

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT OA23.3 AU
PK23+800 DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE
RELIANT LE PORT DE SIKKDA À L'AUTOROUTE
EST-OUEST.**

Présenté par :

BOUROUBA Mohamed-nadjib

Encadré par :

Dr. CHIKH Benazouz

Mr. CHAMI Saïd

Promotion 2021 /2022

DEDICACES

À ma mère et mon père

À mes sœurs

À mes collègues de l'ENP et de l'ENSTP

À tous mes amis

REMERCIEMENTS

Je commence tout d'abord par remercier Dieu le tout puissant, clément et miséricordieux, qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour entamer et accomplir ce modeste travail.

*Je tiens à remercier mon cher encadreur **Mr CHIKH Benazouz** pour son aide, ses dirigés du début à la fin de ce travail.*

*Ainsi que mon cher co-encadreur **Mr CHAMI Saïd** pour ses conseils, sa guidance, sa motivation et sa disponibilité durant toute la période d'étude.*

*Je remercie également le personnel de **l'ADA** et **SERO-EST** : **Mr ABDESSEMED Djamel** et **Mr DJABALLAH Khaled** pour leur précieuse aide et confortable accueil.*

*Je remercie vivement et infiniment en particulier : **Mr HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**, **Mr BABAKHOUYA Youcef**, **Mr BENBOKHARI Abdellatif** et **Mme BOUKEZZI Yamina**, pour leurs conseils et encouragement qu'ils m'ont prodigué.*

*Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères à tous les enseignants de **l'ENP** et de **l'ENSTP**, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration des écoles, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'il m'ont rapporté.*

*Sans oublier de remercier **les membres de l'honorable jury** pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.*

À tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, ma famille et mes amis pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'études.

Merci à tous et à toutes.

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر المتواجد عند النقطة الكيلومترية 23+800 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ميناء سكيكدة والطريق السيار شرق-غرب.

بدأنا عملنا ببحث حول عموميات الجسور والجسور المختلطة، ثم قمنا بعرض تقديمي عام للمنشأ. تطرقنا بعد ذلك إلى تصميم الجسر، حيث افترضنا 3 اقتراحات: جسر مع عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد مسبقة الصنع، وجسر صندوق خرساني مسبقة الإجهاد وجسر مختلط من الخرسانة والصلب، واستنادا لتحليل متعدد المعايير، اخترنا خيار " جسر مختلط من الخرسانة والصلب ثنائي الروافد ". بعد ذلك قمنا بدراسة شملت البنية الفوقية والبنية التحتية، مروراً بتقييم الحمولات والحمولات الزائدة. دراسة القسم المركب من خلال تبرير جميع عناصر السطح، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات ومختلف العناصر المكونة للجسر، وهذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر وأوروبا، وباعتماد على برامج للحساب.

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

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude d'un pont OA23.3 situé au PK23+800 relevant de la pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda à l'autoroute Est-Ouest.

Nous avons commencé notre travail par une recherche sur des généralités sur les ponts et les ponts mixtes. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dans laquelle on a proposé 3 variantes : pont à poutres préfabriquées en béton précontraint, pont voussoir en béton armé et pont mixte acier-béton. Et en se basant sur une analyse multicritère, nous avons choisi la variante « pont mixte bipoutre ». Cette étude concerne la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges. L'étude de la section mixte en justifiant tous les éléments de tablier, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant aux règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

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

Abstract

This work is part of the design and study of the road bridge OA23.3 located to PK23+800 of the penetrating road between the port of Skikda and the East-West highway.

This memory begins with a library search about general information on bridges and composite bridges, Next, we started the general design of 3 variants: bridge with prefabricated prestressed concrete beams, reinforced concrete segment bridge and composite steel-concrete bridge. And based on a multi-criteria analysis, we have chosen the "mixed twin-girder bridge" variant. This study contains the superstructure and infrastructure by going through the evaluation of the loads and overloads, The study of the composite section by justifying all the elements of apron, earthquake study, and the sizing of equipment and various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and Europe, and using software.

