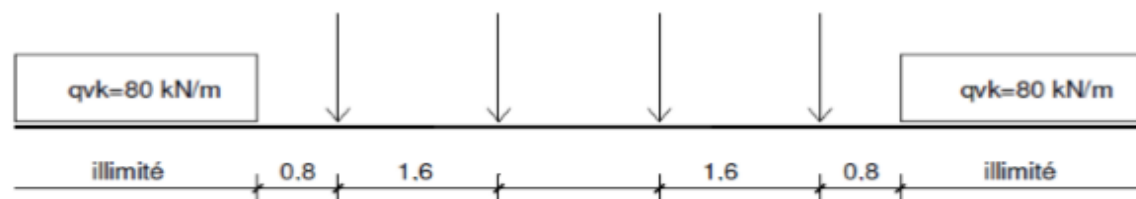


Figure III-5 : Modèle de charges LM 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales.

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 :

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

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 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 [23].

✓ **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 [24].

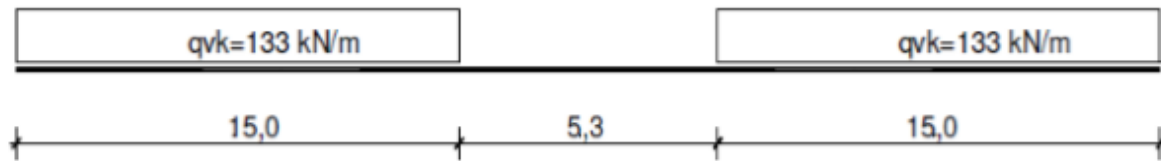


Figure III-6 : Modèle de charge SW/0

✓ **Modèle de charge SW/2 :**

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

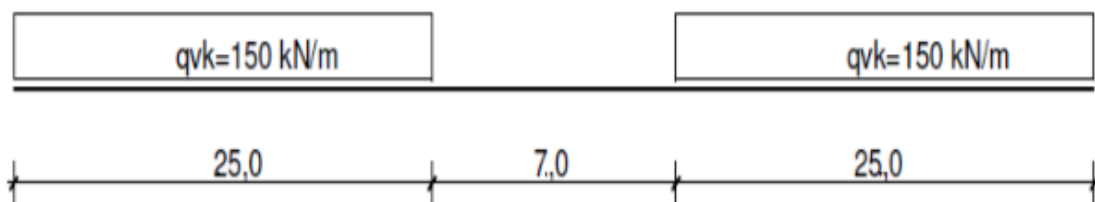


Figure III-7 : Modèle de charge SW/2

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.

III. 5. 2. les effets dynamiques :

La circulation des trains en vitesse sur les ponts rail modifie sensiblement, souvent en 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. Dans ce cas, les déformations et les accélérations de la structure augmentent rapidement, particulièrement pour de faibles valeurs de son taux d'amortissement [25].

Pour un pont, les fréquences propres d'un élément sont celles correspondant à la déformée 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 :

$$\Phi_2 = 1.44 \sqrt{L-0.2} + 0.82 \quad \text{et} \quad 1 \leq \phi_2 \leq 1.67 ; L\phi : \text{longueur déterminante [m]}$$

III. 5. 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 > 200km/h), les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage pour le modèle de charge 71 valent :

$$\text{- Force d'accélération : } Q_{lak} = 33 \text{ (KN/m)} L_{a,b} \text{ (m)} \leq 1000 \text{ KN}$$

$$\text{- Force de freinage : } Q_{lbk} = 20 \text{ (KN/m)} L_{a,b} \text{ (m)} \leq 6000 \text{ KN}$$

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

III. 5. 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.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ 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. 5. 5. Les forces centrifuges :

Lorsque la voie est en courbe sur toute ou partie de la longueur d'un pont, la force centrifuge doit être prise 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 :

$$Q_{tk} = v^2 / g_{xr} (f \times Q_{vk})$$

$$q_{tk} = v^2 / g_{xr} (f \times q_{vk})$$

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.

$$f = 1 - \frac{v-120}{1000} \left(\frac{814}{v} 1.75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{lf}} \right) = 1 \quad \text{Si :} \quad V \leq 120 \text{ km/h}$$

Avec :

f : est le coefficient de réduction

v : est la vitesse maximale [m/s]

g : est l'accélération de la pesanteur (9,81m/s²)

III. 6. Action du vent :

Le vent est un facteur qui est très important lors de la construction d'un pont est donc à prendre en compte durant la conception du pont.

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci dépend de la forme et des dimensions de l'ouvrage. Le vent limite la longueur des ponts car certains types de ponts tels que les ponts suspendus sont sensibles au vent.

On dit que les oscillations peuvent se faire à une ou deux dimensions :

-Si les oscillations se font à une dimension, seule la force de portance est en action, elles se font donc à la verticale.

-Si les oscillations se font à deux dimensions, les forces de traînées et de portance agissent sur le tablier qui se déplace donc en longueur et en largeur.

En général, la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m² (selon le règlement RCPR).

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

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

III. 7. Température :

la partie nord-ouest de l'Algérie ou se situe notre ouvrage possède un climat méditerranéen avec des étés chauds et secs mais avec des hivers doux et pluvieux.

Mois	jan.	fév.	mar s	Avri l	mai	Jui n	jui.	Aoû t	sep .	oct.	nov .	déc .	anné e
Température minimale moyenne (°C)	5,1	6,5	8,1	10	13,2	16,9	19,4	20,1	17,7	14	9,5	6,7	12,27
Température moyenne (°C)	10,9	12,1	13,9	15,8	18,6	22,3	25	25,9	23,4	19,6	15,1	12,2	17,9
Température maximale moyenne (°C)	16,6	17,7	19,7	21,5	23,9	27,7	30,5	31,6	29	25,2	20,6	17,7	23,48

Tableau III-3 : Données climatiques de la région nord-ouest (climat méditerranéen à caractère semi-aride).

L'action thermique caractéristique **TK** se décompose selon les suivantes composantes :

- composante de température uniforme : $\Delta T_u = \pm 30^\circ\text{C}$
- composante de température uniforme : $\Delta T_u = \pm 45^\circ\text{C}$ (pour joints de dilatation)
- composante de température uniforme : $\Delta T_u = \pm 50^\circ\text{C}$ (pour appareils d'appuis)
- composante de gradient thermique verticale : $\Delta T_z = \pm 10^\circ\text{C}$ (sur dalle de tablier)
- composante de gradient thermique horizontale : $\Delta T_y = \pm 5^\circ\text{C}$ (sur dalle de tablier)
- Gradient thermique longitudinal : $\Delta T_x = \pm 5^\circ\text{C}$.

III. 8. 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.

On considère les suivants tassements des appuis de façon alternée (tassements alternés des piles non adjacentes) [26] :

$$\delta = L / 5000$$

Tablier L	δ m
30+30	0.006
35+35	0.007
40+40	0.008

Tableau III-4 : Tassements alternes des piles non adjacentes

III. 9. Retrait :

Le retrait du béton est une contraction dimensionnelle du béton due à des phénomènes chimiques et physiques. Le retrait du béton est indépendant de tout chargement du matériau.

Ce phénomène se produit dès la mise en œuvre du béton, pendant sa prise et son durcissement et se développe au cours du temps.

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

Tableau III-5 : Variation linéaire qui provoque une diminution du volume du béton

III. 10. Fatigue :

La fatigue est un processus qui sous l'action de contraintes ou déformations variables dans le temps modifie les propriétés locales d'un matériau.

Ces dernières peuvent entraîner la formation de fissures et éventuellement la rupture de la structure.

La fatigue est notamment caractérisée par une étendue de variation de contrainte qui peut être bien inférieure à la limite d'élasticité du matériau.

III. 11. 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.

Dans l'étude des déformations différées du béton, les chercheurs ont pris l'habitude de distinguer le retrait du béton se produisant sans application d'un chargement, du fluage du béton, déformation différée complémentaire à la déformation de retrait et se produisant sous l'action d'une charge. Ils font l'hypothèse que le fluage est indépendant du retrait [27].

III. 12. Action Sismique :

Les mouvements sismiques qui intéressent l'ingénieur sont ceux qui se produisent à la surface du sol. Ils se manifestent principalement par des ondes vibratoires qui se propagent dans les terrains. Dans certains cas, l'action du mouvement sismique du sol provoque des désordres importants : tassements, effondrement locaux, liquéfaction des sols, etc...

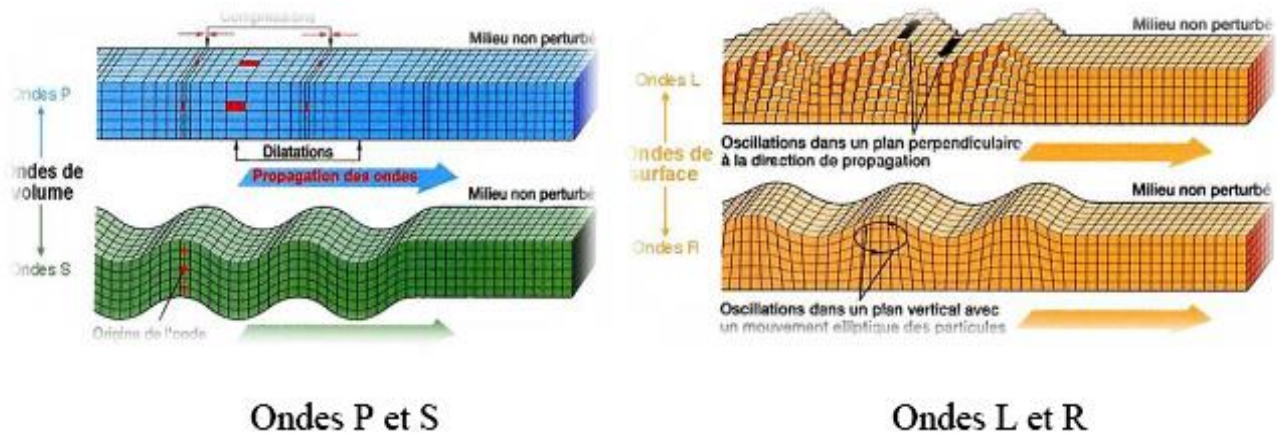


Figure III-8 : Perturbations du sol par les différents types d'ondes vibratoires

Le document technique « **RPOA 2008** » identifie pour chaque Wilaya du territoire nationale la valeur de référence de l'accélération sismique de calcul **ag** au niveau d'un sol de classe A.

Pour la Wilaya de Tlemcen dans laquelle l'ouvrage est localisé le RPA indique une valeur de **ag=0.15g**.

On tient aussi compte des phénomènes d'amplification sismique locale dû aux conditions stratigraphiques ainsi que à la morphologie des lieux [28].

III. 12. 1. Spectres de réponse élastique :

L'analyse est réalisée avec un logiciel aux éléments finis avec la méthode **RSA** (Response Spectrum Analysis) en adoptant les formes spectrales reporté dans NF EN 1998-1.

- **Composante Horizontale :**

Le spectre de réponse élastique **Sae** pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de

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

la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (**ζ**) de l'ouvrage par :

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

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 en 4-2-4 du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrage d'art)

Pour béton armé : $\zeta = 5 \%$

η : facteur de correction de l'amortissement.

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

Tableau III-6 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

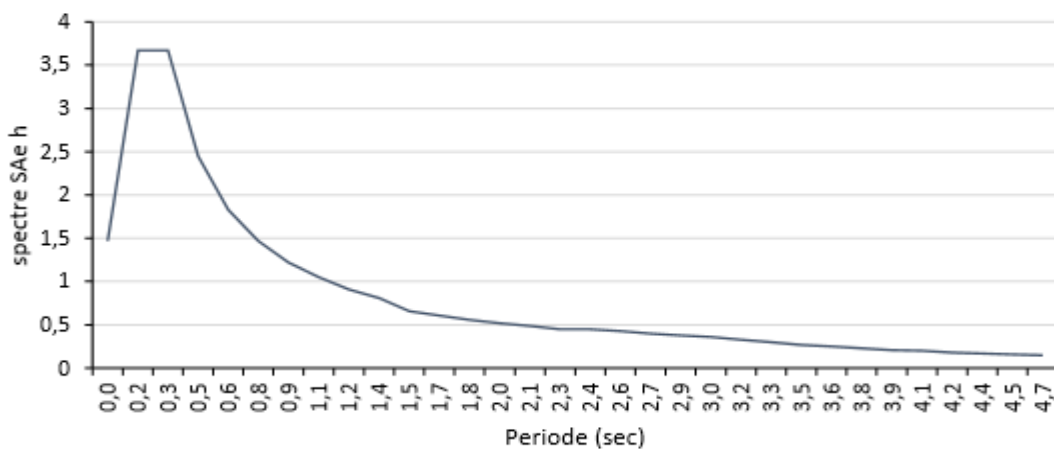


Figure III-9 : spectre de réponse élastique, composante horizontale-5% d'amortissement

- 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 ($g=9,81m/s^2$)

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)

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

Tableau III-7 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale

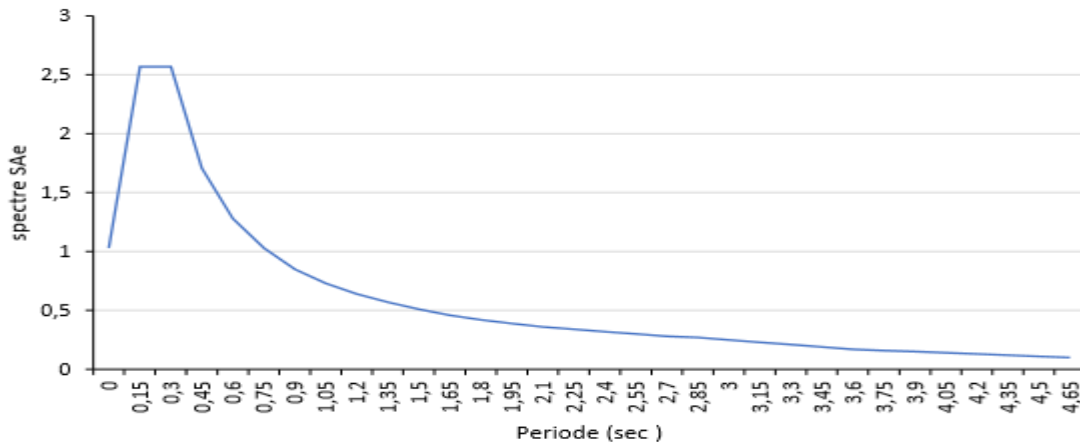


Figure III-10 : Spectre de réponse élastique, composante verticale-5% d'amortissement

- **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 ($g=9,81m/s^2$)

T_2 : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau3-3 du Règlement parasismique algérien)

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

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

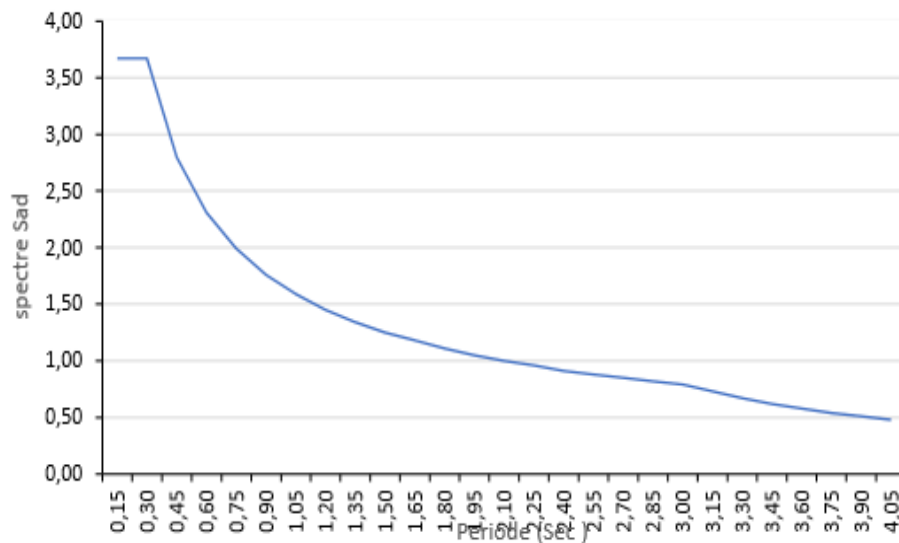


Figure III-11 : spectre de dimensionnement -5% d'amortissement

III. 13. Définition des combinaisons :

III. 13. 1. Combinaison des actions :

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

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
1.35G+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	

Tableau III-8 : Combinaison d'action a l'état limite ultime et a l'état limite de service

III. 13. 2. 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.

G+Ex+0.4(Temp+) +0.3UIC71
G+Ez+0.4(Temp-)+0.6UIC71
G+Ey+0.4(Temp-)+0.6UIC71
G+Ex+0.4(Temp-)+0.6UIC71
G+Ez+0.4(Temp+) +0.6UIC71
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

Tableau III-9 : Combinaisons sismiques

III. 14. Conclusion :

Le redimensionnement des éléments de la structure et l'évaluation des charges occasionnent des contraintes, des déformations et des déplacements sur la structure qui permet de savoir la capacité de notre ouvrage pour bien pouvoir l'analyser.

CHAPITRE IV : MODELISATIONS ET INTERPRETATIONS DES RESULTATS

IV.1. Introduction :

La modélisation est la représentation d'un système par un autre, plus facile à appréhender. Il peut s'agir d'un système mathématique ou physique. Le modèle sera alors numérique ou analogique.

- **La modélisation numérique :**

La modélisation numérique consiste à construire un ensemble de fonctions mathématiques décrivant le phénomène. En modifiant les variables de départ, on peut ainsi prédire les modifications du système physique.

- **La modélisation analogique :**

La modélisation analogique consiste à construire un système physique qui reproduit plus ou moins un phénomène que l'on souhaite étudier.

La conception d'un système informatique est organisée dans une architecture de modélisation qui prévoit plusieurs visions du même problème pour aider à trouver une solution acceptable.

La cohérence entre les différentes vues du système est importante, chaque vue ciblant des catégories différentes d'intervenants ayant des besoins différents.

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 un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu, et permet de 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 [29].

IV.2. Principes de la modélisation :

- Objectif principal de la modélisation c'est de maîtriser la complexité, modéliser abstraire la réalité pour mieux comprendre le système à réaliser.
- Le modèle doit être relié au monde réel.
- Un modèle peut être exprimé avec différents niveaux d'abstraction / raffinement :
 - Par analogie : répartition électrique de l'immeuble, de la cage d'escalier, de l'appartement, de la pièce.
- Une seule « vue » du système n'est pas suffisante
 - Les intervenants multiples du projet informatique possèdent des préoccupations multiples.
 - Par analogie : plan de masse, vues de face et de côté, schéma électrique, plan de plomberie, plan de calculs de construction [30].

IV.3. Logiciel de calcul :

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.

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 [31].

IV.4. Modélisation :

Notre ouvrage est isostatique avec 6 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (Une dalle de 40cm d'épaisseur avec 2 poutres en PRS).

IV.4.1. Le choix de type d'ouvrage :

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle « **Blank** ».

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 cliquant sur « **File** » \Rightarrow « **New Model** ».

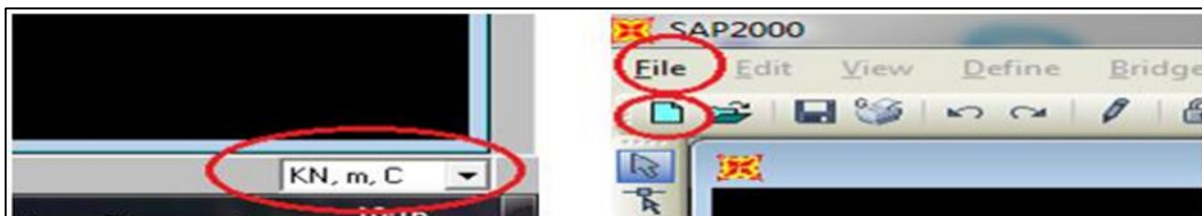


Figure IV-1 : Choix d'unité et de nouveau modèle

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.