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

SOMMAIRE

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

I. GENERALITÉS SUR LES PONTS ET LES PONTS MIXTES

I.1. INTRODUCTION	2
I.2. L'EVOLUTION DES PONTS	2
I.3. DIFFERENTES PARTIES D'UN PONT	2
I.3.1. Composition de l'Infrastructure.....	2
I.3.1.1. Les fondations	2
I.3.1.2. Les appuis	3
I.3.2. Composition De La Superstructure	3
I.4. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE	4
I.4.1. Comment se Pose le Problème du Choix ?	4
I.4.2. Récapitulation Des Types D'ouvrages Actuels	4
I.4.3. Les Ponts A Une Seule Travée.....	4
I.4.3.1. Petits ouvrages hydrauliques d'ouverture inférieure à 8 m	4
I.4.3.2. Pour les portées inférieures à une quinzaine de mètres.....	4
I.4.3.3. Pour les portées allant d'une dizaine à une vingtaine de mètres.....	4
I.4.3.4. Pour les portées de 20 à 50 m.....	5
I.4.3.5. Pour les portées de 50 à 100 m.....	5
I.4.3.6. Pour les portées de plus 100 m.....	5
I.4.4. Les Ponts A Plusieurs Travées.....	5
I.4.4.1. Pour les portées ne dépassant pas une vingtaine de mètres.....	5
I.4.4.2. Pour les portées de 20 à 50 m environ	5
I.4.4.3. Pour les portées de 50 à 300 m environ	6
I.4.4.4. Pour les portées de plus de 300 m.....	6
I.5. LES PONTS MIXTES	6
I.5.1. Les Types De Ponts Mixtes.....	6
I.5.1.1. Ponts mixtes de type bipoutres.....	6
I.5.1.2. Ponts mixtes en caisson.....	7
I.5.1.3. Pont mixte de type poutrelles enrobées.....	8
I.6. Conclusion	8

II. PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION	9
II.2. PRESENTATION DU PROJET	9
II.2.1. Situation du Projet	9
II.2.2. Objectif du Projet.....	10
II.2.3. Obstacles à Franchir.....	10
II.3. LES DONNEES DE PROJET	11
II.3.1. Les Données Fonctionnelles	11
II.3.1.1. Tracé en plan.....	11
II.3.1.2. Profil en long	11
II.3.1.3. Profil en travers.....	12
II.3.2. Les Données Naturelles	12
II.3.2.1. Topographie.....	12
II.3.2.2. Sismicité du site	13
II.3.2.3. Température	14
II.3.2.4. Vent.....	14
II.3.2.5. Hydrologique	15
II.3.3. Hydraulique	16
II.3.4. Géotechnique	16
II.3.4.1. Essais in situ	16

II.3.4.2. Essais de laboratoire	17
II.4. CONCLUSION.....	17

III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION.....	18
III.2. LA PROBLIMATIQUE ET CRITAIRES DU CHOIX	18
III.3. ETUDE DES VARIANTES	18
III.3.1. Variante N° 01 : Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP.....	19
III.3.1.1. Conception longitudinale.....	19
III.3.1.2. Conception transversale.....	19
III.3.1.3. Conception des culées	20
III.3.1.4. Conception des piles.....	21
III.3.2. Variante N° 02 : Pont Voussoirs en Béton Précontraint Construit par Encorbellements Successifs Coulé en Place	23
III.3.2.1. Description de la méthode	23
III.3.2.2. Conception longitudinale.....	23
III.3.2.3. Conception transversale.....	24
III.3.2.4. Conception des culées	25
III.3.2.5. Conception des piles.....	26
III.3.3. Variante N° 03 : Pont Mixte Bipoutre	28
III.3.3.1. Conception longitudinale.....	28
III.3.3.2. Conception transversale.....	28
III.3.3.3. Conception des culées	30
III.3.3.4. Conception des piles.....	31
III.4. ANALYSE MULTICRITERE	33
III.4.1. Comparaison entre les trois techniques de construction.....	33
III.4.2. Devis quantitatif et estimatif	34
III.5. CONCLUSION	36

IV. MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION.....	37
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL	37
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	37
IV.3.1. Le Béton	37
IV.3.1.1. Résistance en compression.....	37
IV.3.1.2. Résistance en traction.....	38
IV.3.1.3. Contrainte admissible à l'ELU	38
IV.3.1.4. Contrainte admissible à l'ELS	38
IV.3.1.5. Déformation longitudinale du béton.....	38
IV.3.1.6. Déformation transversale	39
IV.3.1.7. Coefficient de poisson.....	39
IV.3.2. Les Aciers d'Armatures du Béton	39
IV.3.2.1. La limite d'élasticité.....	39
IV.3.2.2. Module d'élasticité.....	39
IV.3.2.3. Contraintes limites de traction à l'ELU.....	39
IV.3.2.4. Contraintes limites de traction à l'ELS	39
IV.3.3. Aciers Pour la Charpente.....	40
IV.4. CONCLUSION	40

V. CHARGES ET SOLLICITATIONS

V.1. INTRODUCTION	41
V.2. EVALUATION DES CHARGES	41
V.2.1. Actions Permanentes	41
V.2.1.1. Les compléments de charges permanentes CCP	41

V.2.1.2. Poids du tablier	41
V.2.2. Action Thermique.....	42
V.2.3. Evaluation des Actions Dues au Trafic	42
V.2.3.1. Système de charge à considérer.....	42
V.2.3.2. Caractéristiques du pont	42
V.2.3.3. Les cas de chargement.....	42
V.2.3.4. Système de charge A	43
V.2.3.5. Système de charge B.....	44
V.2.3.6. Charges militaires M_c 120	46
V.2.3.7. Charges exceptionnelles D240	47
V.2.3.8. Coefficient de majoration dynamique	47
V.2.3.9. Efforts de freinage	48
V.3. Modélisation.....	48
V.3.1. Modélisation Avec Logiciel CSI Bridge v21	48
V.3.1.1. Présentation de logiciel.....	48
V.3.1.2. Méthodologie de modélisation	49
V.3.1.3. Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons	54
V.3.1.4. Résultats obtenus	57
V.3.2. Modélisation Avec Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional v22	60
V.3.2.1. Présentation de logiciel.....	60
V.3.2.2. Méthodologie de modélisation	60
V.3.2.3. Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons	62
V.3.2.4. Résultats obtenus	65
V.3.2.5. Comparaison Entre Les Résultats des 2 modèles (CSI Bridge et Autodesk RSA).....	67
V.4. CONCLUSION	67

VI. ETUDE DE LA SECTION MIXTE

VI.1. INTRODUCTION.....	68
VI.2. HYPOTHESE DE CALCUL	68
VI.2.1. Coefficient d'Equivalence entre Acier et Béton.....	68
VI.2.1.1. Coefficient d'Equivalence pour les Chargements à Court Terme.....	68
VI.2.1.2. Coefficient d'Equivalence Pour Les Chargements à Long Terme	69
VI.3. CALCUL DE LA SECTION MIXTE.....	69
VI.3.1. Caractéristiques Géométriques du PRS.....	69
VI.3.1.1. Section à mi-travée.....	70
VI.3.1.2. Section sur appui	70
VI.3.2. Caractéristiques Géométriques de la Dalle	70
VI.3.2.1. Détermination de la largeur efficace	70
VI.3.3. Caractéristiques géométriques de la dalle	73
VI.3.3.1. Calcul de surface	73
VI.3.3.2. Position du centre de gravité de la section mixte	74
VI.3.3.3. L'inertie de la section mixte.....	74
VI.3.3.4. Les caractéristiques mécaniques de la section mixte	75
VI.3.4. Le Retrait du Béton	77
VI.3.5. Définition	77
VI.3.6. Retrait Thermique ϵ_{th}	77
VI.3.7. Retrait Endogène ϵ_{ca}	77
VI.3.8. Retrait de dessiccation ϵ_{cd}	77
VI.3.9. Calcul du retrait à la mise en service.....	78
VI.3.9.1. Retrait endogène.....	78
VI.3.9.2. Retrait de dessiccation.....	78
VI.3.9.3. Retrait à la mise en service.....	79
VI.3.10. Hypothèse de calcul des contraintes dues aux retraits	80
VI.3.10.1. Contraintes Résultantes	82
VI.3.10.2. Contraintes pondérées dues au retrait.....	82

VI.3.11. Vérification des Contraintes de Cisaillement (ELS)	82
VI.3.12. Dénivellation des Appuis	83
VI.3.12.1. Dénivellation retour n = 18	83
VI.3.12.2. Dénivellation aller $n = \infty$	83
VI.3.13. Vérification à l'Etat Limite de Service.....	84
VI.3.13.1. Vérification des Contraintes Normales	84
VI.3.13.2. Etapes de Vérification	84
VI.3.13.3. Vérification des contraintes sur la section mi-travée	85
VI.3.13.4. Vérification des contraintes sur la section des appuis	86
VI.4. LES PHENOMENES D'INSTABILITE ELASTIQUE	86
VI.4.1. La Classe de Résistance	86
VI.4.2. Résistance en section.....	87
VI.4.3. Vérification de la Poutre Fléchie.....	88
VI.4.3.1. La vérification au moment fléchissant	88
VI.4.3.2. La vérification de l'effort tranchant	88
VI.4.3.3. Interaction moment – effort tranchant.....	88
VI.4.4. Le déversement	88
VI.4.5. Le Voilement.....	92
VI.5. ETUDE DES ENTRETOISES.....	93
VI.5.1. Introduction	93
VI.5.2. Entretoise sur Appuis	94
VI.5.2.1. Vérification de contrainte.....	95
VI.5.2.2. Vérification au cisaillement	95
VI.5.2.3. Vérification au voilement d'âme.....	96
VI.5.2.4. Vérification au voilement des semelles.....	96
VI.5.3. Entretoise Courante	97
VI.5.3.1. Vérification de l'entretoise sous une charge transversale de vent.....	97
VI.5.3.2. Vérification au cisaillement	98
VI.6. LES CONNECTEURS.....	98
VI.6.1. Introduction	98
VI.6.2. Les Types des Connecteurs	98
VI.6.2.1. Goujons à tête.....	98
VI.6.2.2. Equerres en acier façonné à froid	99
VI.6.2.3. Butées.....	99
VI.6.2.4. Résistance ultime des goujons.....	100
VI.6.2.5. Calcul de la connexion	100
VI.6.2.6. Le nombre total des connecteurs.....	101
VI.7. LES ASSEMBLAGES.....	102
VI.7.1. Introduction	102
VI.7.2. Définition du Soudage.....	102
VI.7.3. Le Principe de Soudage.....	103
VI.7.4. Types de Soudures	103
VI.7.4.1. Joint dans l'âme.....	103
VI.7.4.2. Joint de semelle	104
VI.7.4.3. Joint de l'âme avec les semelles.....	104
VI.7.5. Calcul des Soudures	104
VI.7.5.1. Gorge utile.....	104
VI.7.5.2. Cordons entre âme et semelle d'une poutre PRS	105
VI.7.5.3. Soudage des entretoises :.....	106
VI.7.6. Contrôle des Soudures.....	107
VI.7.7. Nettoyage des Soudures	107
VI.8. ETUDE DE LA CORROSION	107
VI.8.1. Protection par Peinture	108
VI.9. ETUDE DE LA DALLE	108
VI.9.1. Introduction	108