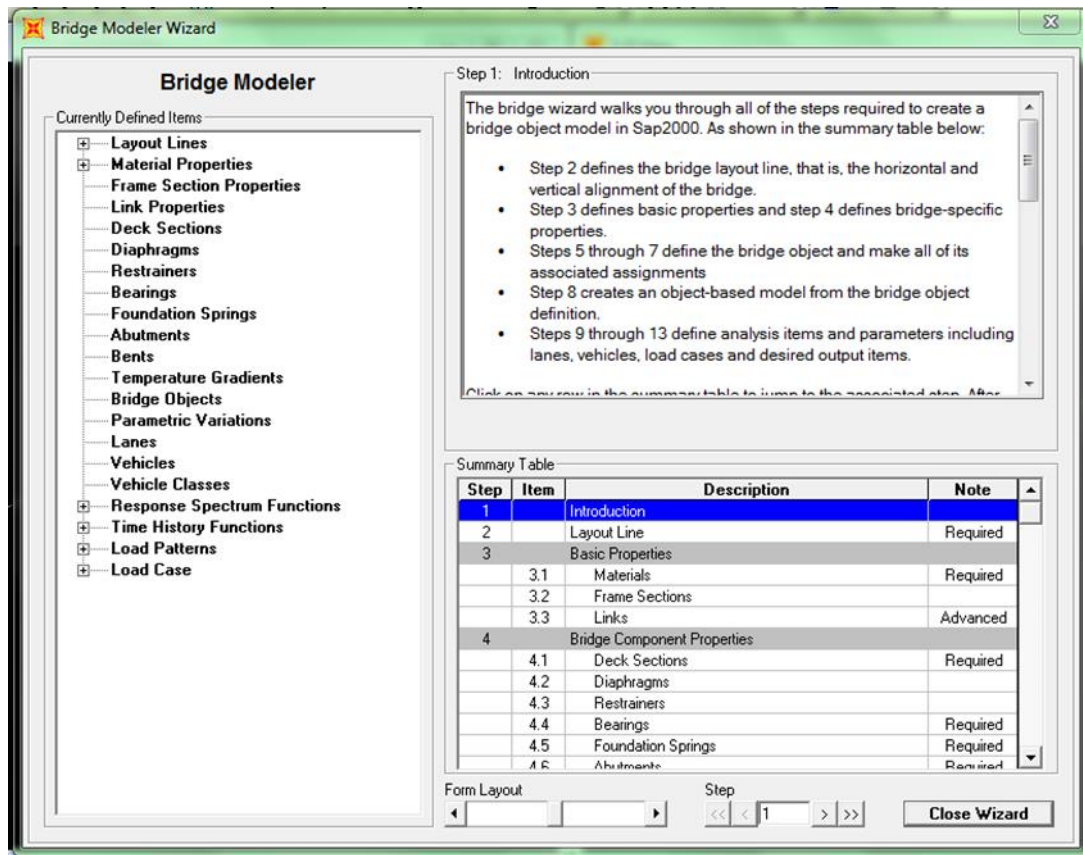


Figure IV-2 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard »

IV. 4. 2. Le choix de type de tablier :

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 « **Matériaux** » 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 ces derniers.

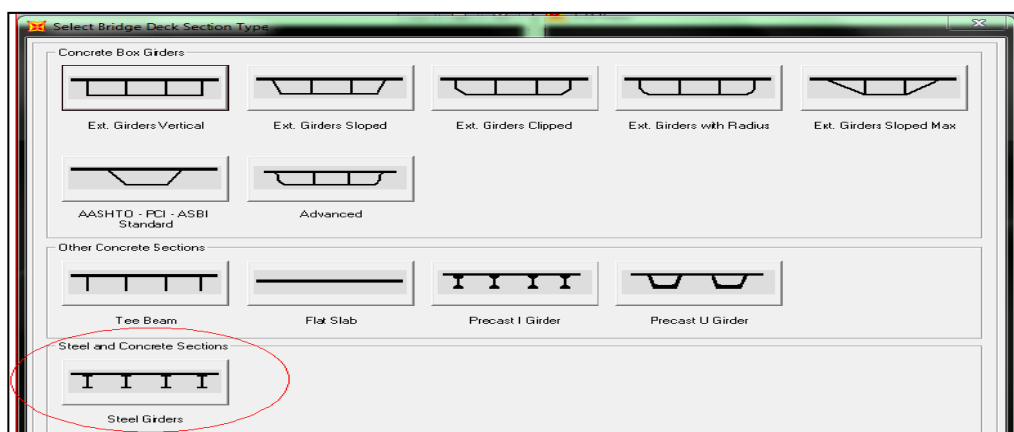


Figure IV-3 : Choix du type de tablier

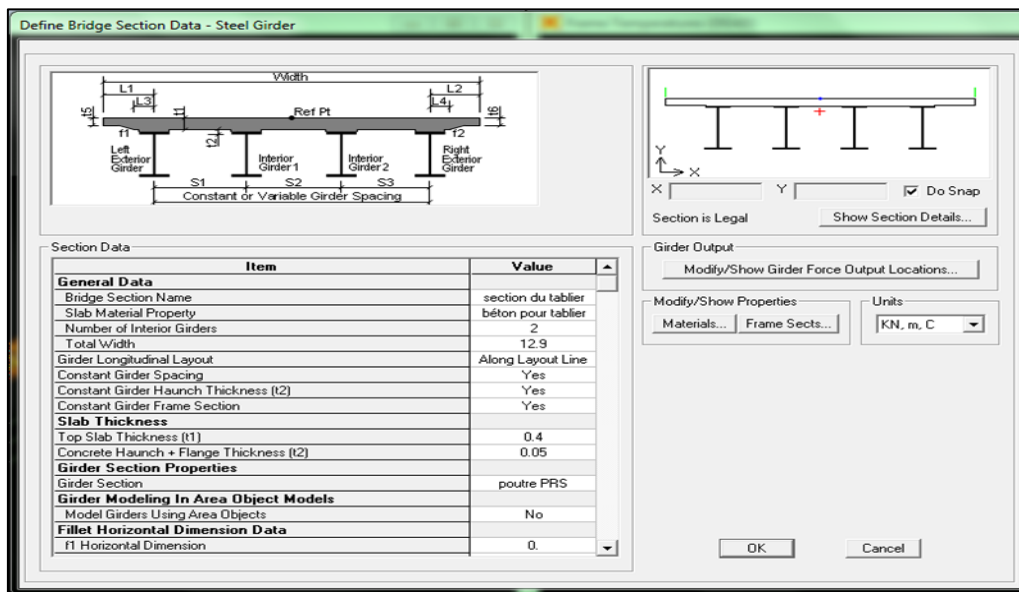


Figure IV-4 : Dimension des sections du tablier

IV. 4. 3. Dessin des éléments structuraux :

La présentation du projet par dessin des PRS, entretoises est faite en utilisant la commande « **Draw frame** » ou par l'option de « **Grid** ».

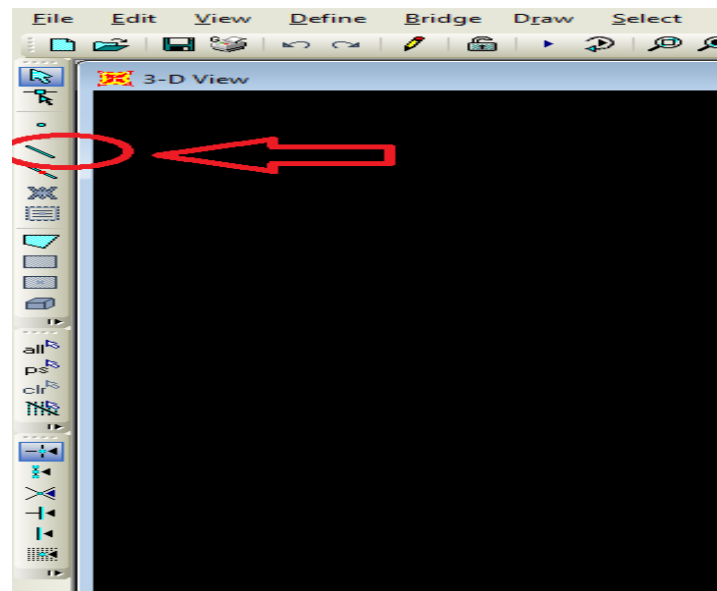


Figure IV-5 : outils de dessin

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.

Le processus se résume par la sélection des point ou on veut bloquer les translations utilisant la fonction « Assign » \Rightarrow « Joint » \Rightarrow « Restraint ».

Pour le dessin des piles on a opter pour la commande « Assign » \Rightarrow « Frame properties » \Rightarrow « Add new property », on fait notre choix tout dépend de la section donnée, notre cas est une section compliqué donc l'option « Other » est l'alternative.

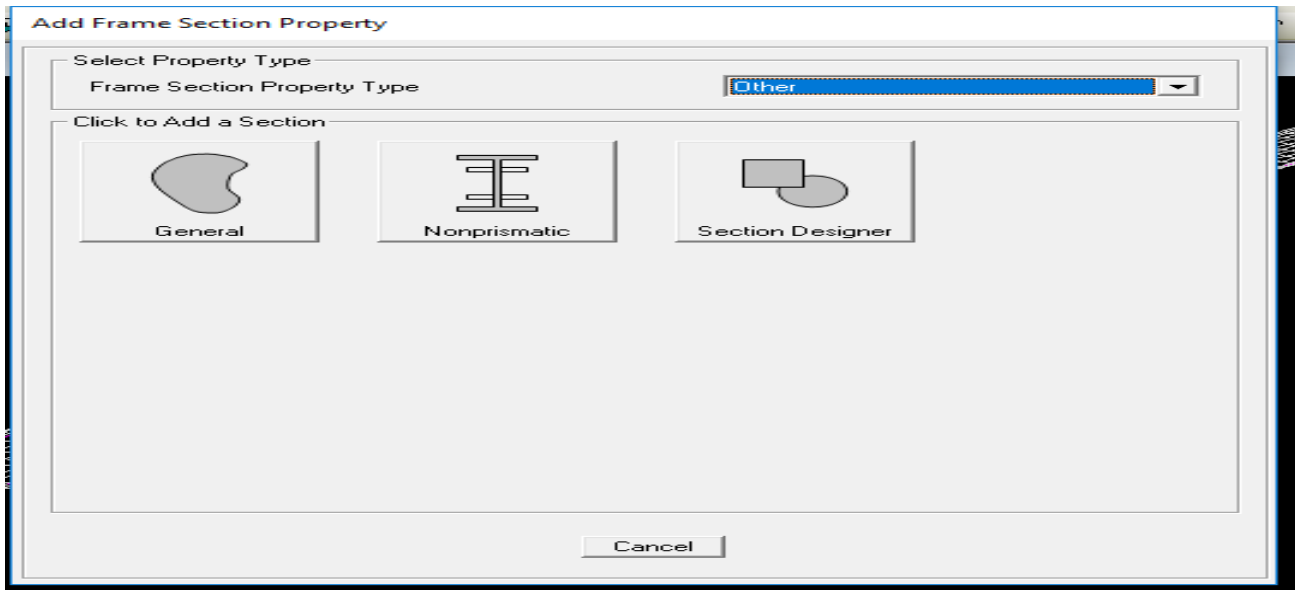


Figure IV-6 : Choix de type de section des piles

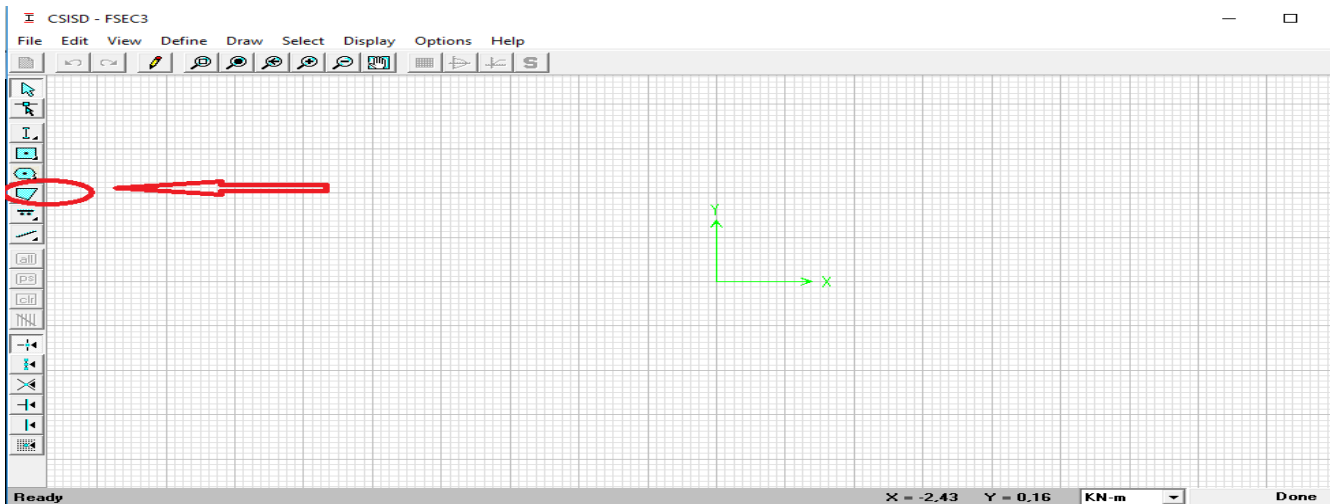


Figure IV-7 : Outil de dessin de la section des piles

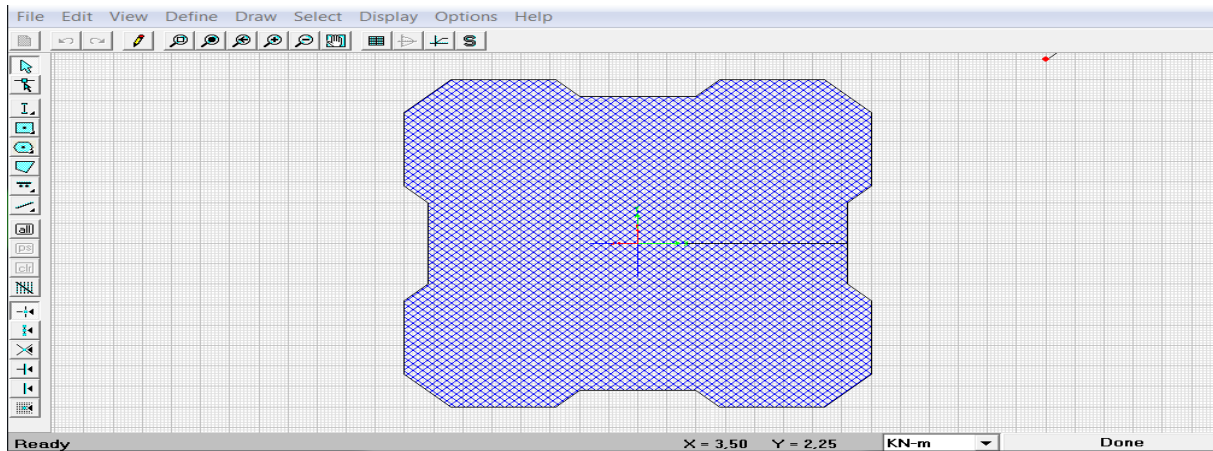


Figure IV-8 : Section des piles

IV. 4. 4. Lignes d'influences :

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** ».

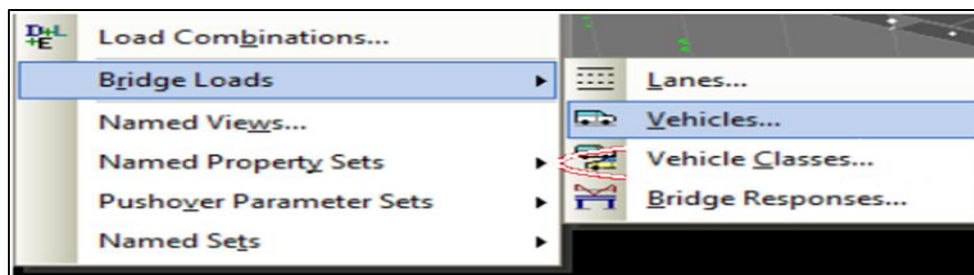


Figure IV-9 : Affectation des valeurs des surcharges

IV. 4. 5. Définition des charges et combinaisons de charges :

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 (4.3) et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « **Add New LoadPattern** », représenté comme suit :

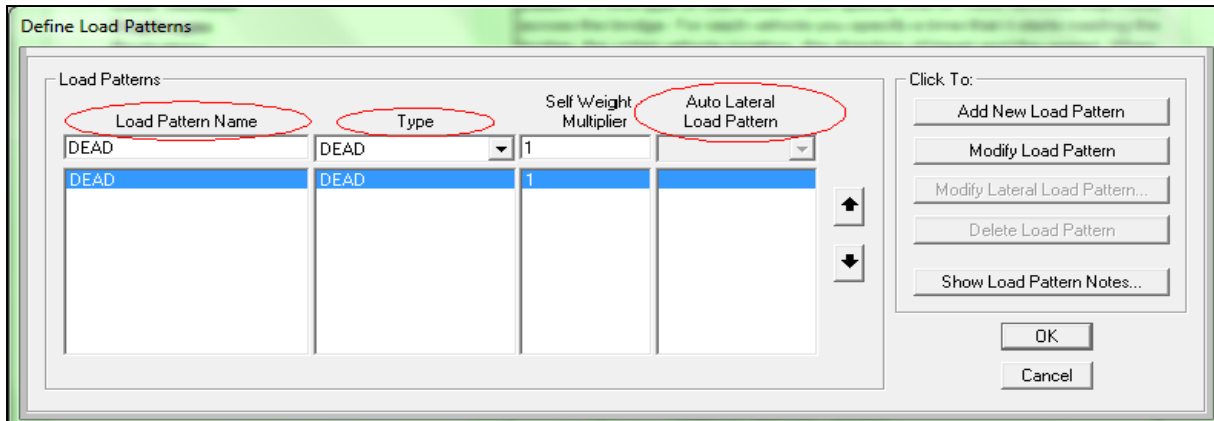


Figure IV-10 : Détermination des Charges

Les combinaisons sont définies en choisissant « **Define** » de la barre des tâches, et puis « **Load combinaisons** », 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** ».

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

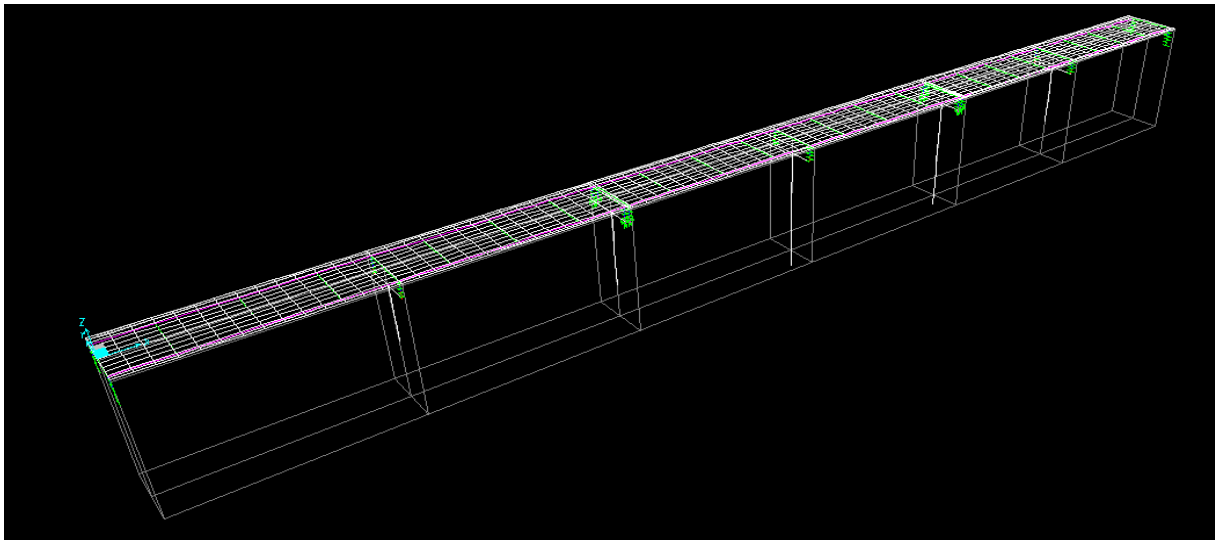


Figure IV-11 : Modèle du tablier

IV. 4. 6. La modélisation dans le cas dynamique :

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.

Notre pont comporte un appareil 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, et pour faire entrer leurs valeur dans le logiciel **SAP**, on passe par la description « **Bearing** » → « **Add New Bridge Bearing** ».

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 :

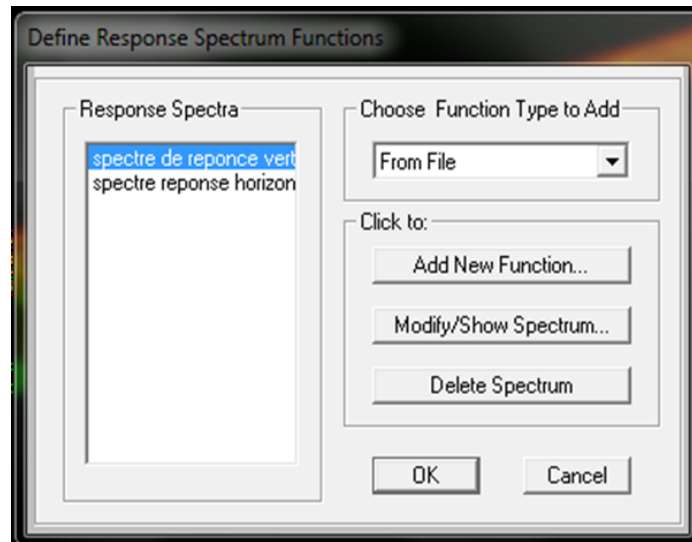


Figure IV-12 : Détermination des spectres horizontal et vertical

IV. 4. 7. 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 multiplions 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.

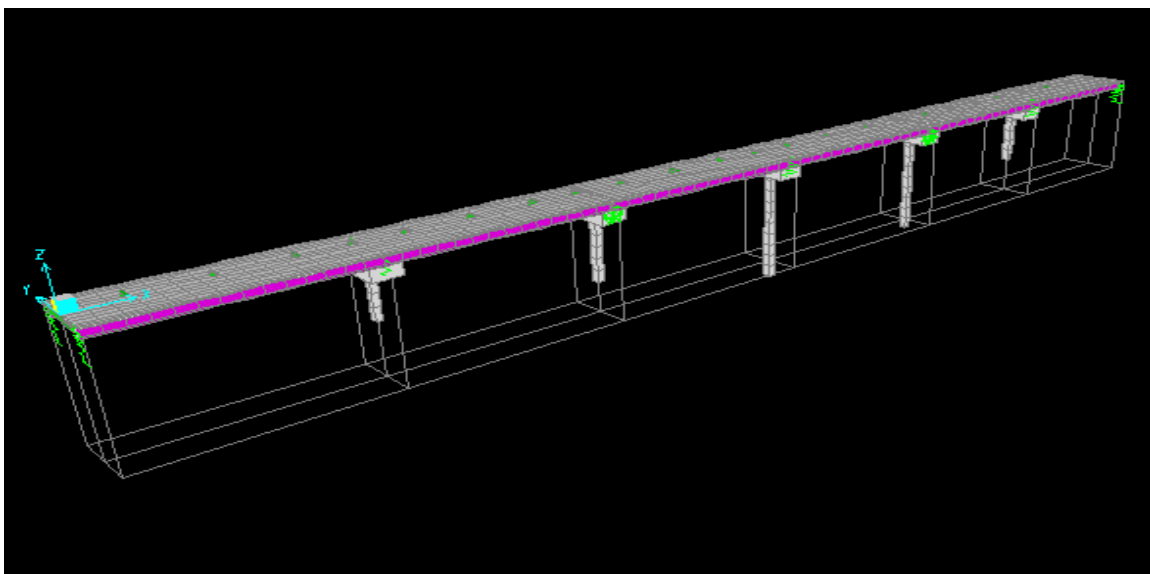


Figure IV-13 : Modèle final du pont

IV.4. 8. Résultats de calcul obtenu par le logiciel :

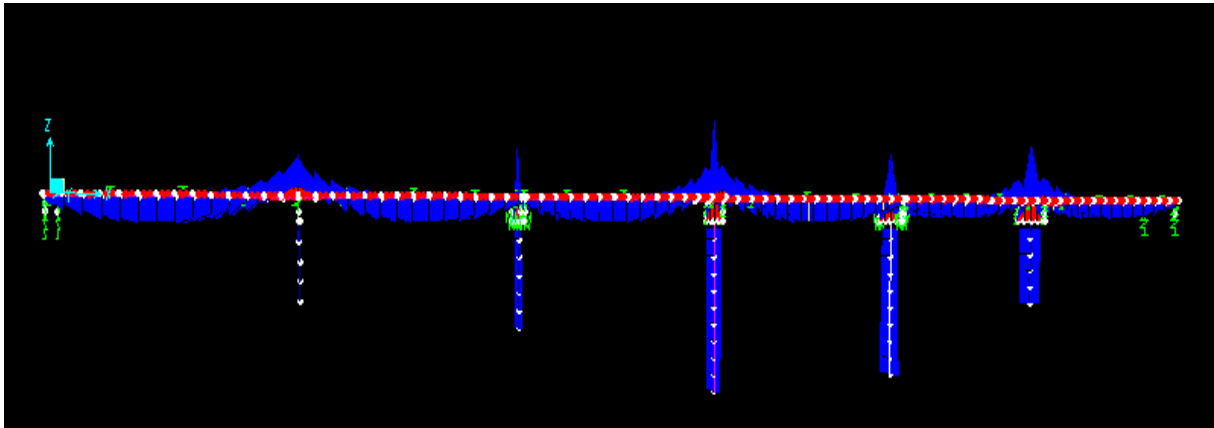


Figure IV-14 : Diagramme des moments fléchissant

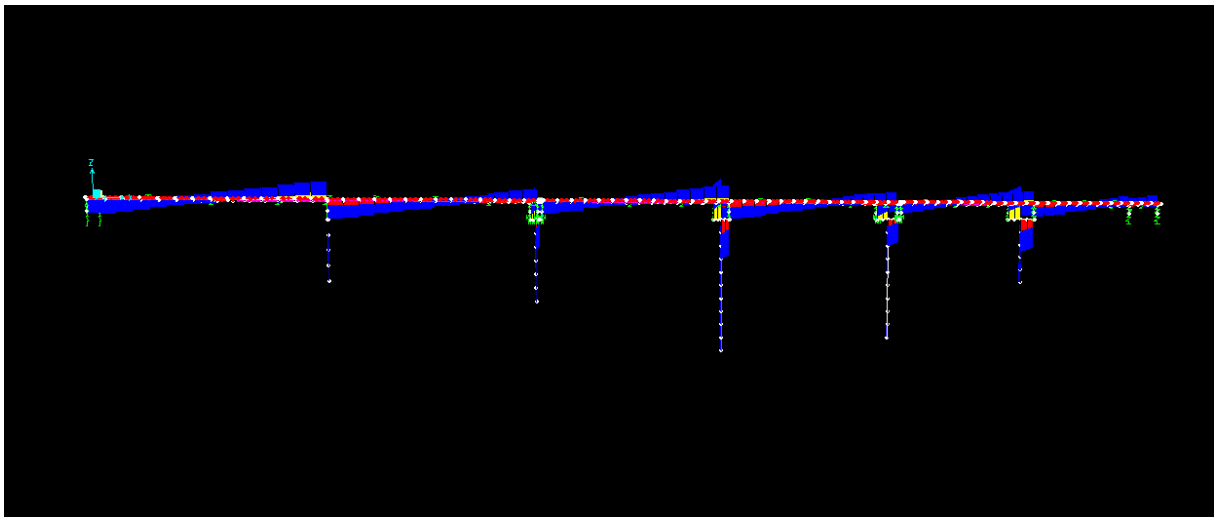


Figure IV-15 : Diagramme des efforts tranchants

✓ Pour la poutre en acier :

On a Augmenté la section de la poutre PRS d'une manière à ce qu'elle vérifie les conditions de la section mixte.

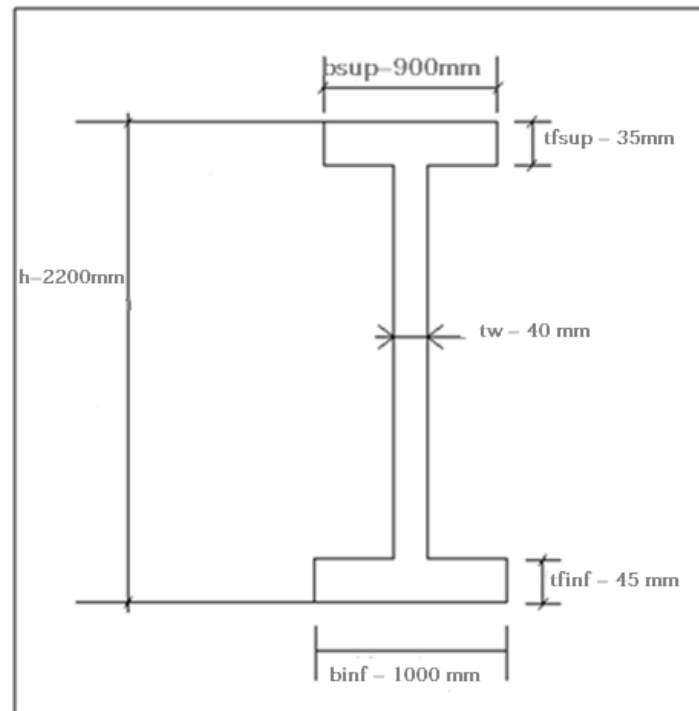


Figure IV-16 : Section du PRS

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

A l'ELU :

- En appuis : $1.35G + 1.015 \cdot 2UIC71$

- En travée : $1.35G + 1.015 \cdot 2UIC71$

A l'ELS :

- En appuis : $G + 0.9(Temp^+) + 0.8 (UIC71 + SW/0)$

- En travée : $G + 0.7(2UIC71)$

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

Sollicitations	ELU		ELS	
	M(KN.m)	V(KN)	M(KN.m)	V(KN)
En appuis	-29254,04	-6939,36	-21013,77	-4921,76
En travée	19443,69	6904,25	13390	4865,73

✓ Pour la section du béton :

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

M_{11} Longitudinale		ELU	ELS
		Mt_{max}	443,36
M_{22} Transversale	$Mapp_{max}$	-194,02	-138,88
	Mt_{max}	748,84	519,75
	$Mapp_{max}$	-269,61	-198,66

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

	ELU	ELS
T_{11} Longitudinale	1227,51	856,451
T_{22} Transversale	1996,25	1394,172

✓ Pour les entretoises :

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

A l'ELU : $1.35G+1.015*2UIC71$

A l'ELS : $G+0.7*2UIC71$

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

	ELU	ELS
M_{sd}	3932,75	2748,64
V_{sd}	1306,32	925,49

✓ Pour les piles :

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

ELU : $1,35G+1,16(UIC71+SW/0) +0,54(temp^+)$

ELS: $G+0,9(temp^+) +0,8 (UIC71+SW/0)$

ELA : $G+E_y + 0,4(temp^-) \times 0,6UIC71$

Tableau VI-5 : Les efforts sollicitant des piles à l'ELU

Piles	M(KN.m)	T (KN)	N(KN)
1	24036,34	739,23	37180,18
2	23018,48	611,48	33000,33
3	22143,10	751,91	52355,48
4	22332,39	571,65	40360,92
5	18908,09	795,90	34215,05

Tableau VI-6 : Efforts sollicitant des piles à l'ELS

Piles	M(KN.m)	T (KN)	N(KN)
1	16576,90	509,816	27658,44
2	15874,81	421,716	23781,98
3	15271,10	518,559	39242,98
4	15394,75	394,24	29210,05
5	13039,02	548,89	26420,52

Tableau VI-7 : Efforts sollicitant des piles à la combinaison accidentelle

Piles	M(KN.m)	T (KN)	N(KN)
1	31668,72	1809,60	22339,69
2	50085,68	2530,73	19377,74
3	86304,56	3341,39	34220,08
4	80485,28	3319,96	23560,47
5	43349,49	2338,14	21914,13

✓ **Chevêtre :****Tableau VI-8 : Efforts sollicitant dans les chevêtres**

	ELU	ELS
Mt_{max}	84285,71	59646,27
T_{max}	17343,63	12314,84

IV. 5. Conclusion

La modélisation numérique des ouvrages par SAP2000 permet d'une part la saisie graphique dans un environnement à 3 dimensions, la définition statique et dynamique des éléments structuraux et leurs compositions ainsi que la prise en compte des conditions aux limites (appuis et chargements). Et d'autre part, l'analyse des résultats et la vérification de la bonne convergence des calculs.

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V. 1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude du tablier de l'ouvrage, 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 :

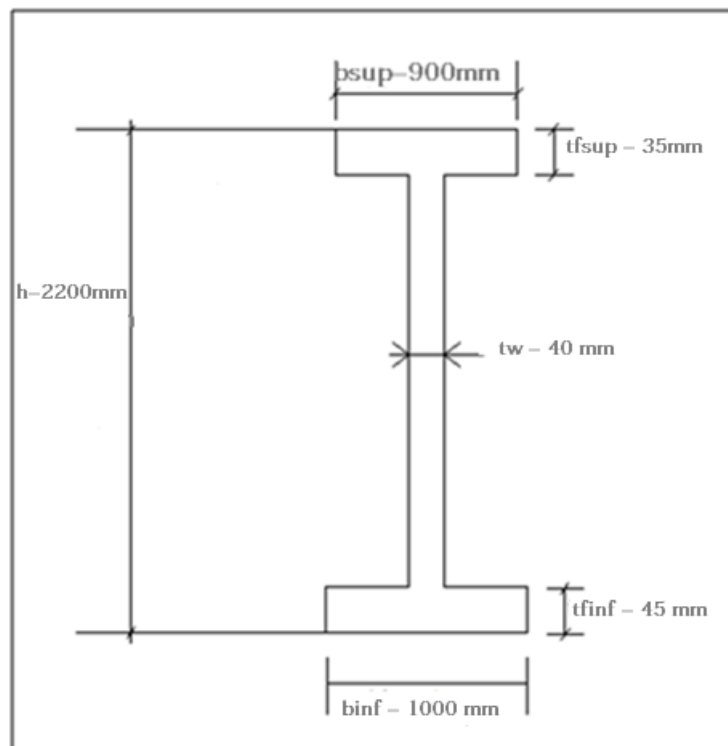


Figure V-1 : Section du PRS

Géométrie de la section :

$$h = 2200 \text{ mm}$$

$$H_w = 2120 \text{ mm} ; t_w = 40 \text{ mm}$$

$$B_{inf} = 1000 \text{ mm} ; t_{inf} = 45 \text{ mm}$$

$$B_{sup} = 900 \text{ mm} ; t_{sup} = 35 \text{ mm}$$

- **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 inférieur :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 14\varepsilon$$

$$\frac{480}{45} = 10,66 \leq 11,34 \quad \longrightarrow \quad \text{Classe 3}$$

- **Semelle supérieur :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 14\varepsilon$$

$$\frac{430}{35} = 12,28 > 11,34 \quad \longrightarrow \quad \text{Classe 4}$$

La semelle inférieur est tendue et la semelle supérieur est comprimée et on a les connecteurs qui empêchent le voilement donc on peut considérer que la section est de classe 1.

- **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{2120}{40} = 53 \leq 58,32 \quad \longrightarrow \quad \text{Classe 1}$$

Donc la poutre est de classe 1.

- **Etude de la stabilité des poutres :**

$$M_{sd} = 19443,69 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 6904,25 \text{ KN}$$

- **Caractéristiques géométriques :**

Tableau V-1 Caractéristiques géométriques de la section métallique

	Section	$S_i (\text{mm}^2)$	$\sum s_i \times y_i (\text{mm}^3)$	$Y_i (\text{m})$
S1	900 × 35	31500	68748750	2182,5
S2	2120 × 40	84800	93280000	1100
S3	1000 × 45	45000	1012500	22,5
		161300	163041250	

- Centre de gravité de la section :

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

$$y_{GA} = 1010,79 \text{ mm}$$

- Centre de gravité de la section du béton :

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

$$y_{GB} = 15,33 \text{ cm}$$

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

$$C=85,749 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section est :

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} + (si)(Di)^2$$

$$I_{yy} = \left[\frac{900 \times 35^3}{12} + (31500)(2182,5 - 1010,79)^2 \right] + \left[\frac{40 \times 2120^3}{12} + (84800)(1100 - 1010,79)^2 \right]$$

$$+ \left[\frac{1000 \times 45^3}{12} + (45000)(1010,79 - 22,5)^2 \right]$$

$$I_y = 1,196 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

- Vérification vis-à-vis du moment fléchissant (court terme) :

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

$$M_{sd} = 19443,69 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

$$W_{pl,y} = 0,141 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,141 \times 10^9 \times 355}{1,1} = 45504,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 19443,69 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 45504,54 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification vis-à-vis du moment fléchissant (long terme) :**

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

$$M_{sd} = 19110,54 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

$$W_{pl,y} = 0,141 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,141 \times 10^9 \times 355}{1,1} = 45504,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 19110,54 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 45504,54 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$F_{max,els} < F_{adm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{40}{200} = 20 \text{ cm}$$

$$F_{max,els} = 10,55 \text{ cm}$$

$$F_{max,els} = 10,55 \text{ cm} < F_{adm} = 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$V_{sd} = 6904,25 \text{ KN}$$

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

A_v : est l'aire de cisaillement.

$$\text{Pour PRS : } A_v = (H - t_{f,inf} - t_{f,sup}) \times t_w = 84800 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times 355 \times \frac{84800}{1,1} = 15873,01 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6904,25 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 15873,01 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Interaction moment – effort tranchant :**

$$V_{sd} = 6904,25 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 0,5 \times 15873,01 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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 entretoisées 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 [32] :

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

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

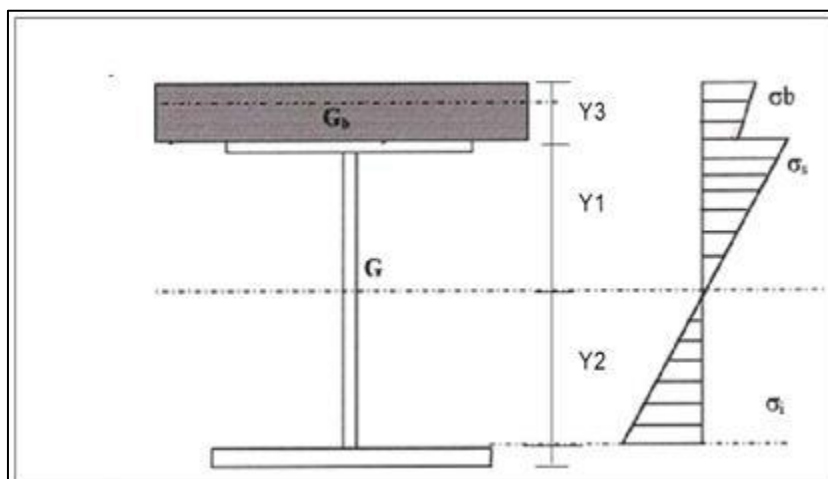


Figure V-2 : Diagramme des contraintes dans la section mixte

D'après la première hypothèse on a :

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

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

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 longue durée	Ccp	18
Effet différés	Retrait	15
Charge de longue durée	Cp	∞

V. 3. 2. calcul d'une section mixte :

- Position du centre de gravité de section mixte :

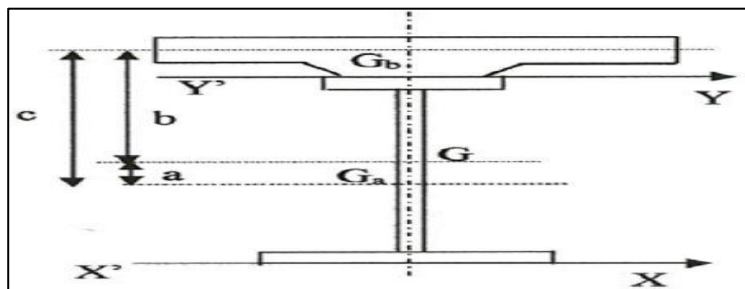


Figure V-3 : Position du centre de gravité de section mixte

- Largeur de la dalle participante :

$$be_1 = \min\left(\frac{L_0}{8}; \frac{b_i}{2}\right)$$

L_0 : La largeur de la poutre

b_i : entre axe des poutre

$$be_1 = \min\left(\frac{40}{8}; \frac{5}{2}\right) = 2,5 \text{ m} = be_2$$

$$be_{ff} = be_1 + be_2 = 5 \text{ m}$$

• **Inertie d'une section mixte :**

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

S_a : section d'acier.