VI.9.2. La méthode de Réalisation d'une Dalle Connectée en Deuxième Phase	108
VI.9.3. Les résultats numériques	109
VI.9.4. Ferrailage	113
VI.9.5. Résistance aux Efforts Tranchants	113
VI.9.5.1. Sens longitudinal	113
VI.9.5.2. Sens transversal	113
VI.9.6. Condition de Non Fragilité	114
VI.10. CONCLUSION	114

VII. LES EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1. INTRODUCTION	115
VII.2. LES APPAREILS D'APPUIS	115
VII.2.1. Le rôle des appareils d'appuis	115
VII.3. Types des appareils d'appuis	115
VII.3.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis	118
VII.3.2. Dimensionnement des Appareils d'Appuis	118
VII.3.2.1. Aire de l'appareil d'appui	118
VII.3.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T	118
VII.3.2.3. Dimensionnement des frettes	118
VII.3.3. Vérifications du Dimensionnement	119
VII.3.3.1. Résistance à la compression	119
VII.3.3.2. Sécurité au flambement	119
VII.3.3.3. Limitation de la distorsion	120
VII.3.3.4. Condition de non glissement	121
VII.4. DÉS D'APPUIS	121
VII.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile	121
VII.4.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile	121
VII.4.2.1. Armatures de chainage	121
VII.4.2.2. Armatures horizontales	122
VII.4.2.3. Frette supérieure	122
VII.4.2.4. Frette inférieure	122
VII.4.3. Dimensionnement des Dés d'Appuis au Niveau de la Culée	122
VII.4.4. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée	122
VII.4.4.1. Armatures de chainage	122
VII.4.4.2. Armatures horizontales	122
VII.4.4.3. Frette supérieure	122
VII.4.4.4. Frette inférieure	122
VII.5. JOINT DE CHAUSSEE	123
VII.5.1. Calcul de Souffle	123
VII.5.2. Type de Joint	123
VII.6. CONCLUSION	124

VIII. ETUDE SISMIQUE

VIII.1. INTRODUCTION	125
VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE	125
VIII.3. METHODE DE CALCUL	125
VIII.4. COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	125
VIII.5. SPECTRE DE REPONSE	126
VIII.5.1. Spectre de Réponse de la Composante Horizontale	126
VIII.5.2. Spectre de réponse de la composante verticale	127
VIII.6. MODES SIGNIFICATIFS	127
VIII.7. LES REACTIONS D'APPUI	128
VIII.7.1. Directions Principales de Sollicitations et Repère Géométrique	128
VIII.8. CONCLUSION	129

IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION.....	130
IX.2. ETUDE DE LA PILE.....	130
IX.2.1. Vérification de la Stabilité de la Pile vis-à-vis du Flambement	130
IX.2.2. Evaluation de la Raideur Totale K	130
IX.2.3. Combinaison des Efforts	131
IX.2.4. Ferrailage des Eléments de la Pile.....	131
IX.2.4.1. Ferrailage de chevêtre (sommier ou tête de pile).	131
IX.2.4.2. Ferrailage de voile de la pile	133
IX.2.5. Etude de fondation de la pile.....	133
IX.2.5.1. Etude de la semelle.....	133
IX.2.5.2. Etude des pieux	136
IX.3. ETUDE DE LA CULEE	137
IX.3.1. Efforts dus à la Culée	137
IX.3.2. Evaluation des Efforts Statiques Agissants sur la Culée	139
IX.3.3. Etude des Eléments de la Culée	140
IX.3.3.1. Etude de mur frontal.....	140
IX.3.3.2. Etude de la dalle de transition	141
IX.3.3.3. Etude du Corbeau	141
IX.3.3.4. Etude de mure garde grève.....	142
IX.3.3.5. Etude de mur en retour	144
IX.3.4. Etude de fondation de la culée	145
IX.3.4.1. Etude de la semelle.....	145
IX.3.4.2. Etude des pieux	147
IX.4. CONCLUSION	149
CONCLUSION GENERALE.....	150
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXES	
ANNEXE A	
ANNEXE B	
ANNEXE C	
ANNEXE D	
ANNEXE E	