S_b : section du béton

n : coefficient d'équivalence acier -béton

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

I_Δ : Moment d'inertie / Δ

S_Δ : Moment statique / Δ

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

I₀: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

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

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

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

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

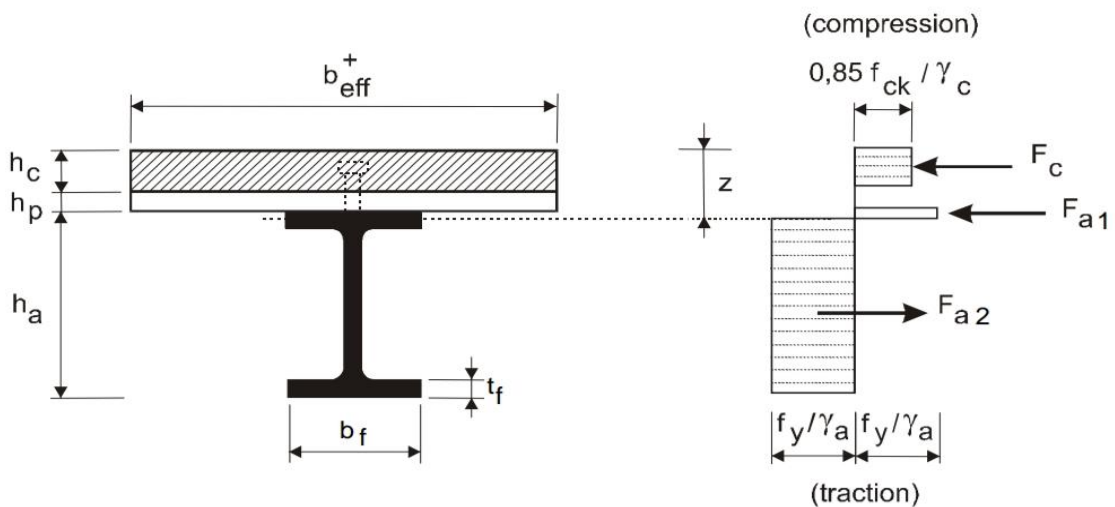


Figure V-4 : Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. Cas de l'axe neutre plastique dans la semelle sup (flexion positive)

- **Position de l'axe neutre :**

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

Avec :

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

h_c : Épaisseur de la dalle

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

γ_c : coefficient du béton 1.5

$$F_c = 5000 \times 450 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 31875 \text{ KN}$$

$$F_{a1} = \frac{f_y}{1,1} (b_{\text{sup}} \times t_{\text{sup}}) = 10165,90 \text{ KN}$$

$$F_{a2} = \frac{f_y}{1,1} \times t_w (h - t_{\text{sup}} - t_{\text{inf}}) = 27367,27 \text{ KN}$$

$$F_{a3} = \frac{f_y}{1,1} (b_{\text{inf}} \times t_{\text{inf}}) = 14522,72 \text{ KN}$$

$F_c + F_{a1} > F_{a3} + F_{a2} \Rightarrow$ l'axe neutre dans la semelle supérieur.

$$\sum F_i \text{ sup} = \sum F_i \text{ inf}$$

$$F_c + \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}}\right) b_{\text{sup}} (Z_{pl} - h_c) = \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}}\right) b_{\text{sup}} (h_c + t_{\text{sup}} - Z_{pl}) + F_{a3} + F_{a2}$$

$$\Rightarrow Z_{pl} = 473 \text{ mm}$$

- **Calcul du moment de résistance plastique positif :**

La semelle inférieure est tendue et la semelle supérieure est comprimée et on a les connecteurs qui empêchent le voilement donc on peut considérer que la section est de classe 1 (Moment résistant plastique).

$$\begin{aligned} M_{rd}^+ &= F_c (Z_{pl} - h_c/2) + F_{a1} (Z_{pl} - h_c - t_{\text{sup}}/2) + F_{a2} (h_c + h/2 - Z_{pl}) \\ &+ F_{a3} (h_c + h - Z_{pl} - t_{\text{inf}}/2) \end{aligned}$$

$$M_{rd}^+ = 68724,66 \text{ KN.m} > 19443,69 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

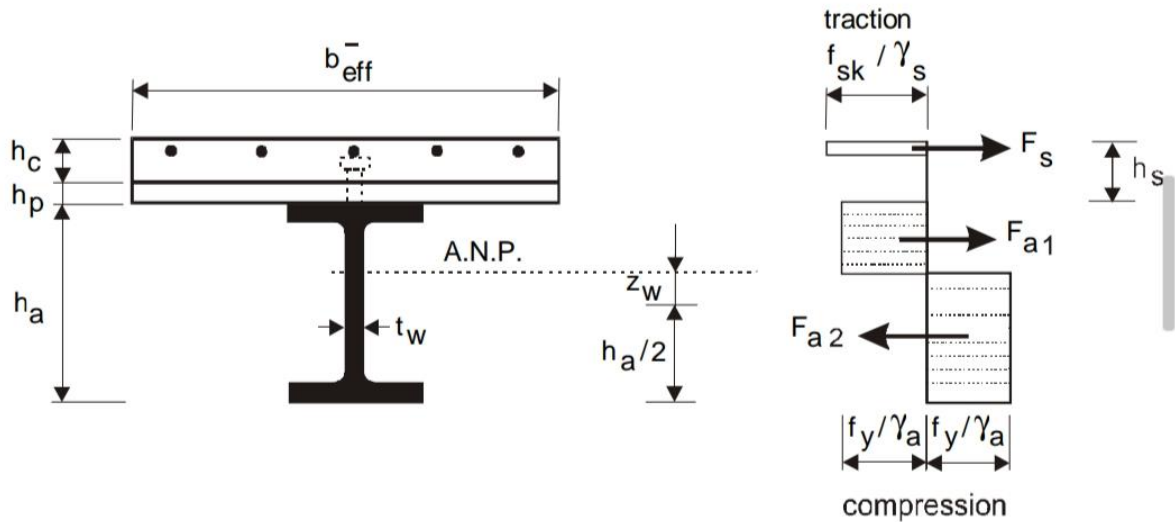


Figure V-5 : Présentation de la distribution plastique des contraintes normales. Cas de l'axe neutre dans l'âme (Moment négatif)

Supposant un Ferrailage en T20 (esp=10cm) et $C_{sup} = C_{inf} = 50 \text{ mm}$

$$\Rightarrow A_{s \text{ sup}} = A_{s \text{ inf}} = 3140 \text{ mm}^2$$

$$A_{eq} = A + 2(A_s) = 161300 + 2(3140) = 167580 \text{ mm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$Z_g = \frac{A\left(\frac{h}{2} + hc\right) + (A_{sup} \times 50) + A_{inf}(hc - 50)}{A_{eq}}$$

$$Z_g = 1500,34 \text{ mm}$$

$$V_1 = Z_g$$

$$V_2 = h + hc - Z_g$$

$$I_m = I_{yy} + A(D_i)^2 + A_{sup}(V_1 - C_{sup})^2 + A_{inf}(V_1 - hc + C_{inf})^2$$

$$I_m = 1,30 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{max1} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{M_{max1}}{I_m} (V_1 - C_{sup})$$

$$\Rightarrow M_{max1} = 38981,26 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max2} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{M_{max2}}{I_m} (V_2)$$

$$\Rightarrow M_{max2} = 36481,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = \text{Min}(M_{max1} ; M_{max2})$$

$$M_{rd} = 36481,23$$

$$M_{rd} = 36481,23 \text{ KN.m} > 29254,04 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la résistance à l'effort tranchant :

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

Pour PRS : $A_v = (H - t_{f,inf} - t_{f,sup}) \times t_w = 84800 \text{ mm}^2$.

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times 355 \times \frac{84800}{1,1} = 15873,01 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 6904,25 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 15873,01 \text{ KN}$ **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.

$$\chi_w = \eta = 1,2 \quad \text{pour } \bar{\lambda}_w < \frac{0,6}{\eta} = 0,5$$

$$\chi_w = 0,11 + \frac{0,64}{\bar{\lambda}_w} + \frac{0,05}{\bar{\lambda}_w^2} \quad \text{pour } \bar{\lambda}_w > \frac{0,6}{\eta} = 0,5$$

Avec :

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

$$\bar{\lambda}_w = \frac{2120}{37,4 \times 40 \times 0,81 \times 2,34} = 0,75$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,75 > \frac{0,6}{\eta} = 0,5$$

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

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

$$K_{\tau} = 5,47$$

$$\sqrt{K_{\tau}} = 2,34$$

$$\chi_w = 0,11 + \frac{0,64}{0,75} - \frac{0,05}{0,75^2} = 1,05$$

- **Contribution de la semelle :**

$$V_{b,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yt}}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \left(\frac{M_{Sd}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 807,19 \text{ KN}$$

$$M_{f,Rd} = t_f \times b \times \frac{f_{yf}}{\gamma_{m0}} \times (h_w + t_f) = 31441,70 \text{ KN.m}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 16590,52 \text{ KN}$$

$$V_{b,Rd} = 16590,52 + 807,19 = 17398,31 \text{ KN}$$

$$V_{apl,Rd} = \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 18960,60 \text{ KN}$$

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

17398,31 KN < 18960,60 KN **condition vérifiée**

- **Interaction cisaillement, moment fléchissant et effort tranchant :**

$$\bar{\eta}_z = \frac{V_{Sd}}{V_{bw,Rd}} = 0,41 < 1 \rightarrow \text{pas d'interaction}$$

V. 3. 3. Caractéristique géométrique de section du béton :

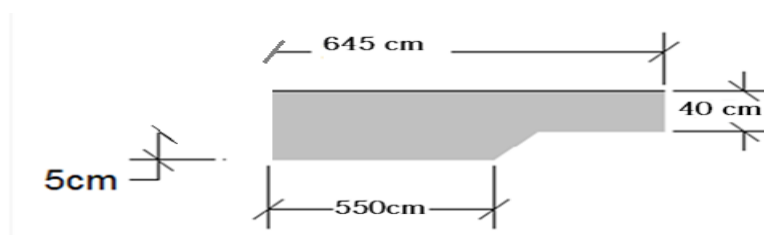


Figure V-6 : Section du béton

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

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z(cm)	s _Δ = B × Z	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
1	645x45	29025	27,5	798187,5	4,89 × 10 ⁶	2,68 × 10 ⁷
2	550 × 5	27500	2,5	68750	5729,16	177604,16
3	$\left[5 \times \frac{5}{2}\right]$	12,5	3,33	41,625	17,36	155,97
	Total	56537,5		866979,12		2,697 × 10 ⁷

$$V' = s_{\Delta} / B = 15,33 \text{ cm}$$

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

$$I_G = 13,67 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

V. 3. 4. Caractéristique géométrique de la section d'acier :

$$V' = s_{\Delta} / B = 101,009 \text{ cm}$$

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

$$I_G = 11,94 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Désignation	Dimension	A (cm ²)	Z(cm)	s _Δ = B × Z	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
1	100 x 4,5	450	2	900	759,375	2559,37
2	212 x 4	848	110	93280	3,17 × 10 ⁶	1,34 × 10 ⁷
3	90 x 3,5	315	218,25	68748,75	321,56	1,5 × 10 ⁷
	Total	1613		162928,75		2,84 × 10 ⁷

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

V. 3. 5. Caractéristique de la section mixte :

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

Avec :

$$A = 1613 \text{ cm}^2 \text{ et } B = 56537,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} S_{\infty} = 1613 \text{ cm}^2 \\ S_{18} = 4753,97 \text{ cm}^2 \\ S_{15} = 5382,16 \text{ cm}^2 \\ S_6 = 11035,91 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

$$\text{Ce qui donne} \longrightarrow \begin{cases} a_n = \frac{B \times C}{n \times S_n} \\ a_\infty = 0 \text{ cm.} \\ a_{18} = 56,65 \text{ cm} \\ a_{15} = 60,05 \text{ cm} \\ a_6 = 73,21 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

$$\text{Ce qui donne} \longrightarrow \begin{cases} b_n = \frac{A \times C}{S_n} \\ b_\infty = 85,749 \text{ cm.} \\ b_{18} = 29,09 \text{ cm} \\ b_{15} = 25,69 \text{ cm} \\ b_6 = 12,53 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

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

$$\text{Ce qui donne} \longrightarrow \begin{cases} I_\infty = 1,19 \times 10^7 \text{ cm}^4 \\ I_{18} = 2,05 \times 10^7 \text{ cm}^4 \\ I_{15} = 2,11 \times 10^7 \text{ cm}^4 \\ I_6 = 2,34 \times 10^7 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

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

$$V_{bn} = b_n + 15,33$$

$$V_{sn} = b_n - 15,33$$

$$V_{in} = a_n + 101,009$$

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

N	∞	18	15	6
Sn (cm ²)	1613	4753,97	5382,16	11035,91
an(cm ²)	0	56,65	60,05	73,21
bn(cm)	85,749	29,09	25,69	12,53
IG (cm ⁴)	1,19× 10 ⁷	2,05× 10 ⁷	2,11 × 10 ⁷	2,34× 10 ⁷
Vbn(cm)	101,079	44,42	41,02	27,86
$W_b = \frac{I}{V_{bn}}(cm^3)$	11,77 × 10 ⁴	46,15× 10 ⁴	51,43× 10 ⁴	83,99 × 10 ⁴
Vsn(cm)	70,419	13,76	10,36	2,8
$W_s = \frac{I}{V_{sn}}(cm^3)$	1,68× 10 ⁴	1,48 × 10 ⁶	2,03 × 10 ⁶	8,35× 10 ⁶
Vin(cm)	101,009	157,659	161,059	174,21
$W_i = \frac{I}{V_{in}}$	1,17 × 10 ⁵	1,30 × 10 ⁵	1,31 × 10 ⁵	1,34 × 10 ⁵

V. 4. Les effets sur la poutre mixte des sollicitations internes de la section :

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes de manière continue fait naître 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. 4. 1. Effets du retrait :

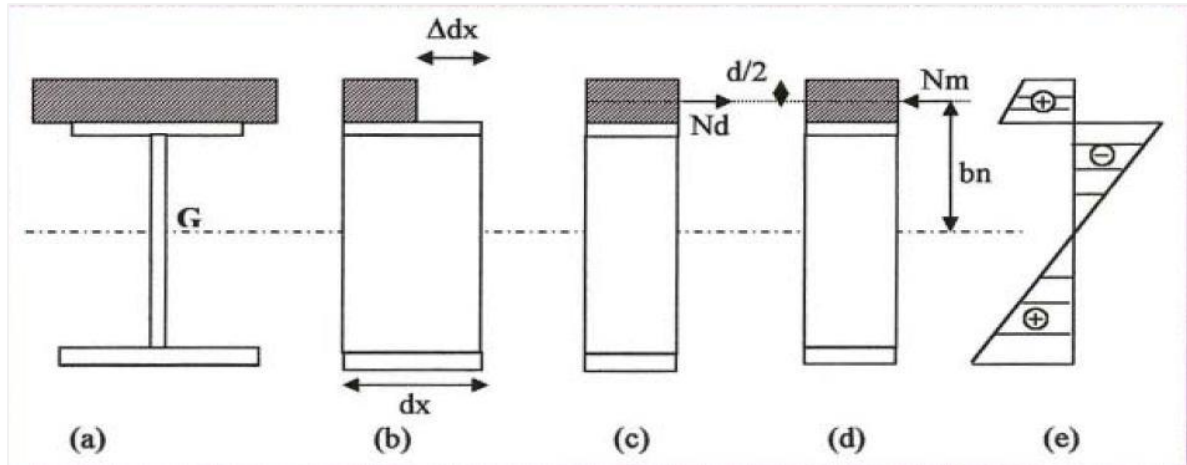
Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêche le béton a engendré un état de contrainte interne dans la section mixte.

- **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 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} E_b = \frac{E_a}{n} \\ \varepsilon_r = \text{coefficient de retrait} \end{array} \right.$$

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) : $M_m = -N_m b_n = \sigma_b \omega$

$$\beta = \frac{B/15}{A+B/15} = \frac{56537,5/15}{1613+56537,5/15} = 0,602$$

$$W_{15} = b_{15} \times B/15 = 96829,893 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 1371111,224 \text{ kg.cm}$$

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

La vérification du : $M_{sd}^+ + M_{15} < M_{rd,pl}$

19443,69+ 1371,111 < 68724,66 **condition vérifiée**

La vérification du : $M_{sd}^- + M_{15} < M_{rd,pl}$

29254,04+1371,111 < 36481,23 **condition vérifiée**

V. 4. 2. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Le cas du gradient thermique dans le pont mixte est déjà étudié d'une manière numérique par le logiciel SAP2000.

V. 4. 3. Vérification de la fatigue :

Les efforts sont tirés du SAP2000 :

$M_{sd}=19443,69 \text{ KN.m}$ $V_{sd}=6904,25 \text{ KN}$ $N_{sd}=20860,32 \text{ KN}$

$$\Delta\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{20860,32 \times 10^3}{1613} + \frac{19443,69 \times 10^3 \times 10^3 \times 6904,25 \times 10^3}{1.19 \times 10^7 \times 10^4} = 12.90 \text{ N/mm}^2$$

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

Avec

✓ $\lambda_1 = 0.64$ d'après la courbe du « **damage equivalent factor λ_1** ».

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

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

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

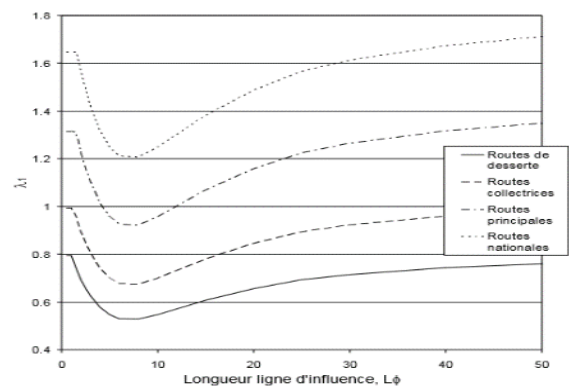


Figure V-8 : facteur de correction λ

$$\lambda_{max} = 1.357 \cdot \frac{\Delta\sigma_{max}}{\Delta\sigma_{FLM}} = 1.357 \times \frac{\Delta\sigma_c(n = 5 \times 10^6)}{\Delta\sigma_{max}(UIC71)} = 1.357 \times \frac{60}{12.90} = 6.13$$

$$\lambda = 0.64 \times 0.9 \times 1 \times 1 = 0.576 \leq 2.15$$

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

$$1 \times 0.576 \times 1.03 \times 12.90 \leq \frac{80}{1.35}$$

$$7.65 \text{ N/mm}^2 \leq 59.25 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V. 5. Calcul de la dalle :

V. 5. 1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges ferroviaires, 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 restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

V. 5. 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.

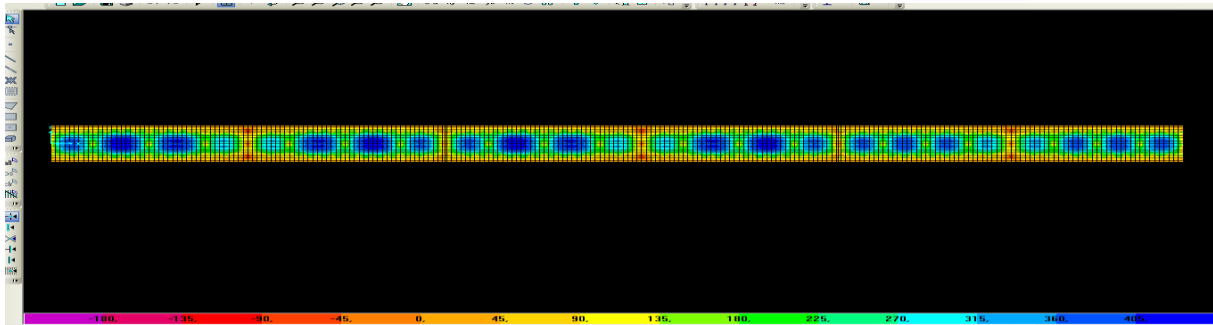


Figure V-9 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle

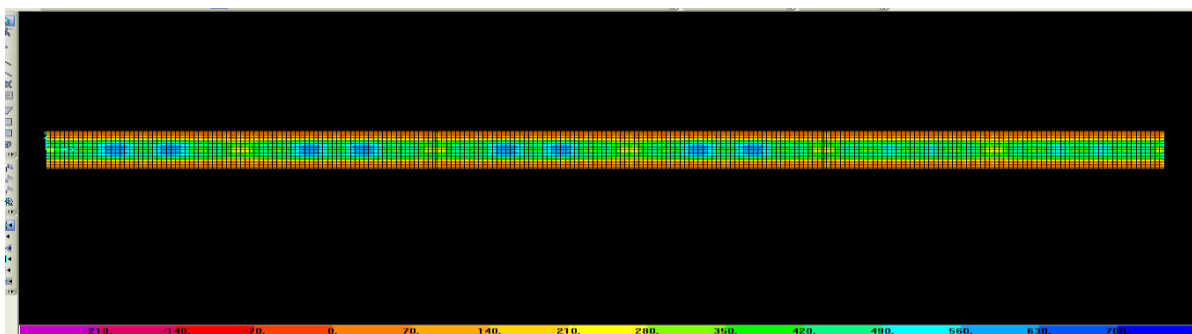


Figure V-10 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle

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}	443,367	308,481
	$Mapp_{max}$	-194,02	-139,883
M_{22} Transversale	Mt_{max}	748,487	519,750
	$Mapp_{max}$	-269,618	-198,666

V. 5. 3. Détermination de ferrailage :

On a une dalle de 45cm d'épaisseur

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

a) En travée ELU :

➤ Ferrailage longitudinale :

ELU : $M_U=443,367$ KN.m

$B=1m$; $h=0,45$ m ; $d = 0,405$ m ; $f_{bc} = 14,16$ Mpa.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,19 < \mu_R = 0,372 \rightarrow \text{Section a simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,265$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,362 \text{ m}$$

$$AS = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 28,16 \text{ cm}^2 \text{ (calculé) et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,783 \text{ MPa.}$$

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

Tableau V-7 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Travée

	Sens longitudinale
M_U	443,367
μ_u	0,19
α	0,265
$Z(m)$	0,362
AS	$10\phi 20$

➤ **Ferraillage transversal :**

ELU : $M_U = 748,487$ KN.m

B=1m ; **h**=0,45 m ; **d** = 0 ,405 m ; **f_{bc}** = 14,16 Mpa.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,322 < \mu_R = 0,372 \rightarrow \text{Section a simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,504$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,323 \text{ m}$$

$$AS = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 53,29 \text{ cm}^2 \text{ (calculé) et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,783 \text{ MPa.}$$

On adopte alors un ferraillage $7\phi 32 = 56,30 \text{ cm}^2$

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

	Sens transversal
M_U	748,487
μ_u	0,322
A	0,504
Z(m)	0,323
AS	$7\phi 32$

b) En appuis ELU :

➤ **Ferraillage longitudinal :**

ELU : $M_U = 194,027$ KN.m

B=1m ; **h**=0,45 m ; **d** = 0 ,405 m ; **f_{bc}** = 14,16 Mpa.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,083 < \mu_R = 0,372 \rightarrow \text{Section a simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,108$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,387 \text{ m}$$

$$AS = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 11,53 \text{ cm}^2 \text{ (calculé) et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,783 \text{ MPa.}$$

On adopte alors un ferraillage $8\phi 14 = 12,32 \text{ cm}^2$

Tableau V-9 : Résumé des résultats de calcul de ferraillage à l'ELU en appuis

	Sens longitudinale
M_U	194,027
μ_u	0,083
A	0,108
Z(m)	0,387
AS	$8\phi 14$

➤ **Ferraillage transversal :**

ELU : $M_U = 269,618 \text{ KN.m}$

$B = 1 \text{ m}$; $h = 0,45 \text{ m}$; $d = 0,405 \text{ m}$; $f_{bc} = 14,16 \text{ Mpa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,116 < \mu_R = 0,372 \rightarrow \text{Section a simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,154$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,380 \text{ m}$$

$$AS = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = 16,31 \text{ cm}^2 \text{ (calculé) et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,783 \text{ MPa.}$$

On adopte alors un ferraillage $6\phi 20 = 18,85 \text{ cm}^2$

Tableau V-10 : Résumé des résultats de calcul de ferraillage à l'ELU en appuis

	Sens transversal
M_U	269,618
μ_u	0,116
α	0,154
$Z(\text{m})$	0,380
AS	6ϕ20

c) A l'ELS :

$M_s = 308,481 \text{ KN.m}$

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 :

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

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

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

➤ **Détermination des contraintes :**

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

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st}(d - x)^2 \rightarrow I = 4,18 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{308,481 \times 15,38 \times 10^{-2}}{4,18 \times 10^{-3}} = 11,35 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 11,35 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 278,07 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On augmente la section d'armature on adopte $A_s=9\phi 25= 44,18 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = 10,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}}=15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 201,44 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}}=201,633 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Tableau V-11 : 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)	308,481	139,883	198,666	519,750	
Σ_{st}	201,44	192,39	179,084	193,99	$\overline{\sigma_{st}}=201,633$ MPa
σ_{bc}	10,18	5,99	7,30	14,54	$\overline{\sigma_{bc}}=15$ MPa
A_{st}	9 ϕ 25	10 ϕ 20	10 ϕ 20	10 ϕ 32	C.V

- Condition de non fragilité :

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

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

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

V.6. 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.