LISTE DES FIGURES

I. GENERALITÉS SUR LES PONTS ET LES PONTS MIXTES

Figure I.1 : Choix de type de pont mixte selon la portée.....	6
Figure I.2 : Pont mixte bipoutre.	7
Figure I.3 : Pont mixte en caisson.	7
Figure I.4 : Pont mixte de type poutrelles enrobées.	8

II. PRESENTATION DU PROJET

Figure II.1 : Plan général de la Pénérante.	9
Figure II.2 : Implantation du projet sur la carte d'état-major.	9
Figure II.3 : Situation du projet [Google Earth].	10
Figure II.4 : Vue panoramique du site traversé.	10
Figure II.5 : Tracé en plan.	11
Figure II.6 : Profil en long.	11
Figure II.7 : Profil en travers.	12
Figure II.8 : La zone de projet [Google Earth].	12
Figure II.9 : Sismicité de la wilaya de Skikda (1860-2011).	13
Figure II.10 : Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008].	13
Figure II.11 : Températures de Skikda [meteoblue.com].	14
Figure II.12 : Bassin versant d'Oued Safsaf et bassin défini par l'OA23/3.	15

III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III.1 : Notation des dimensions.	19
Figure III.2 : Présentation 3D des culées de la variante N°01.	20
Figure III.3 : Présentation 3D des piles de la variante N°01.	21
Figure III.4 : Présentation 3D de la variante N°01.	21
Figure III.5 : Notations des dimensions.	24
Figure III.6 : Présentation 3D de la culée de la variante N°02.	25
Figure III.7 : Présentation 3D de la pile de la variante N°02.	26
Figure III.8 : Présentation 3D de la variante N°02.	26
Figure III.9 : Système Bipoutre.	28
Figure III.10 : Montants d'entretoisement de type Té.	30
Figure III.11 : Présentation 3D des appuis de la variante N°03.	31
Figure III.12 : Présentation 3D de la variante N°03.	31

V. CHARGES ET SOLlicitATIONS

Figure V.1 : Largeur chargeable et largeur roulable.	42
Figure V.2 : Les cas de chargement.	43
Figure V.3 : Système de charge B_c	44
Figure V.4 : Système de charge B_t	45
Figure V.5 : Système de charge B_r	46
Figure V.6 : Système de charge M_c 120.	46
Figure V.7 : Système de charge D240.	47
Figure V.8 : CSI bridge v21.	49
Figure V.9 : trajectoire de pont.	49
Figure V.10 : Acier S355.	50
Figure V.11 : Béton 35.	50
Figure V.12 : La section T1.	51
Figure V.13 : PRS 1000.	51
Figure V.14 : IPE 600.	52
Figure V.15 : La variation de la section.	52
Figure V.16 : La section de tablier.	53
Figure V.17 : L'entretoise IPE 600.	53

Figure V.18 : Vue 3D de Pont.....	54
Figure V.19 : Application des charges permanentes sur le Tablier du pont (ex. Revêtement).	54
Figure V.20 : Cas de chargement A(L) (ex. AL2.9).....	55
Figure V.21 : Système de charges B_c	55
Figure V.22 : Système de charges B_t	55
Figure V.23 : Système de charges M_c 120.....	56
Figure V.24 : Système de charges D240.	56
Figure V.25 : Introduction du gradient thermique.....	56
Figure V.26 : M_{max} à l'ELS ($G+1.2B_c+0.6T$).	57
Figure V.27 : M_{max} à l'ELU ($1.35G+1.6B_c+0.9T$).	57
Figure V.28 : V_{max} à l'ELS ($G+1.2B_c+0.6T$).....	59
Figure V.29 : V_{max} à l'ELU ($1.35G+1.6B_c+0.9T$).	59
Figure V.30 : Autodesk Robot Structural Analysis v22.....	60
Figure V.31 : La trajectoire sur Autocad.....	60
Figure V.32 : La trajectoire sur Robot.....	60
Figure V.33 : La section en format [.DXF].	61
Figure V.34 : Vue en 3D de la structure métallique.	61
Figure V.35 : Vue 3D de la section mixte.	61
Figure V.36 : Liaisons rigide.....	62
Figure V.37 : Vue 3D du tablier.....	62
Figure V.38 : Cas de chargement AL (exp : AL1.6).	63
Figure V.39 : Système de charges B_c	63
Figure V.40 : Système de charges B_t	64
Figure V.41 : Système de charges M_c 120.	64
Figure V.42 : Système de charges D240.	65
Figure V.43 : Moment fléchissant max sur pile à l'ELU.	65
Figure V.44 : Moment fléchissant max sur pile à l'ELS.	66
Figure V.45 : Moment fléchissant max à mi-travée à l'ELU.	66
Figure V.46 : Moment fléchissant max à mi-travée à l'ELS.....	66
Figure V.47 : Effort tranchant max à l'ELU.....	67
Figure V.48 : Effort tranchant max à l'ELS.....	67