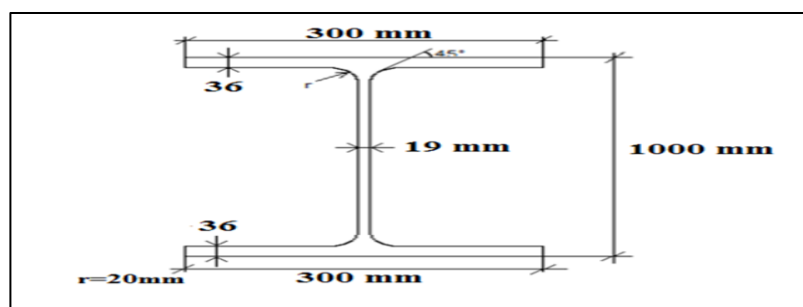


Figure V-11 : Section de l'entretoise

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-12 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise

	$M_{max}(KN.m)$	T_{max}
Entretoise	3932,75	1306,322

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

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

$$M_{sd} = 3932,75 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

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

$M_{sd} = 3932,75 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 4794,113 \text{ KN.m}$ **Condition vérifiée**

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

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

$$V_{sd} = 1306,322 \text{ KN}$$

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

A_v : est l'aire de cisaillement.

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

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

$V_{sd} = 1306,322 \text{ KN} < V_{pl,Rd} = 3961,703 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

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

$$\tau = \frac{1306,322 \times 10^3}{19 \times 928} = 18,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 74,08 \text{ N/mm}^2 < 142 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V. 7. Les connecteurs :

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.

La fonction des connecteurs, répartis le long de l'interface acier/béton d'une poutre mixte et généralement associés à des armatures transversales, est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle.

Dans cette fonction, il convient de négliger toute contribution éventuelle qui viendrait de l'adhérence (comprise au sens physico-chimique) dans la mesure où elle ne peut être ni quantifiée aisément, ni fiable.

V. 7. 1. Le choix du connecteur :

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.

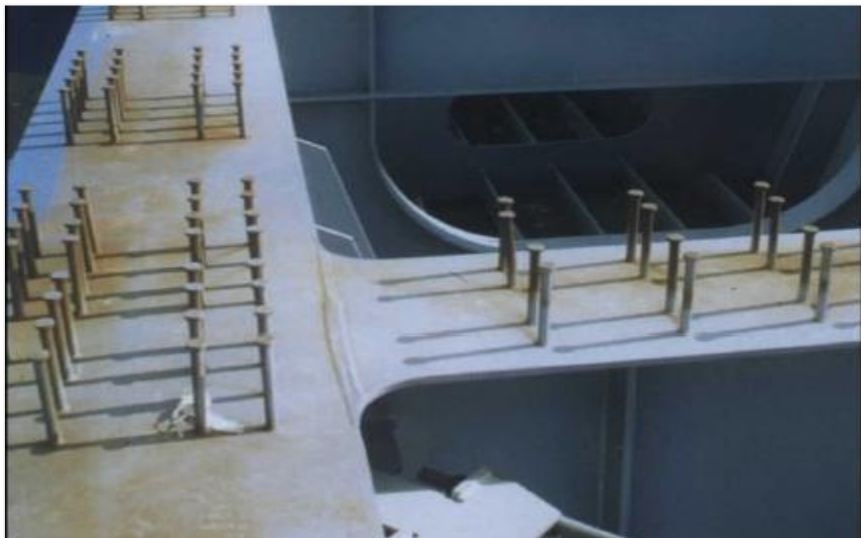


Figure V-12 : Connecteurs de type goujons

V. 7. 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 $h=100$ mm

V. 7. 3. Espacement des connecteurs :

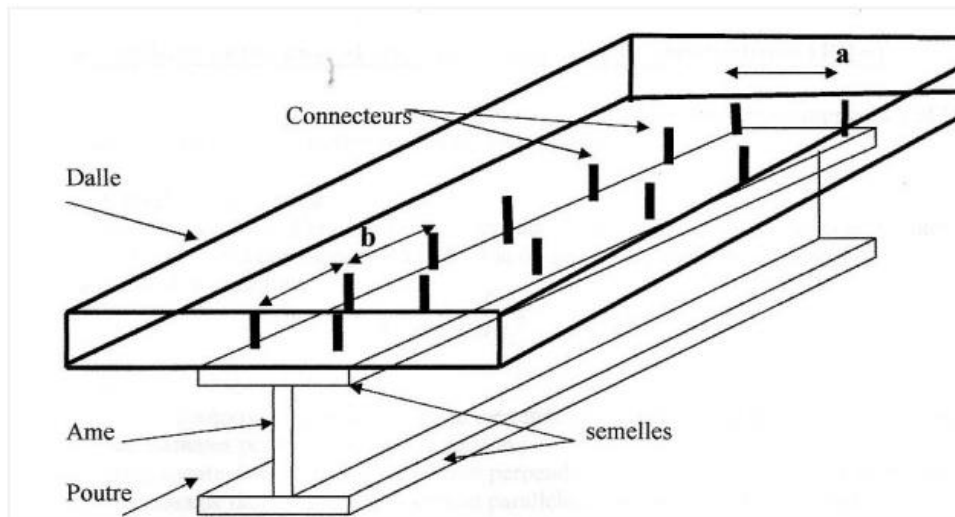


Figure V-13 : La connexion de la dalle avec la poutre

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

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

ed : 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 $f_y = 355$ 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. 7. 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

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

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

$$V = 6904,251 \text{ KN}$$

$$E_p = \frac{134,94}{6904,251} = 0,019 = 19 \text{ mm}$$

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

V. 8. Les assemblages :**V. 8. 1. Introduction :**

Le montage est un travail entrant dans la réalisation d'un pont, il met en cause la sécurité et la capacité résistante finale des sections de l'ouvrage.

Un assemblage est un dispositif ayant pour but d'assurer la continuité mécanique de plusieurs pièces en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre elles en générant un minimum de sollicitations parasites.

V. 8. 2. Assemblage poutre-poutre avec couvre-joint :

Couvre joint et PRS : S 355.

Boulons : M27 de classe 10.9 (H.R) ; **d**=27mm ; **d₀** = 30mm.

- Efforts et moment de calcul (l'ELU) :**

$$M_{sd} = 19443,69 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 20860,327 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 6904,25 \text{ KN.}$$

- 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.

$$N_{sd,fp,c} = \frac{M_{sd}}{h_{uc}} + N_{sd} \times \left(\frac{A_{F,uc}}{A_{uc}} \right) = \frac{19443,69}{2,1} + 20860,327 \times \frac{0,0315}{1613 \times 10^{-4}} = 13332,67 \text{ KN.}$$

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

Avec :

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

Donc :

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

- **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 :**

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{1,fp}}{3 \times d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{60}{3 \times 30}; \frac{1000}{235}; 1,0\right) = 0,66$$

- ✓ **Pour les boulons intermédiaires :**

$$\alpha_b = \min\left(\frac{P_{1,fp}}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{60}{3 \times 30} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{235}; 1,0\right) = 0,42$$

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

Ce qui donne :

$$(F_{b,Rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 235 \times 27 \times 35 \times 10^{-3}}{1,25} = 293,139 \text{ KN pour boulons de rive}$$

$$(F_{b,Rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 0,42 \times 235 \times 27 \times 35 \times 10^{-3}}{1,25} = 186,543 \text{ KN pour boulons interieurs}$$

- 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.

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

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

Donc :

$$V_{Rd,Fp} = n_{Fp} \times F_{V,Rd} = 80 \times 183,6 = 14688 \text{ KN}$$

$$N_{sd,Fp,c} = 13332,67 \text{ KN} < V_{Rd,Fp} = 14688 \text{ KN}$$

La résistance du groupe de boulons est vérifiée.

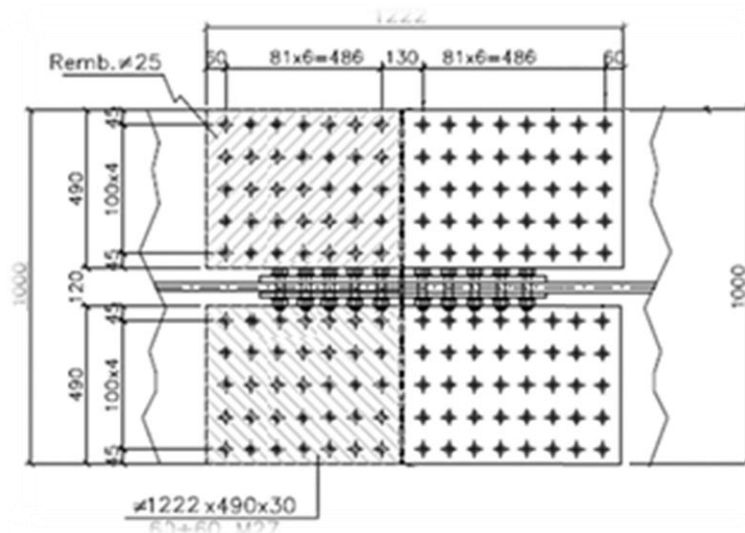


Figure V-14 : Assemblage couvre-joint de semelle

- **Couvre-joint d'âme**

$$F_{Sd,wp} \leq N_{Rd,wp,c}$$

$$N_{Rd,wp,c} = \frac{N_{Sd} \times A_{W,uc}}{A_{uc}} = \frac{20860,327 \times 0,0848}{2 \times 1613 \times 10^{-4}} = 5483,43 \text{ KN}$$

$$F_{Sd,sup} = \sqrt{N_{Rd,wp,c}^2 + V_{Sd}} = 8816,84 \text{ KN}$$

$$N_{Rd,wp,c} = \frac{A_{wp} \times f_{yp}}{\gamma_{Mo}} \quad \text{si } \frac{P_{1,fp,j}}{t_{fp}} < 9\varepsilon.$$

$$\frac{P_{1,fp,j}}{t_{fp}} = \frac{130}{40} = 3,25 < 9\varepsilon = 7,32$$

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 :**

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

Avec :

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

- ✓ **Pour les boulons de rive :**

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_{1,wp}}{3 \times d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{60}{3 \times 30}; \frac{1000}{235}; 1,0\right) = 0,66$$

- ✓ **Pour les boulons intermédiaires :**

$$\alpha_b = \min\left(\frac{P_{1,wp}}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}; 1,0\right) = \min\left(\frac{60}{3 \times 30} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{235}; 1,0\right) = 0,42$$

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

Ce qui donne :

$$(F_{b,Rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 235 \times 27 \times 40 \times 10^{-3}}{1,25} = 335,016 \text{ KN pour boulons de rive}$$

$$(F_{b,Rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 0,42 \times 235 \times 27 \times 40 \times 10^{-3}}{1,25} = 213,192 \text{ KN pour boulons interieurs}$$

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

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

$\alpha_v = 0,5$ 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 :

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

$$N_{sd,Wp,c} = 5483,43 \text{ KN} < V_{Wd,Fp} = 22032 \text{ KN}$$

La résistance du groupe de boulons est vérifiée.

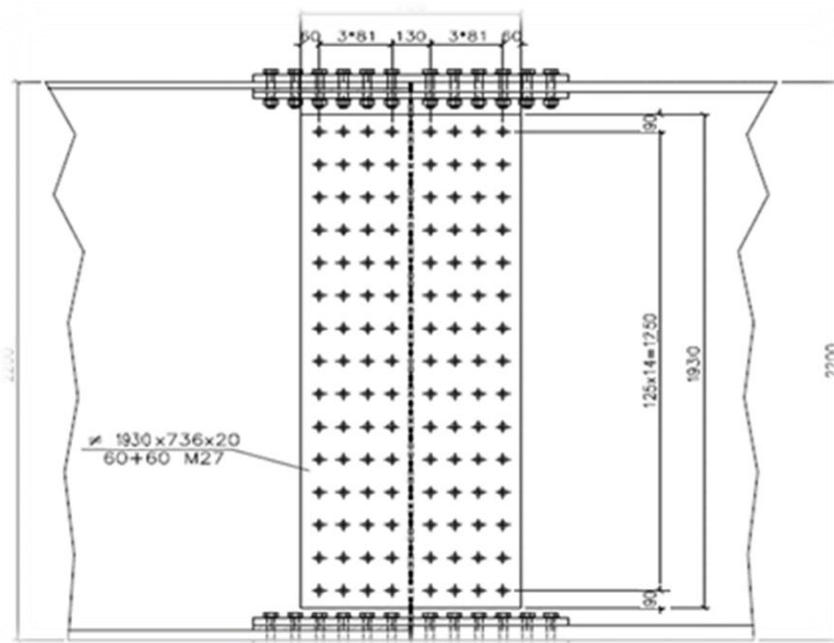


Figure- 15 : Assemblage couvre-joint d'âme

V. 9. Conclusion :

Basé sur les résultats de logiciel SAP2000 il était possible de dimensionner et vérifier en tenant compte des sollicitations aux états limites suivant les règles des codes CCM97, Eurocode EC2, EC3 et EC4 des éléments de notre tablier.

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.

VI. 2. Etude des équipements :

VI. 2. 1. Introduction :

Les principaux équipements des ponts sont les appareils d'appuis et les joints de chaussée.

VI. 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 interviennent directement dans le fonctionnement de la structure.

Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton) [33].



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 :

- Les appareils d'appui en acier spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, mais dont l'emploi est de plus en plus rare pour des raisons de coût et d'entretien.

- Les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et, parfois, pour les grands ponts).

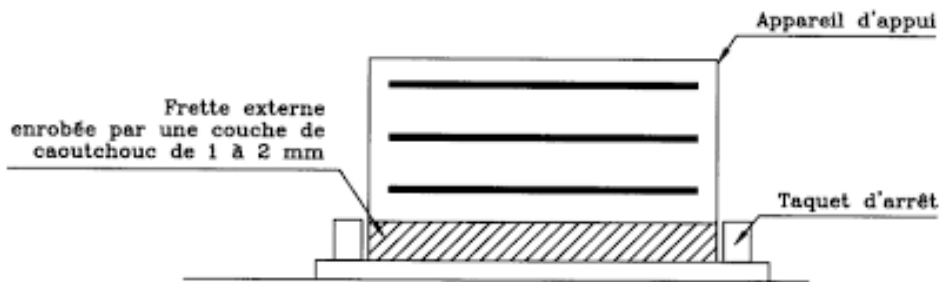


Figure VI-2 : appareils d'appui en caoutchouc fretté

- Les appareils d'appui spéciaux ou à pot.

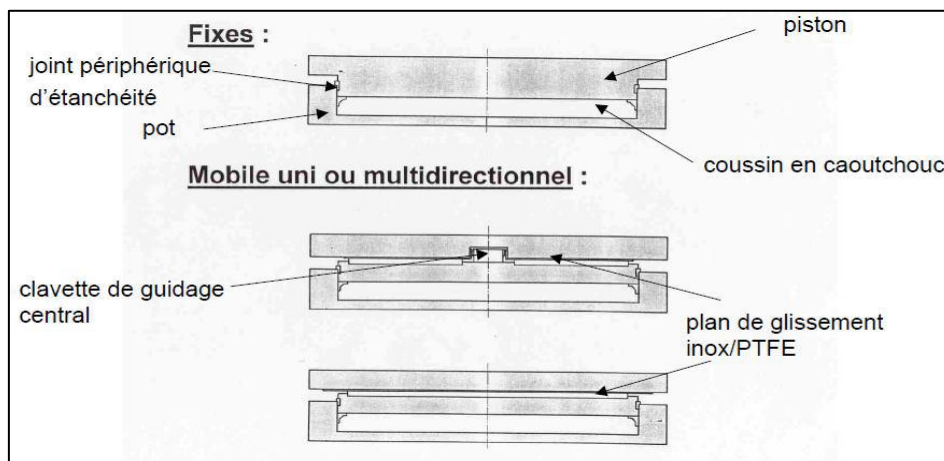


Figure VI-3 : Appareils d'appuis à pot

- Appareils d'appuis mobiles à balancier.

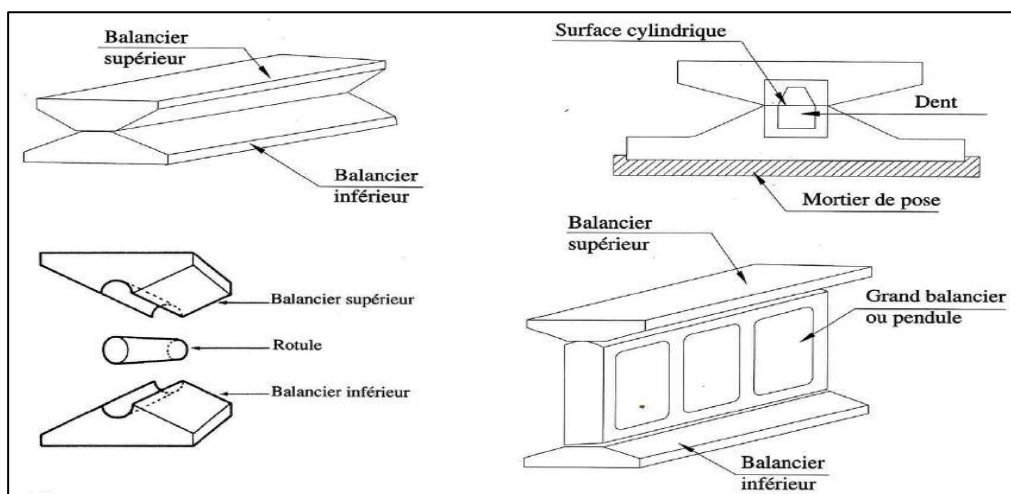


Figure VI-4 : Appareils d'appuis mobiles à balancier

- Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple.

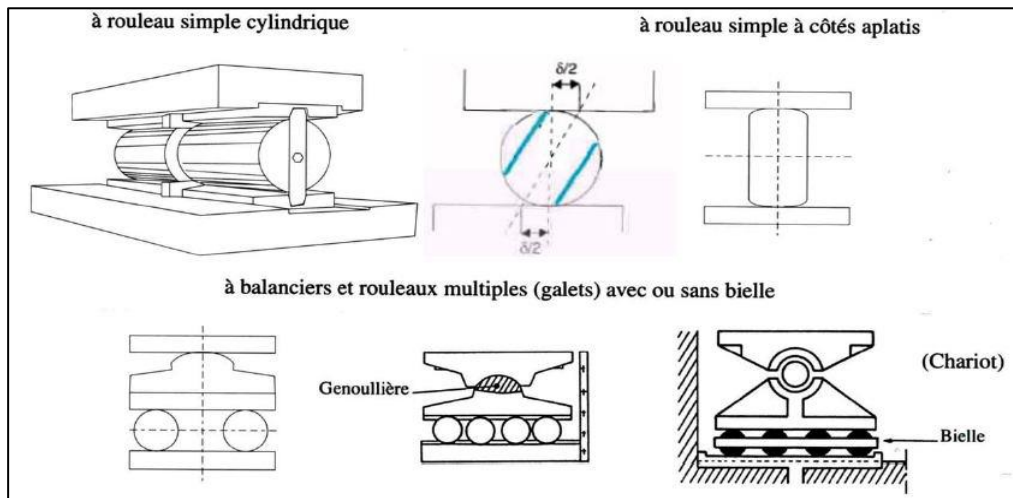


Figure VI-5 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple

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

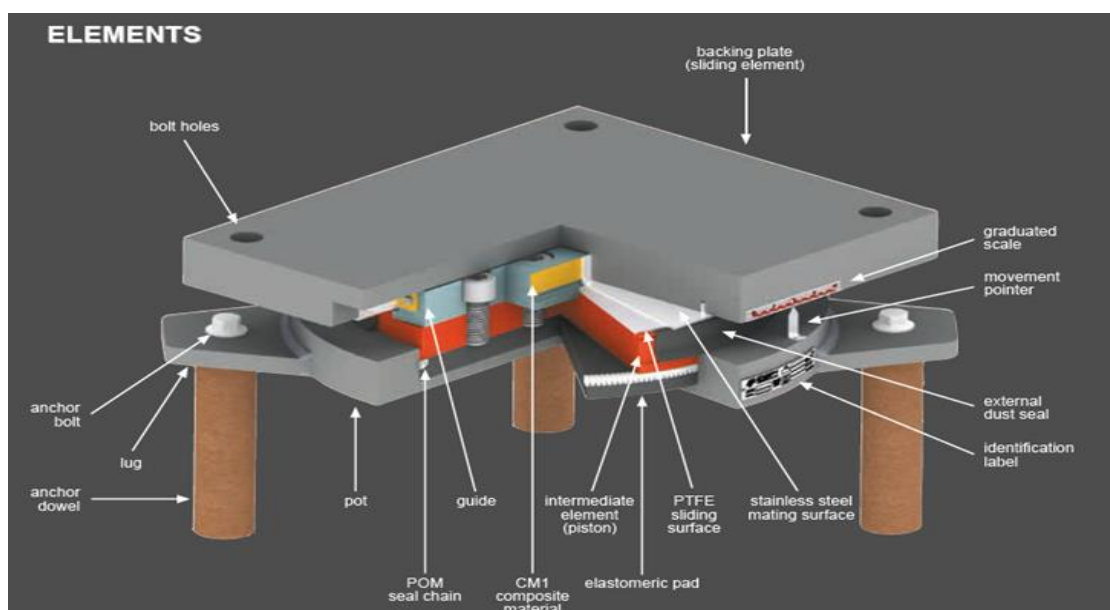


Figure VI-6 : les différents éléments constructifs de l'appareils d'appuis

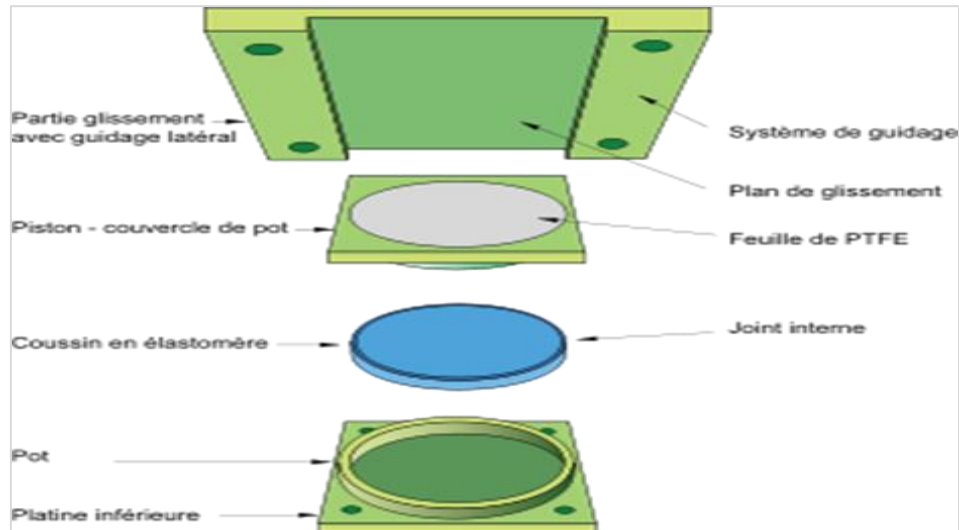


Figure VI-7 : Schéma détaillé des éléments d'appareils d'appuis glissant

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 :

$$N_{\max} = 15115,19 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 2800,218 \text{ KN}$$

D'après le tableau VI-1 du document technique « VASOFLAN BEARINGS », page 11, on adopte un appareil d'appuis VF1600-480 qui a un effort normal et un effort tranchant résistants de :

$$N_{\text{res}} = 16000 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{\text{res}} = 4800 \text{ KN}$$

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.