VI. ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Figure VI.1 : Section de poutre.	69
Figure VI.2 : Définition de la largeur efficace.	71
Figure VI.3 : Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.....	71
Figure VI.4 : La section de la dalle.	73
Figure VI.5 : Centre de gravité de la section mixte.....	73
Figure VI.6 : La distribution des contraintes dans une section mixte.	75
Figure VI.7 : Effets du retrait du béton dans la section mixte.....	80
Figure VI.8 : centre de cisaillement.	91
Figure VI.9 : Entretoise en vue 3D.....	93
Figure VI.10 : PRS 1000 et IPE 600.	94
Figure VI.11 : Entretoise sur pile P2.....	94
Figure VI.12 : Modèle Robot Analysis.	95
Figure VI.13 : Les résultats de calculs.	95
Figure VI.14 : L'affichages des nouveaux résultats.	96
Figure VI.15 : Effet de vent sur la dalle mixte.	97
Figure VI.16 : Exemple des connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton.	99
Figure VI.17 : Connecteurs de type gougeons.	99
Figure VI.18 : Diagramme de l'effort tranchant max.	101
Figure VI.19 : Distribution des goujons sur la travée intermédiaire.	101
Figure VI.20 : Distribution des goujons sur la travée de rive.....	102
Figure VI.21 : Soudures en bout.....	103
Figure VI.22 : Assemblage en T.....	103

Figure VI.23 : Liaison d'âme.	103
Figure VI.24 : Détail de soudure de la semelle supérieure.....	104
Figure VI.25 : Détail de soudure de la semelle inférieure.....	104
Figure VI.26 : Gorge d'une soudure d'angle.....	105
Figure VI.27 : Les plots préfabriqués de la dalle.	109
Figure VI.28 : Moments fléchissant longitudinal maximal à mi-travée ELU[1.35G+1.6B _t +0.9T]. ...	110
Figure VI.29 : Moments fléchissant longitudinal maximal à mi-travée ELS[G+1.2B _t +0.6T].....	110
Figure VI.30 : Moments fléchissant longitudinal maximal à l'appui ELU[1.35G+1.6AL2.7+0.9T].	110
Figure VI.31 : Moments fléchissant longitudinal maximal à l'appui ELS[G+1.2AL2.7+0.6T].	110
Figure VI.32 : Moments fléchissant transversal maximal à mi-travée ELU[1.35G+1.6B _t +0.9T].	111
Figure VI.33 : Moments fléchissant transversal maximal à mi-travée ELS[G+1.2B _t +0.6T].....	111
Figure VI.34 : Moments fléchissant transversal maximal à l'appui ELU[1.35G+1.6AL2.7+0.9T]. ..	111
Figure VI.35 : Moments fléchissant transversal maximal à l'appui ELS[G+1.2AL2.7+0.6T].	111
Figure VI.36 : Effort tranchant maximal longitudinal ELU[1.35G+1.6B _c +0.9T].	112
Figure VI.37 : Effort tranchant maximal longitudinal ELS[G+1.2B _t +0.6T].	112
Figure VI.38 : Effort tranchant maximal transversal ELU[1.35G+1.6B _t +0.9T].....	112
Figure VI.39 : Effort tranchant maximal transversal [G+M _c 120+0.9T].....	112
Figure VI.40 : Ferrailage de la dalle.....	114

VII. LES EQUIPEMENTS DU PONT

Figure VII.1 : Photo réelle d'un appareil d'appuis.....	115
Figure VII.2 : Appareils d'appuis à pot.....	115
Figure VII.3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier figure.	116
Figure VII.4 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple	116
Figure VII.5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté.	116
Figure VII.6 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	117
Figure VII.7 : Joint du type W _d	123

VIII. ETUDE SISMIQUE

Figure VIII.1 : Spectre de réponse élastique S _{ae} (T) - composante horizontale.	126
Figure VIII.2 : Spectre de réponse élastique S _{ae} (T) - composante verticale.	127
Figure VIII.3 : Exemple des déformations (Mode 05).	127

IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX.1 : Chevêtre sur une pile voile.	132
Figure IX.2 : Ferrailage les éléments de la pile.....	138
Figure IX.3 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS (M _{xx}).	144
Figure IX.4 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS (M _{yy}).	144
Figure IX.5 : Ferrailage de la culée.....	148

LISTE DES TABLEAUX

II. PRESENTATION DU PROJET

Tableau II.1 : Coefficient d'accélération de zone A [RPOA 2008].	14
Tableau II.2 : Analyse des résultats obtenus dans les sondages SPT réalisés.	16
Tableau II.3 : Résultats des essais pressiométriques.	17
Tableau II.4 : Paramètres géotechniques et classification de sol.	17