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.

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.

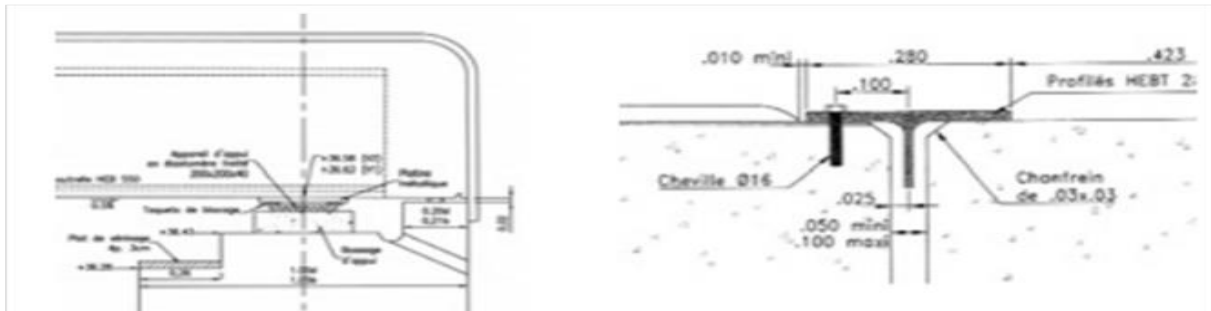


Figure VI-8a : About de tablier

Figure VI-8b : Joint en Te sous ballast

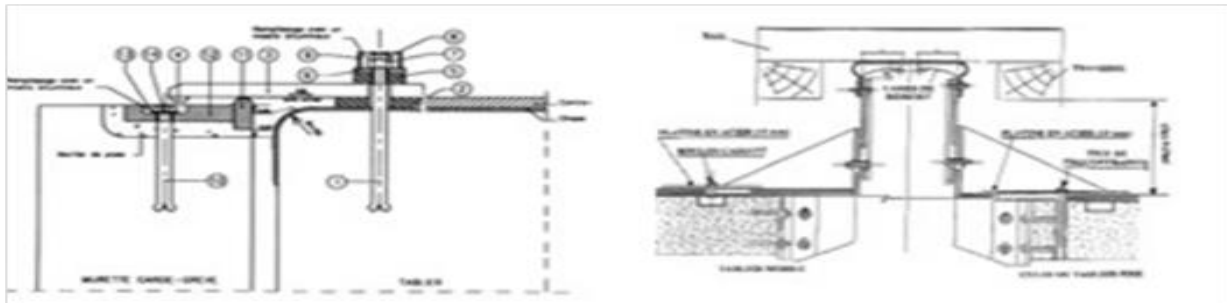


Figure VI-8c : Joint sous tablier

Figure VI-8d : Joint sous ballast

VI. 2. 7. Evacuation 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 galvanisé 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.....).

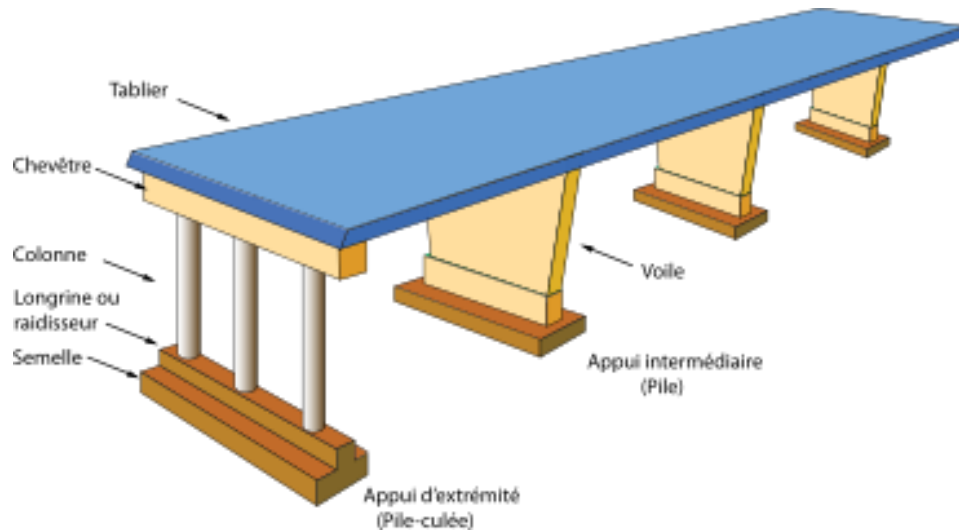


Figure VI-9 : Conception de la pile

VI. 3. 2. Critères de dimensionnement de la pile

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

- ✓ Le type de tablier à porté
- ✓ Résistance mécanique et robustesse
- ✓ Facteur d'esthétique

Les dimensions sont représentées sur le tableau VI-1.

Tableau VI-1 : 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

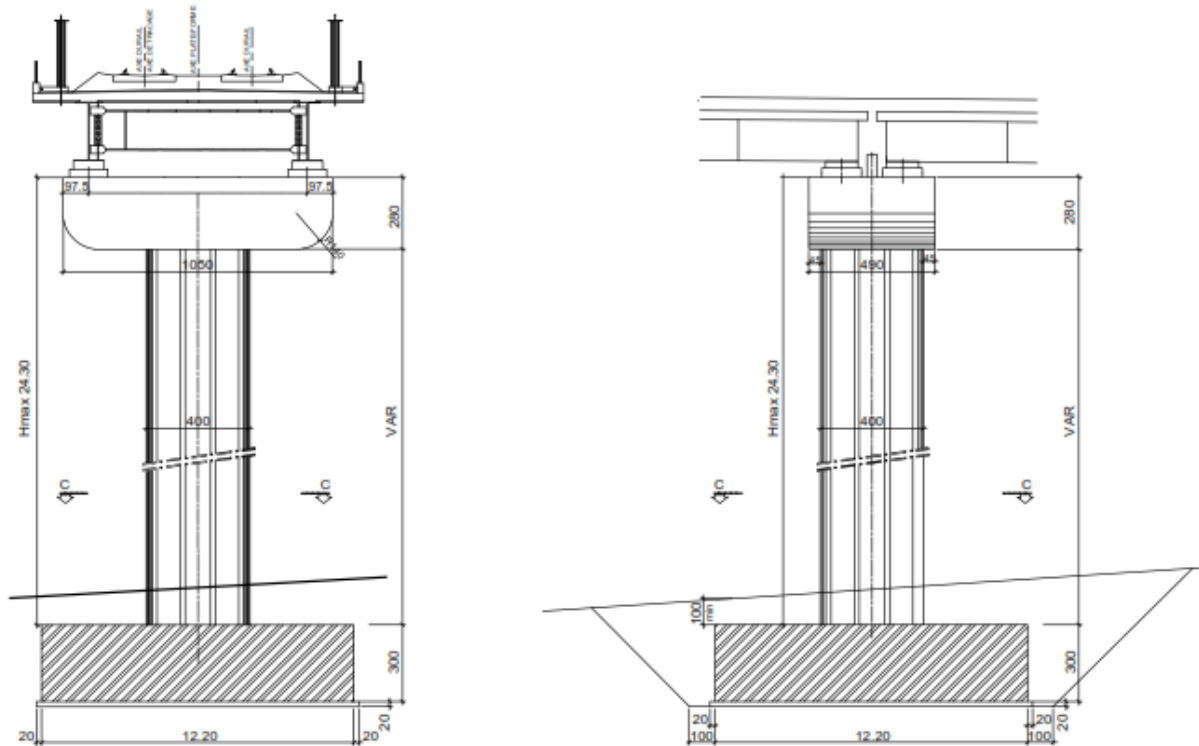


Figure VI-10 : Dimension de la pile

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 [34].

VI. 3. 3. 1. Ferrailage du chevêtre à la flexion :

Armateur longitudinale :

ELU : $M_U = 84285,71 \text{ KN.m}$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,114 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section a simple armature c à d : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.}$$

$$\text{on a : } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,15$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 2,36 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } AS = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 821,43 \text{ cm}^2 ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa.}$$

$$\text{On adopte alors un ferrailage } 66 \phi 40 = 829,62 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_s = 59646,27 \text{ KN.m}$

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 :

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

$$295 x^2 - 12444,3(252 - x) = 0$$

$$x = 84,14 \text{ cm}$$

Détermination des contraintes :

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

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st}(d - x)^2 \rightarrow I = 4,67 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{59646,27 \times 0,8414}{4,67} = 10,74 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 202,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\% S = 821,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 3\% S = 4460,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < 66 \phi 40 = 829,62 \text{ cm}^2 < A_{\max} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

Effort tranchant longitudinale :

$$T_u = 17343,488 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = 1,16 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u = 1,16 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 3 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI. 3. 4. Etude des piles :

VI. 3. 4. 1. 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-2 : Ferrailage et vérification des contraintes obtenues par le SOCOTEC

Piles	Section (m ²)	A _{st} (cm ²)	σ_{bc} (MPa) $\leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st} (MPa) $\leq \bar{\sigma}_{st}$
1	3,20× 3,20	261	6,76	410
2	3,20× 3,20	422	6,47	393,4
3	4,20× 4,20	546	3,47	284
4	3,70× 3,70	529	4,59	327,1
5	3,20× 3,20	362	5,32	323,1

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%**.

$$B = 17,64 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\%B = 882 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **72φ40=905,04 cm²** 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. 5. Etudes des fondations :

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre les plus défavorables possibles les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges au sol.

Selon les caractéristiques géotechniques des terrains, nous avons les deux culées avec fondations directes, les piles 1,2,5, du type A, seront réalisées avec fondations directes et semelles de fondation 12,20 x 12,20 m et hauteur de 3,00m, la pile 4, du type B sera réalisée aussi avec fondations directes et semelle de fondation 13,40 x 13,40 m et hauteur de 3,00m, la pile 3, du type B1 sera réalisée avec fondations sur pieux avec 16 pieux de 1200mm de diamètre (semelles de fondation de 15,60 x 15,60 m et hauteur de 3,50m) et longueurs des pieux de 25m. -voir Rapport géotechnique et calcul des fondations.

VI. 3. 5. 1. Etude de fondation (type pieux) de la pile 3 :**❖ 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.

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

❖ Détermination du ferrailage :

Pour le calcul l'effort et le moment pour chaque pieu, nous avons utilisé le **SAP2000**.

✓ 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 quatre couches on a 4 coefficients de rigidité K

AL'ELU :

Les efforts introduits :

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 21900,44 \text{ KN.m} \\ N = 54544,63 \text{ KN} \\ T = 751,19 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Les caractéristiques de la couche

Module de rigidité béton des pieux : $2 \times 10^8 \text{ KN/m}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{couche 1: } K = 25000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 2: } K = 846 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 3: } K = 25000 \text{ KN/m}^2 \\ \text{couche 4: } K = 912 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Résultats :

Tassement =0 ,404 cm

Rotation =0,00017 rd

Déplacement =0,61 cm

Sollicitations au niveau de chaque pieu voire tableau récapitulatif en dessous.

A L'ELS :

Les efforts introduits :

$$\begin{cases} M = 15103,75 \text{ KN.m} \\ N = 39442,28 \text{ KN} \\ T = 518,55 \text{ KN} \end{cases}$$

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 ,29 cm

Rotation =0,000122 rd

Déplacement =0,116 cm

Sollicitations au niveau de chaque pieu voire tableau récapitulatif en dessous.

A l'ELA : Les efforts introduits :

$$\begin{cases} M = 86304,56 \text{ KN.m} \\ N = 34220,08 \text{ KN} \\ T = 3580,9 \text{ KN} \end{cases}$$

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 ,25 cm

Rotation =0,0007 rd

Déplacement =0,57 cm

Sollicitations au niveau de chaque pieu voire tableau récapitulatif en dessous.

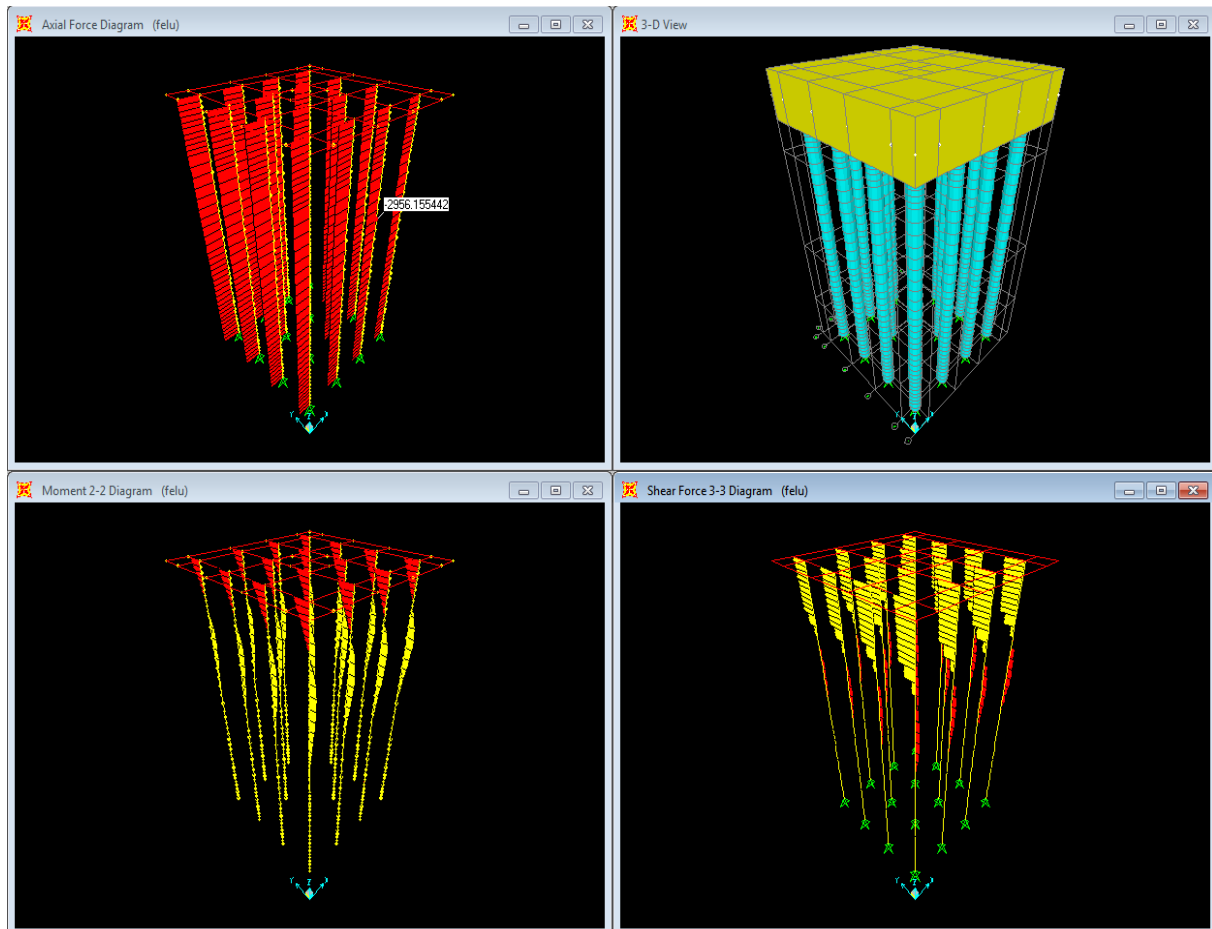


Figure VI-11 : Les diagrammes des (moments / effort normale / effort tranchant) a L'ELU

Tableau VI- 3 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELU

	ELU			
	File 1	File 2	File3	File 4
N (KN)	2949,57	3255,88	3562,19	3868,50
M (KN.m)	162,80	162,8	162,8	162,8
T (KN)	46,63	46,63	46,63	46,63

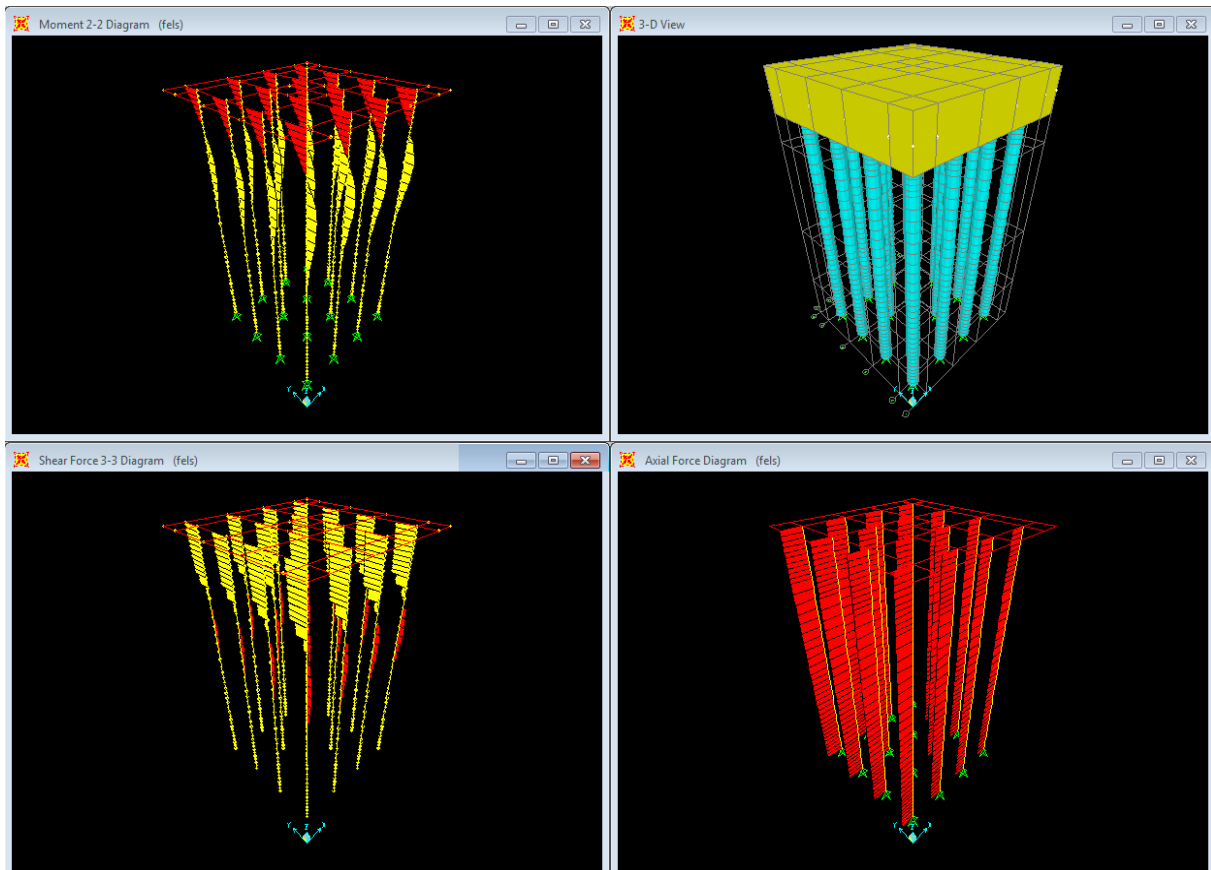


Figure VI-12 : Les diagrammes des (moments / effort normale / effort tranchant) a L'ELS

Tableau VI-4 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELS

	ELS			
	File 1	File 2	File3	File 4
N (KN)	2148,22	2359,50	2570,78	2782,04
M (KN.m)	112,40	112,40	112,40	112,40
T (KN)	32,19	32,19	32,19	32,19

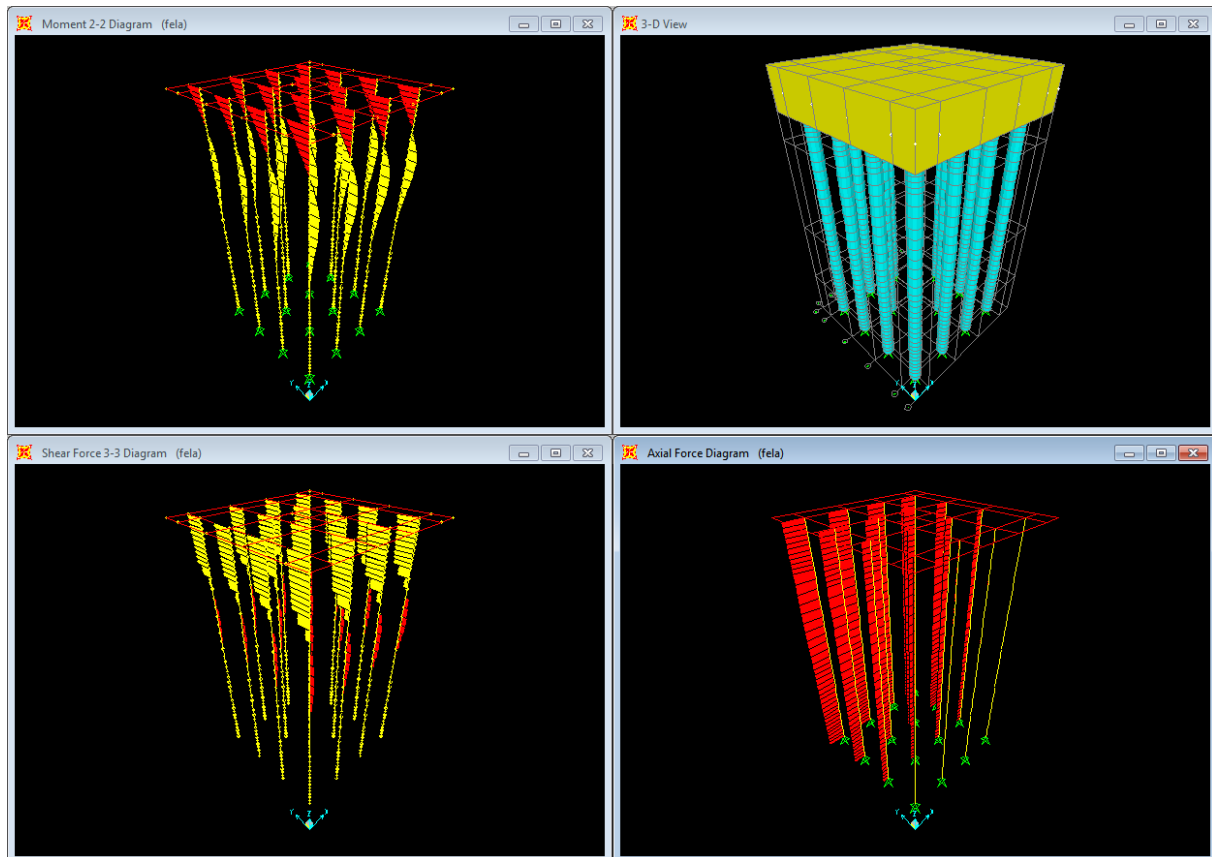


Figure VI-13 : Les diagrammes des (moments / effort normale / effort tranchant) a L'ELA

Tableau VI-5 : Tableau récapitulatif des sollicitations au niveau de la tête pieu a l'ELA (accidentel)

	ELA			
	File 1	File 2	File3	File 4
N (KN)	313,53	1530,34	2747,16	3963,97
M (KNt.m)	690,24	690,24	690,24	690,24
T (KN)	221,76	221,76	221,76	221,76

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 :

$$A_{\min} = 0,5\% S = 56,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 3\% S = 339 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **25φ20 = 78,55cm²**

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 = 10cm (**RPOA, P 67**).

VI. 3. 5. 2. Etude de la semelle 1,2 et 5 :

❖ Caractéristique de la semelle 1,2 et 5 :

Longueur : $L = 12,20$ m

Largeur : $B = 12,20$ m

Hauteur : $H = 3$ m

❖ Vérification des dimensions de la semelle :

ELU :

$$N_U = 19378,38 \text{ KN}$$

$$M_U = 50085,69 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{adm} = 17,46 \text{ bar}$$

$$e = \frac{M_U}{N_U} = 2,58 \text{ m} > \frac{B}{6} = 2,03 \text{ m (diagramme triangulaire)}$$

❖ Condition de résistance :

$$\sigma_{adm} = \frac{N_U}{A} + \frac{6M_U}{A \cdot B^2} = 143,76 \text{ KN/m}^2$$

Avec $A = B \times L = 148,84 \text{ m}^2$ ($L = 12,2 \text{ m}$ et $B = 12,2 \text{ m}$)

$$\sigma_{adm} = 17,46 \text{ bar} = 1746 \text{ KN/m}^2$$

$$143,76 \text{ KN/m}^2 < \frac{4}{3} \sigma_{adm} = 2328 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} < \frac{4}{3} \sigma_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Ferrailage de la semelle :

Avec :

$$A_t = \frac{N_u(B-D)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad A_l = \frac{N_u(B-L)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

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

B : largeur de la semelle = 12,20m

h : hauteur de la semelle = 3m

D : épaisseur du fut = 1.6m

d : $h - 0,05 = 2,95 \text{ m}$ où $e = 5 \text{ cm}$ (l'enrobage)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 228,63 \text{ MPa}$$

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

$$A_t = A_l = \frac{N_a(B-D)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = 7613,91 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_t = A_l = 6,4 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à $8\phi 20 = 10,05 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 1 \times 2,95 \times \frac{2,7}{500}$$

$$A_t < A_{\min} \geq 36,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} \quad b = 1 \text{ ml}$$

Augmenter la section du ferrailage pour $16\phi 20 = 40,21 \text{ cm}^2$

❖ 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

H = hauteur de la semelle = 3m

P_c = périmètre du contour au niveau de feuillet moyen = $2(L + B) + 4H = 60,8 \text{ m}$

$$1,1 \times 19378,38 \times 10^{-3} \leq 0,45 \times 3 \times 60,8 \left(\frac{35}{1,5}\right)$$

$$21,316 \text{ MN} < 1915,2 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI. 3. 5. 3. Etude de la semelle de la pile 4 :

❖ Caractéristique de la semelle de la pile 4 :

Longueur : $L = 13,40$ m

Largeur : $B = 13,40$ m

Hauteur : $H = 3$ m

❖ **Vérification des dimensions de la semelle :**

ELU :

$$N_u = 24942,45 \text{ KN}$$

$$M_u = 80485,28 \text{ KN.m}$$

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

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 3,2 \text{ m} > \frac{B}{6} = 2,23 \text{ m (diagramme triangulaire)}$$

❖ **Condition de résistance :**

$$\sigma_{adm} = \frac{N_u}{A} + \frac{6M_u}{A \cdot B^2} = 153,88 \text{ KN/m}^2$$

Avec $A = B \times L = 179,56 \text{ m}^2$ ($L = 13,4 \text{ m}$ et $B = 13,4 \text{ m}$)

Où :

$$\sigma_{adm} = 285,42 \text{ bar} = 28542 \text{ KN/m}^2$$

$$153,88 \text{ KN/m}^2 < \frac{4}{3} \sigma_{adm} = 38056 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{adm} < \frac{4}{3} \sigma_{adm}$$

Condition vérifiée

❖ **Ferraillage 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

B : largeur de la semelle = 13,40m

h : hauteur de la semelle = 3,5m

D : épaisseur du fut = 1.8m

d : $h - 0,05 = 2,95 \text{ m}$ 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

$$A_t = A_l = \frac{N_u(B-D)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 10725,61 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_t = A_l = 8,004 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à $10\phi 16 = 12,57 \text{ cm}^2$.

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 1 \times 2,95 \times \frac{2,7}{500}$$

$$A_{\min} \geq 36,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} \quad b = 1 \text{ ml}$$

Augmenter la section du ferrailage pour $20\phi 16 = 50,27 \text{ cm}^2$

❖ **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

H = hauteur de la semelle = 3,5 m

$$P_c = \text{périmètre du contour au niveau de feuillet moyen} = 2(L + B) + 4H = 67,6 \text{ m}$$

$$1,1 \times 24942,45 \times 10^{-3} \leq 0,45 \times 3,5 \times 67,6 \left(\frac{35}{1,5} \right)$$

$$27,43 \text{ MN} < 2480,625 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI. 4. Etude la culée :

VI. 4. 1. Introduction :

Les culées sont des appuis extrêmes, c'est la partie située sur la rive destinée à supporter le poids d'un tablier à poutre ou la poussée de la voûte d'un pont en arc, elle assure 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 ver l'avant un sommier sur laquelle repose le tablier.
- Et à l'arrière un mur garde grève pour isoler le tablier du remblai.

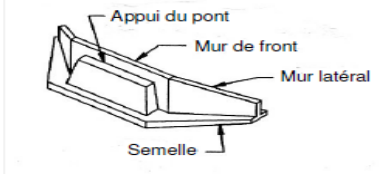
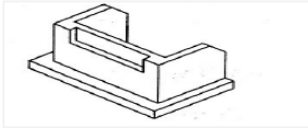
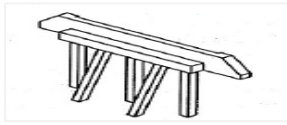
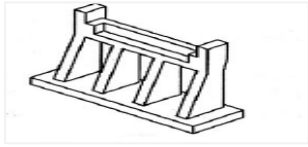
- Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en B.A pour lutter contre le tassement éventuel des remblais.

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 VI-6 : 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 :

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.

Elle est composée d'un mur de front, les autres sont des murs latéraux appelés mur en aile.

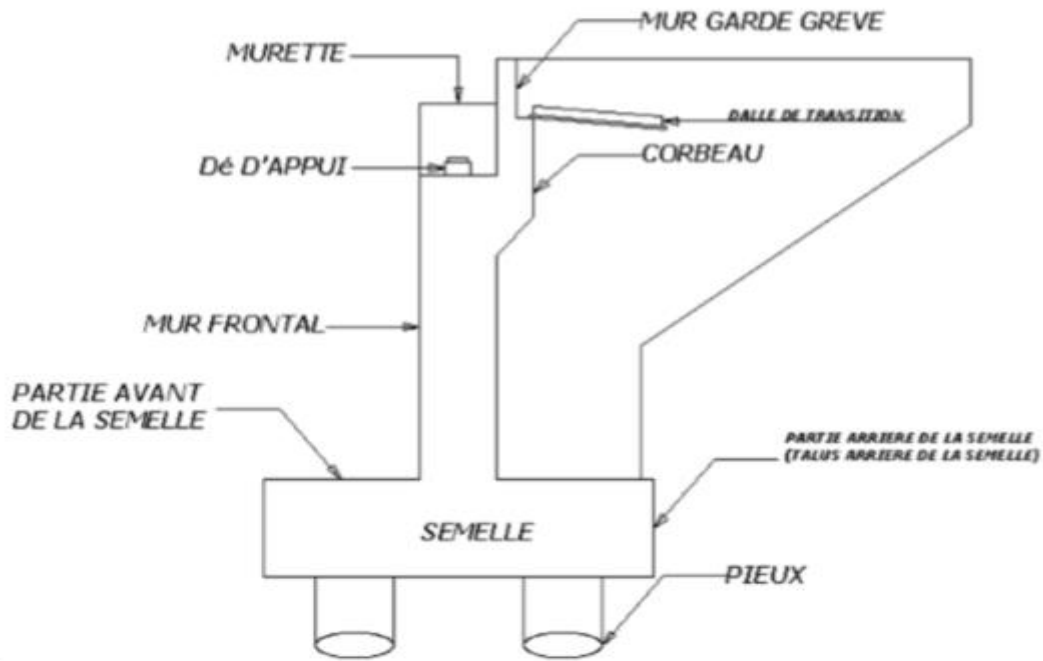


Figure VI-14 : Dessin de la culée

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** : $H=9m$

Pour la culée **B** : $H=7,5m$

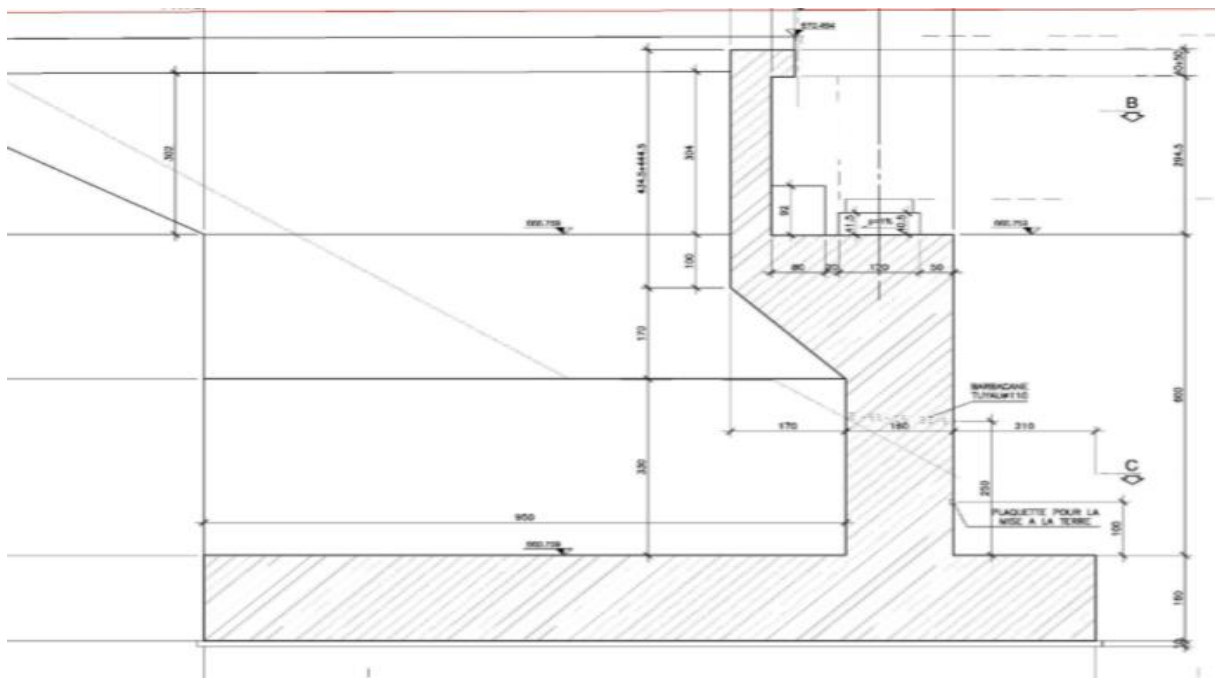


Figure VI-15 : La culée A

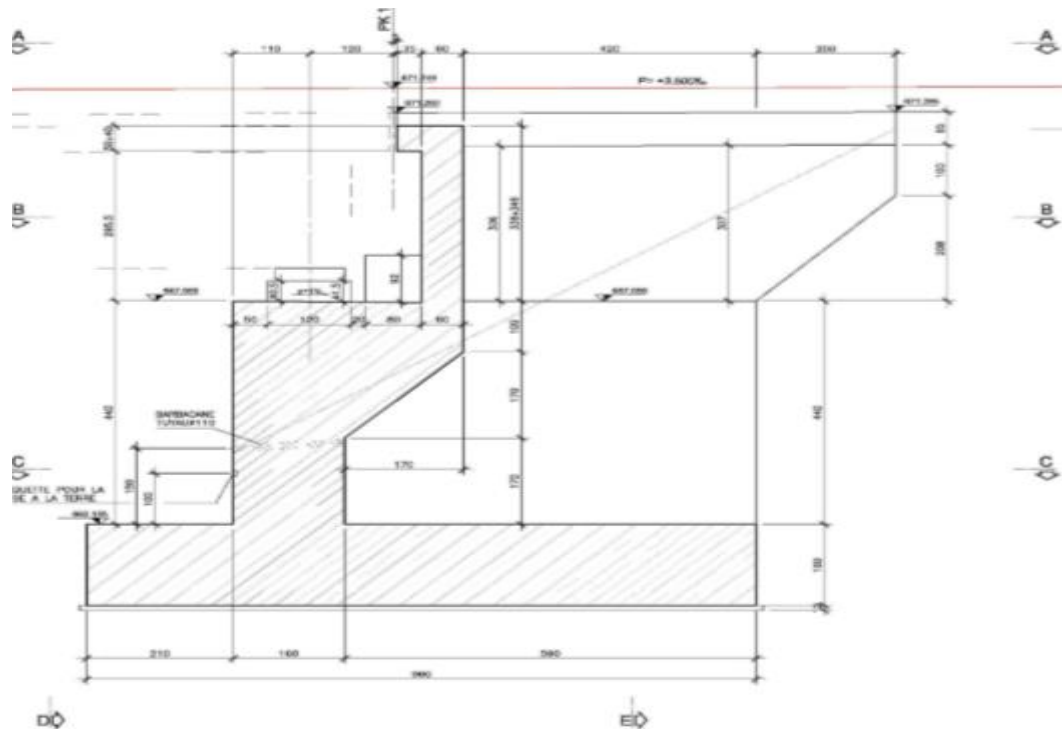


Figure VI-16 : La culée B

La culée est constituée par les éléments suivants :

- **Le Chevêtre :**

C'est la partie supérieure de la culée qui supporte les appuis, il doit être aménagé de façon à permettre :

- ✓ L'implantation des appareils d'appuis, donc la largeur doit être suffisante.
- ✓ La mise en place des vérins lorsque on veut changer les appareils d'appuis.

- ✓ **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 : $H=6$ m ; $I = 1.60$ m ; $L=12.90$ m.

Partie Triangulaire : $H=1.70$ m ; $B =1.70$ m ; $L=12.90$ m.

Partie rectangulaire : $H=1$ m ; $I =1.70$ m ; $L=12.90$ m.

- ✓ **Mur De Garde Grève (M.G.G) :**

C'est un voile en béton armé encastree à sa base au sommier. Son rôle principal est de protéger le tablier contre tout contact avec le remblai. La hauteur (h) du mur garde grève dépend de celle du tablier [35].

$H = 3.04$ m ; $I = 0.60$ m ; $L=12.90$ m

- ✓ **Mur en retour (M.R) :**

C'est un mur latéral en béton armé parallèle à l'axe de l'ouvrage. Le remblai derrière le mur de front est bien protégé.

C'est pour cela qu'on site fluviale, on utilise les murs en retour.

Le mur en retour est encastré dans sa partie supérieure au mur garde grève et à sa partie inférieure au mur de front et à la semelle. Le poids du mur en retour joue un rôle stabilisateur pour le calcul.

$$H= 9m ; \acute{e}p= 0.5m$$

✓ **Dalle de transition :**

Reposant sur le remblai et s'appuie à son extrémité sur le corbeau.

Cette dalle supporte le corps de chaussée Le rôle principale de la dalle de transition est de limiter la dénivellation entre la chaussée et le tablier dû à un manque inviable de compactage du remblai derrière la culée.

✓ **Le corbeau :**

Sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.

✓ **La semelle :**

Pour la culée **A** : **L**=13.20 m ; **B**= 13.50m ; **H**=1.60m.

Pour la culée **B** : **L**=9,6m ; **B**=13,5m ; **H**=1,6m

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-7 : Descente de charge de la culée

Eléments	$V_i(t)$	$d_{/o}$ (m)	$M_{/o}$ (m)	
MGG	$((0.6 \times 2.945) + (0.35 \times 0.9)) \times 12.9 \times 2$	53,793	5,1	274,34
Semelle	$6.9 \times 13.5 \times 1.6 \times 2.5$	372,6	6,6	2459,16
	$6.9 \times 13.6 \times 0.1 \times 2.2$	18,55	6,6	122,43
MF	$9.6 \times 12.9 \times 2.5$	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	243,97
Total	856,96	/	$\sum M$ = 4209,771	

✓ Phase de construction de la culée :

$$\text{Renversement : } \frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversant}}} \geq 1.5 \rightarrow \frac{4209,771}{0} = \infty > 1.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Glissement : } \frac{\text{tg } \varphi}{\text{tg } \theta} \geq 2 \rightarrow \frac{\text{tg } 45}{0} = \frac{1}{0} = \infty > 2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Calcul de l'excentricité $V_{i/0}$:

$$e_B = \frac{B}{2} - \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{13.5}{2} - \frac{4209,771}{856,96} = 1,83$$

✓ Les contraintes maximale et minimale :

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum F_v}{A \cdot B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{856,96}{6,9 \times 13,5} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,86}{13,50}\right) = 12,71 \text{ t/m}^2 = 0,86 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{1064,675}{6,90 \times 13,50} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,86}{13,50}\right) = 5,68 \text{ t/m}^2 = 0,384 \text{ bars}$$

VI. 4. 5. 2. Phase en construction avec remblai :

$$\varphi = 45^\circ, \quad \sin \varphi = \cos \varphi = \frac{\sqrt{2}}{2}, \quad \gamma = 1,9 \text{ t/m}^2, \quad h = 9\text{m},$$

$$L = 12,9 - 2 * 0,5 = 11,9\text{m}$$

✓ 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-8 : Calcul en construction avec remblai

Désignation	V _i (t)	H _i (t)	d _o (m)	M _{s/o} (t. m)	M _{r/o} (t. m)
Culée	856,96	/	/	4209,771	/
Poids des terres	934,02	/	8,55	8010,5	/
	3,6176		6,76		
	3,6176		0,05		
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	/
	2995,970	179,991		15748,071	666,766

✓ Vérification au renversement :

$$F_R = \frac{\sum \text{Moments stabilisatrices}}{\sum \text{Moment motrices}} = \frac{15748,071}{666,76} = 23,61 > 1,5 \text{ pas de risque de renversement.}$$

✓ Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\sum \text{forces stabilisatrices}}{\sum \text{forces motrices}} = \frac{2995,970}{179,991} = 16,64 > 2 \text{ pas de risque de glissement.}$$

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-)

Désignation	Coef	V _i (t). Coef	H _i (t). Coef	d _o (m)	M _{s/o} (t. m). Coef	M _{r/o} (t. m). Coef
Culée	1,35	1156,89	/	/	5683,228	/
Poids des terres	1,35	1260,927	/	8,55	10780,93	/
		4,88		6,76	32,98	
		4,88		0,05	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	/
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	/
		4227,22	247,235		21850,78	926,665

Tableau VI-9 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU

✓ Vérification au renversement :

$$F_r = \frac{21850,78}{926,665} = 23,58 > 1,5 \text{ pas de risque de renversement.}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{4227,22}{247,235} = 17,09 > 2 \text{ pas de risque de glissement}$$

ELS: G+Q+0.7UIC71 +0.8 Temp

Tableau VI-10 : Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS

Désignation	Coef	V _i (t). Coef	H _i (t). Coef	d _{/o} (m)	M _{s/o} (t. m). Coef	M _{r/o} (t. m). Coef
Culée	1	856,96	/	/	4209,771	/
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	/
		3070,84	181,281		15987,538	678,8

❖ **Vérification au renversement :**

$$F_r = \frac{15987,538}{678,8} = 23,55 > 1,5 \text{ pas de risque de renversement.}$$

❖ **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{3070,84}{181,281} = 16,92 > 2 \text{ pas de risque de glissement.}$$

ELA : G+Q+0.4(Temp)+0.6UIC7

Tableau VI-11 : 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	856,96	/	/	4209,771	/
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
		3378,19	198,451		15925,101	838,511

✓ **Vérification au renversement :**

$$F_r = \frac{15925,101}{838,511} = 18,99 > 1,5 \text{ pas de risque de renversement.}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$F_G = \frac{3378,19}{198,451} = 17,02 > 2 \text{ pas de risque de glissement}$$

VI. 4. 6. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée :

VI. 4. 6. 1. Mur garde grève (M.G.G) :

Il se calcul comme une console encadrée sur le mur de front, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres :

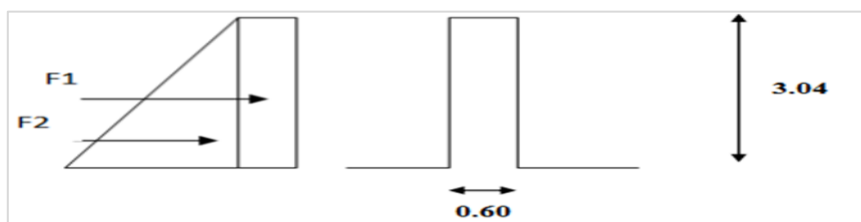


Figure VI-17 : Effort agissant sur le mur garde grève

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-12 : Les contraintes agissantes sur le mur garde grève

Z(m)	σ_H (KN/m ²).	Force (KN)	d ₀ (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 :**

$$M = F_1 \cdot d_1 + F_2 \cdot d_2 = 6,27 \cdot 1,52 + 21,44 \cdot 1,01 = 31,18 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage a ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{31,18 \cdot 10^{-3}}{0,6 \cdot 19,83 \cdot 2,736^2} = 0,0003 \quad \mu_u \leq \mu_R = 0,392 \text{ (Section a simple armature).}$$

C à d les armatures de compression ne participe pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0003}) = 4,37 \cdot 10^{-4}$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 2,736(1 - 0,4 \cdot 4,37 \cdot 10^{-4}) = 2,73 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,78}{2,73 \cdot 43478,26} = 2,08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,08 \text{ cm}^2$$

✓ **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).

$$K_v = 0,3 \cdot K_h = 0,045 \quad \text{Avec} \quad \mu = -\text{artg} \frac{0,15}{1 \pm 0,045} = -8,16$$

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3, \quad \varphi = 45^\circ, \quad \beta = \lambda = 0, \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi = 30, \quad K_{ad} = 0,096.$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (1 \pm 0,045) \cdot (3,04)^2 \cdot 0,096 = 0,92 \text{ t}$$

❖ **La poussée due à la surcharge :**

$$q = 1,2 \text{ t}; \quad F_{ad(q)} = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} \cdot (1 \pm K_v) = \frac{1,2 \cdot 3,04}{1} \cdot (1 \pm 0,09) \cdot 0,0096 = 0,38 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad(q)}) \cdot \frac{H}{2} = (0,92 + 0,38) \cdot \frac{3,04}{2} = 1,976 \text{ t.m}$$

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 :

$$A_{st} = 1,330 \text{ cm}^2 < A_{\min(\text{RPOA})} = 30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage minimum du RPOA :

8Ø16 : $A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2$ dans la partie tendu avec un espacement de 15 cm.

8Ø16 : $A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2$ dans la partie comprimé avec un espacement de 15 cm.

VI. 4. 6. 2. 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)

Tableau VI-13 : 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)
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
		245,156	20,697		232,392	73,177

✓ Le ferrailage du mur de front :

Le mur de front est calculé en flexion composé.

$$h = 6 \text{ m} ; \quad b = 1,6 \text{ m} ; \quad d' = 0,1 \times h = 0,6 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 5,4 \text{ m}$$

$$N_u = 245,156 \text{ KN.}$$

$$M_u = M_s - M_r = 232,392 - 73,17 = 159,22 \text{ KN}$$

$$e = \frac{159,22}{245,156} = 0,65 < \frac{h}{6} = 1 \quad \longrightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$M_{As} = M_u + N_u (0,5 h - c) = 159,22 - 245,156 \cdot (0,5 \cdot 6 - 0,6) = 7475,9 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{As} = 2451,56 \cdot (5,4 - 0,6) - 7475,9 = 4291,6 \text{ KN.m}$$

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 :

$$2924,05 \text{ KN} < 4568,8 \text{ KN}$$

$$4568,8 \text{ KN} > 4291,6 \text{ KN}$$

Pour calculer les armatures A_s' , on détermine le coefficient ψ_1 à l'aide de la formule suivante :

$$\psi_1 = \frac{0,3571 + \frac{[N_u(d-d') - M_{As}]}{f_{bc} \cdot b \cdot h^2}}{0,8571 - \left(\frac{d'}{h}\right)} = 0,52$$

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 :

$$A_s' = \frac{N_u - \psi_1 \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h}{\sigma_s'} = \frac{2451,56 - 0,52 \cdot 19,83 \cdot 1,6 \cdot 6}{434,78} = -0,171 \text{ m}^2$$

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 :

$$A_r = 25\% \times A_s' \quad A_r = 0,25 \times 480 = 120 \text{ cm}^2 .$$

On adopte : 10Ø40 = 125,66 cm² avec un espacement de 20cm.

VI. 4. 6. 3. Mur en retour :

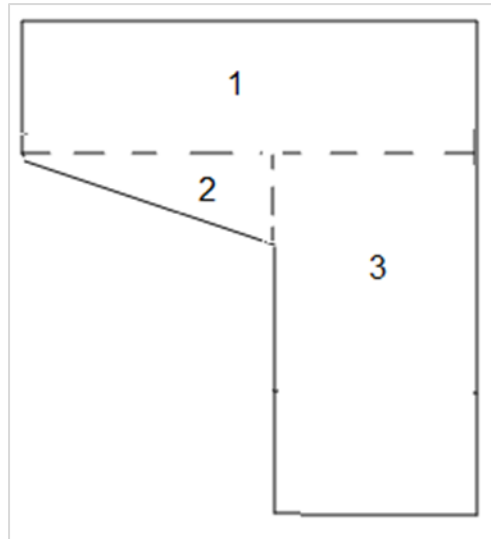


Figure VI-18 : les différentes parties du mur en retour

✓ Détermination des contraintes le long du mur :

$$K_p = 0,172, \gamma = 1,9 \text{ t/m}^2, q = 1,2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_H = K_p \cdot \gamma \cdot h + K_q \cdot q$$

Avec :

$$H = 0 : \sigma_H = 0,172 * 1,9 * 0 + 0,172 * 1,2 = 0,2064 \text{ t/m}^2.$$

$$H = 9 : \sigma_H = 0,172 * 1,9 * 9 + 0,172 * 1,2 = 3,1476 \text{ t/m}^2$$

Tableau VI-14 : 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	$F_2 = 13,24$	$d_2 = 3$

✓ Moment d'encastrement :

$$M = F_1 \cdot d_1 + F_2 \cdot d_2 = 1,86 \times 4,5 + 13,24 \times 3 = 48,09 \text{ KN.m}$$

✓ Ferrailage a ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{480,9 \cdot 10^{-3}}{1.1983,33 \cdot (8,1)^2} = 0,00004 \leq \mu_R = 0,392 \text{ (Section a simple armature).}$$

C à d les armatures de compression ne participe pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,00004}) = 5,92 \cdot 10^{-5}$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 2,736(1 - 0,4 \cdot 5,92 \cdot 10^{-5}) = 8,09 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{480,9 \cdot 10^{-3}}{8,09 \cdot 434,78} = 1,36 \text{ cm}^2$$

✓ 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 :

$$q = 1,2 \text{ t}; F_{ad(q)} = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} \cdot (1 \pm K_v) = \frac{1,2 \cdot 9}{1} \cdot (1 \pm 0,09) \cdot 0,38 = 4,47 \text{ t}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad(q)}) \cdot \frac{H}{2} = (30,55 + 4,47) \cdot \frac{9}{2} = 157,59 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{1575,9 \cdot 10^{-3}}{7,8 \cdot 19,83 \cdot 8,1^2} = 0,00015 \quad \mu_u \leq \mu_R = 0,392 \text{ (Section a simple armature).}$$

C à d les armatures de compression ne participe pas à la résistance.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,00015}) = 0,00019$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 2,736(1 - 0,4 \cdot 0,00019 \cdot 10^{-4}) = 8,09 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,78}{2,73 \cdot 43478,26} = 98 \text{ cm}^2$$

On adopte **8Ø40** : $A_s = 100,5 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

Armature de répartition :

$$A_r = 25\% \cdot A_s' = 0,25 \cdot 98 = 24,5 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **6Ø25** = 29,45cm² avec un espacement de 20cm.

VI. 4. 6. 4. Etude de la semelle :

$$B = 13,50 \text{ m}; H = 1,6 \text{ m}$$

$$N_u = 4227,22 \text{ t}; M_s = 21850,78 \text{ t.m}; M_r = 926,665 \text{ t.m}; M_u = M_s - M_r = 20924,115 \text{ t.m}$$

✓ Vérification des dimensions de la semelle à l'ELU :

Nous vérifions d'abord la portance du sol :

$$\sigma_{\max} = 12218,15 \text{ KN}.$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{20924,115}{4227,22} = 4,94 \text{ m}$$

$$e > \frac{B}{6} = 2,25 \text{ m (Diagramme rectangulaire).}$$

✓ **Condition de la résistance :**

$$\sigma_{\max} = \frac{Nu}{A} + \left(\frac{6 \cdot Mu}{A \cdot B^2} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4227,22}{129,6} + \frac{6 \cdot 20924,115}{129,6 \cdot 13,5^2} = 379,32 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{4}{3} \cdot 12218,15 = 16290,86 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{\max} < \frac{4}{3} \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Le ferrailage de la semelle :**

$$A_t = \frac{Nu \cdot (B-D)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad A_L = \frac{Nu \cdot (B-L)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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 = 20840,19 t.

B : la largeur de la semelle : 13,50m.

H : hauteur de la semelle : 1,6m.

D : épaisseur du fut = 6,75m.

$d = 0,9 h = 1,44 \text{ m}$

$$\sigma_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 228,63 \text{ Mpa.}$$

Armatures transversals inférieur:

$$A_t = \frac{Nu \cdot (B - D)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4227,22 \cdot (13,5 - 1,6)}{8 \cdot 1,44 \cdot 228,63} = 190,99 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures transversales sont égales à : $14\emptyset 16: A = 24,63\text{cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

$$A_t = A_l = \frac{190,99}{1350} = 0,40 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{Nu.(B-L)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{4227,22.(6,90-1,6)}{8.1,44.228,63} = 20,5 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_L = \frac{20,5}{690} = 0,20 \text{ cm}^2$$

Les armatures supérieures longitudinales $14\emptyset 14 : A = 21,55 \text{ cm}^2$.

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 . b . d . \frac{f_{tj}}{F_e} = 17,88 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$f_{tj} = 2,7 \text{ Mpa.}$$

$$F_e = 500 \text{ Mpa.}$$

✓ Condition de non- poinçonnement :

Considérons la semelle comme une dalle sous un mur et vérifions la condition de non poinçonnement.

$$1,1 . Nu \leq 0,45 . H . Pc . \left(\frac{f_{tj}}{\gamma_b} \right)$$

Nu : effort normal à l'ELU = 4227,22 t.

H : hauteur de la semelle = 1,6m.

Pc : périmètre du contour au niveau du feuillet = $2 \times (L+B) + 4.H = 2 \times (6,9+13,50) + 4 \times 1,6 = 47,2\text{m}$.

$$1,1 \times (4227,22) = 46,49\text{MN.}$$

Or :

$$0,45 \times 1,6 \times 47,2 \times \left(\frac{35}{1,5} \right) = 792,96 \text{ MN}$$

Donc :

$$57,47 \text{ MN} < 792,96 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI. 5. Conclusion :

L'étude a permis d'illustrer comment les éléments de l'infrastructure participent à la stabilité et la portance de la structure, en déterminant les efforts maximaux dans Chaque détail constructif composant l'infrastructure qui est calculer, dimensionner et vérifier suivant les normes.

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion, le bon sens et une connaissance étendue sur les bases des méthodes d'exécutions dans le domaine d'emploi des différents types de structures, qui conditionnent la durabilité de la structure à long terme.

L'étude de ce projet a nécessité énormément de temps et des recherches approfondies ce qui nous a rapprocher du domaine pratique guider par les experts du domaine, d'initier aux calculs (dimensionnement et les méthodes de calculs et vérifications etc...) et de se familiariser avec les ouvrage d'art tel que les ponts.

L'étude de ce projet nous a permis d'étudier et modéliser l'ouvrage en utilisant la Bipoutre d'une manière à ce qu'il résiste avec une sécurité appropriée à toutes les charges et déformations éventuelles, d'évaluer son comportement réel pendant la construction et l'exploitation, ce qui était effectivement le cas.

Grace à ce projet on a pu développer des compétences informatiques des logiciels de calcules tels que SAP2000 et SOCOTEC, de dessin AUTOCAD et ceux de Microsoft Office.

Notre projet de fin d'étude nous a aider à bien comprendre, visualiser les différentes phases d'exécution et d'application de tous les règlements nécessaire (BAEL et RPOA ...etc...) pour réussir un ouvrage pareil.

Enfin, ce modeste travail représente la phase complémentaire, le fruit des connaissances acquises tout au long de notre cursus universitaire et des conseils bénéficier des experts du domaine.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : ABDELLAOUI. S & BENHAMED. I. (2018) Etude et dimensionnement d'un pont ferroviaire mixte acier- béton (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF). Wilaya de Tlemcen. Université Abou bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil.
- [2] : chapitre I : Généralité. (<http://www.africmemoire.com/part.3-chapitre-i-generalites-sur-le-pont-1122.html>)
- [3] : chapitre I : Généralité. (<http://www.africmemoire.com/part.3-chapitre-i-generalites-sur-le-pont-1122.html>)
- [4] : [1]
- [5] : chapitre I : Généralité. (<http://www.africmemoire.com/part.3-chapitre-i-generalites-sur-le-pont-1122.html>)
- [6] : COMBRI : guide de construction. Partie I application des règles EUROCODE.
- [7] : BOUAMAMA. M & BENAÏSSA. M. (2016) Etude d'un pont mixte a NEDROUMA. Wilaya de Tlemcen. Université Abou bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil.
- [8] : Description générale du VIADUC PK 119+435 – 119+665 (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF).
- [9] : Rapport géotechnique du VIADUC PK 119+435 – 119+665 (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF).
- [10] : Rapport géotechnique du VIADUC PK 119+435 – 119+665 (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF).
- [11] : Rapport géotechnique du VIADUC PK 119+435 – 119+665 (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF).
- [12] : Rapport géotechnique du VIADUC PK 119+435 – 119+665 (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF).
- [13] : Rapport géotechnique du VIADUC PK 119+435 – 119+665 (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF).
- [14] : Rapport géotechnique du VIADUC PK 119+435 – 119+665 (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF).
- [15] : Description générale du VIADUC PK 119+435 – 119+665 (Projet de la nouvelle ligne ferroviaire ANSERIF).
- [17] : [1]
- [18] : BOUAMAMA. M & BENAÏSSA. M. (2016) ETUDE D'UN PONT MIXTE ACIER-BETON A NEDROUMA. Wilaya de Tlemcen. Université Abou Bakr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil.

[19] : BELAIDI Y. et MAHI S. (2015). Etude de pont mixte sur OUAD TARJILET dans la wilaya de CHLEF. Mémoire d'Ingénieur.

[20] : BOUAMAMA. M & BENAÏSSA. M. (2016) ETUDE D'UN PONT MIXTE ACIER-BETON A NEDROUMA. Wilaya de Tlemcen. Université Abou bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil.

[21] : [1]

[22] : [1]

[23] : BOUAMAMA. M & BENAÏSSA. M. (2016) ETUDE D'UN PONT MIXTE ACIER-BETON A NEDROUMA. Wilaya de Tlemcen. Université Abou bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil.

[24] : Z. DIDI & T. BELHIA ASSIA. (2018). Etude d'un ouvrage d'art sur OUED EL MALEH a RN 108 AU PK 56+180. Mémoire d'Ingénieur

[25] : 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.

[26] : [1]

[27] : BELAIDI Y. et MAHI S. (2015). Etude de pont mixte sur OUAD TARJILET dans la wilaya de CHLEF. Mémoire d'Ingénieur.

[28] : BELAIDI Y. et MAHI S. (2015). Etude de pont mixte sur OUAD TARJILET dans la wilaya de CHLEF. Mémoire d'Ingénieur.

[29] : Z. DIDI & T. BELHIA ASSIA. (2018). Etude d'un ouvrage d'art sur OUED EL MALEH a RN 108 AU PK 56+180. Mémoire d'Ingénieur.

[30] : <http://www-inf.it-sudparis.eu/COURS/CSC4002/EnLigne/Cours/CoursUML/3.1.html>

[31] : [1]

[32] : AFNOR Normes Françaises EN 1992-1-1. Eurocode 2 : calcul des structures en béton.

[33] : BEKKAL BRIKCI. W & DALI YUCEF. W. (2013) Etude d'un ouvrage d'art en béton précontraint. Wilaya de Tlemcen. Université Abou bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil.

[34] : BELAIDI. Y & MAHI. S. (2015). Etude et preuve de chargement d'un pont mixte à la RN 11 Au PK 01+800 Wilaya de Chlef. Wilaya de Tlemcen. Université Abou bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil.

[35] : Z. DIDI & T. BELHIA ASSIA. (2018). Etude d'un ouvrage d'art sur OUED EL MALEH à RN 108 AU PK 56+180. Wilaya de Ain Temouchent. Université Belhadj Bouchaib Ain Temouchent. Mémoire d'Ingénieur.

Normes de calcule :

- AFNOR Norme française ENV 1993-1-5. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- AFNOR. Norme française ENV 1994-2. Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application nationale. Partie 2 : Ponts mixtes. 2000.

- BAEL : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon la méthode des états limites
- 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.
- Document technique « VASOFLAN BEARINGS ».
- DUCOUT, J-P. (1997). Ponts métalliques-conception générale. Construction/travaux publics, Techniques de l'ingénieur.
- Guide technique ponts métalliques et mixte, SETRA 2004.
- Ministère des travaux publics. Document technique réglementaire D.T.R Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Algérie. 2008.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- SIEFERT, Y. (2004). L'entretoisement des ponts mixtes ferroviaires. INSA de Lyon, Thèse en génie civil.