III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement du tablier de la variante 1.	19
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées [Guide SETRA].	20
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles [Guide SETRA].	21
Tableau III.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs.	23
Tableau III.5 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.	24
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées [Guide SETRA].	25
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles [Guide SETRA].	26
Tableau III.8 : Prédimensionnement des deux poutres entretoisées [SETRA].	28
Tableau III.9 : La variation des épaisseurs de la poutre.	29
Tableau III.10 : Récapitulation du pré-dimensionnement des entretoises.	29
Tableau III.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées [Guide SETRA].	30
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles [Guide SETRA].	31
Tableau III.13 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.	33
Tableau III.14 : Devis estimatif de la variante N°01.	34
Tableau III.15 : Devis estimatif de la variante N°02.	35
Tableau III.16 : Devis estimatif de la variante N°03.	36

IV. MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton.	38
Tableau IV.2 : Contraintes limites des aciers passifs.	39
Tableau IV.3 : Caractéristiques de résistance de l'acier pour la charpente.	40

V. CHARGES ET SOLLICITATIONS

Tableau V.1 : Estimation du poids dû aux CCP.	41
Tableau V.2 : Poids propre d'une poutre.	41
Tableau V.3 : Poids du tablier.	41
Tableau V.4 : Gradient thermique.	42
Tableau V.5 : Coefficients a_1 .	43
Tableau V.6 : Valeurs de v_0 .	43
Tableau V.7 : Valeurs de $A(L)$.	44
Tableau V.8 : valeurs de b_c .	45
Tableau V.9 : Les valeurs de B_c .	45
Tableau V.10 : Valeurs de b_t .	45
Tableau V.11 : Les valeurs de B_t .	45
Tableau V.12 : Coefficients de majoration dynamique.	47
Tableau V.13 : L'effort de freinage F (KN) de système A.	48
Tableau V.14 : Tableau des combinaisons.	57
Tableau V.15 : Récapitulation des résultats des moments fléchissant.	58
Tableau V.16 : Récapitulation des résultats de l'effort tranchant.	59
Tableau V.17 : Récapitulation des résultats des réactions d'appui.	59
Tableau V.18 : Comparaison entre les valeurs maximales des efforts M et T .	67

VI. ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Tableau VI.1 : Coefficient d'équivalence n.	69
Tableau VI.2 : Récapitulative de la section mixte à mi-travée.	76
Tableau VI.3 : Récapitulative de la section mixte sur appui.	76
Tableau VI.4 : Les résultats des contraintes à mi-travée.	85
Tableau VI.5 : Les résultats des contraintes à l'appui.	86
Tableau VI.6 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise.	94
Tableau VI.7 : Paramètre dépendant de la nuance d'acier ($40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$).	105
Tableau VI.8 : Paramètre dépendant de la nuance d'acier ($t \leq 40 \text{ mm}$).	106
Tableau VI.9 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis (KN.m).	113
Tableau VI.10 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN).	113
Tableau VI.11 : Ferrailage de la dalle.	113

VII. LES EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau VII.1 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.	118
Tableau VII.2 : Les dimensions de l'appareil d'appui.	119
Tableau VII.3 : Les formules de vérification.	119
Tableau VII.4 : Modèles des joints W_d	124

VIII. ETUDE SISMIQUE

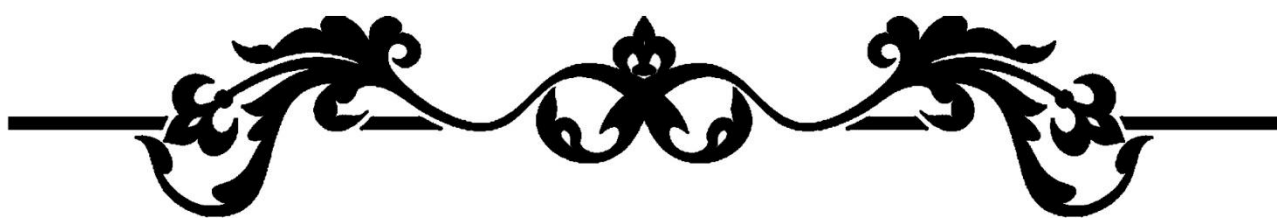
Tableau VIII.1 : Modes propres.	128
Tableau VIII.2 : Efforts sismiques à la base des piles.	128
Tableau VIII.3 : Efforts sismiques par rapport les repères locales des appuis.	129

IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau IX.1 : Raideurs statiques et dynamiques des appuis (MN/m).	131
Tableau IX.2 : Combinaison des efforts à la base de chaque pile.	131
Tableau IX.3 : Ferrailage de voile de la pile.	133
Tableau IX.4 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.	133
Tableau IX.5 : Nombre de pieux sous la semelle.	134
Tableau IX.6 : Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.	135
Tableau IX.7 : Calcul la section d'acier.	135
Tableau IX.8 : Les paramètres de WARNER.	136
Tableau IX.9 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.	137
Tableau IX.10 : Calcul du coefficient de poussée K_d	139
Tableau IX.11 : Effort dû aux charges permanentes.	139
Tableau IX.12 : Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblais.	139
Tableau IX.13 : Evaluation des efforts agissant sur Le mur frontal.	140
Tableau IX.14 : Ferrailage de mur frontal.	140
Tableau IX.15 : Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition.	141
Tableau IX.16 : Combinaison des efforts.	141
Tableau IX.17 : Combinaison des efforts.	142
Tableau IX.18 : Calcul de moment des poussées des terres.	142
Tableau IX.19 : Les valeurs de M_p/K	143
Tableau IX.20 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.	145
Tableau IX.21 : Nombre de pieux sous la semelle.	146
Tableau IX.22 : Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.	146
Tableau IX.23 : Calcul la section d'acier.	147
Tableau IX.24 : les paramètres de WARNER.	147
Tableau IX.25 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.	148

LISTE DES ABREVIATIONS

AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
G : poids propre.
CP : charge permanente.
CCP : compléments charge permanente.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
E_s : Module d'Elasticité de l'acier.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RN : Route Nationale.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
PRS : Profils Reconstitués Soudés.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
 σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
 σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
 σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 σ_s : Contrainte limite de l'acier.
 σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 ΔT : Variation uniforme de la température.
 $\Delta \theta$: Gradient thermique.
HA : Haut Adhérence.



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire pour la circulation automobile. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des routes, des autoroutes, trémies et des ponts.

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

Le concepteur doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à sa propre expérience.

L'étude doit également être complète, pointue, détaillée et non contradictoire, non seulement pour pouvoir dimensionner un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuels dus à la circulation ou aux caprices de dame nature.

Dans le cadre de nos études, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'étude par « Conception et étude d'un pont OA23.3 au PK23+800 de la pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda à l'autoroute Est-Ouest ».

Après le recueil des données naturelles et fonctionnelles, on va proposer de différentes variantes, le choix de la meilleure variante se fera après le pré-dimensionnement et l'analyse multicritère qualitative et quantitative, la variante retenue, sera étudiée à partir du tablier jusqu'aux fondations. Le tablier est constitué d'un hourdis et d'éléments porteurs qui diffèrent d'un pont à un autre. Ces éléments vont être étudiés et dimensionnés, selon des règlements bien précis (EUROCODE, SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et efforts tranchants, dont la modélisation de tablier se fait par deux logiciels de calcul, basées sur la méthode des éléments finies, peut les déterminer d'une manière plus exacte et précise. Après on fait une étude sismique pour le dimensionnement des équipements du tablier nécessaire pour un bon fonctionnement de l'ouvrage en tenant compte des actions statiques et dynamiques (séisme). Et la dernière partie a été consacrée à l'étude de l'infrastructure. Et on achève ce travail par une conclusion générale.

Pour cela, il nous a fallu trois mois de formation, de boulot et d'effort en espérant que le travail sera à la hauteur.



Chapitre I
GENERALITES SUR LES PONTS ET
LES PONTS MIXTES



I.1. INTRODUCTION

Au cours de la conception et la réalisation d'un passage routier (voie ferrée ou route), souvent on confronte avec un obstacle :

- Naturel (brèche, cours d'eau)
- Artificiel (route, voie ferrée, canal)

On a deux solutions pour assurer la continuité de l'ouvrage :

- L'élimination de l'obstacle (obturé une brèche, détourner un cours d'eau).
- Conserver l'obstacle mais on réalise (un tunnel au-dessous, faire une déviation, ou un pont au dessus).

I.2. L'EVOLUTION DES PONTS

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

Les premiers ponts consistaient en de simples troncs d'arbres abattus et jetés entre les deux rives de la rivière, puis arrivèrent les pontons et les ponts en corde essentiellement en Amérique et Asie (ce qui éveilla d'ailleurs la curiosité des Européens). Ces ponts de corde se rencontraient encore assez fréquemment au siècle dernier. Mais les maîtres incontestables en la matière furent les Romains (env. 600 ans avant J-C), qui construisirent des ponts de bois soutenus par des piliers, puis utilisèrent la maçonnerie (taille de pierre).

Après la chute de l'Empire Romain, il resta en Europe de nombreux ponts en arcs, en pierres massives, témoignant de l'habileté des Romains. Mais pendant des siècles, personne ne poursuivit leur ouvrage et cet art se perdit. Ce n'est que beaucoup plus tard que l'Eglise s'y intéressa. L'histoire des ponts modernes commença avec le remplacement des arcs en demi-cercles par des formes elliptiques (pont de la Concorde à Paris). Cette nouvelle forme autorisait une portée beaucoup plus grande des arcs de ponts.

Avec l'invention de l'acier au XVIII siècle, le bois et la pierre ne constituaient plus les seuls matériaux, et les premiers ponts métalliques apparurent. Les ponts d'acier devinrent le symbole de la modernité et certains devinrent même de réels chefs-d'œuvre de leur époque. [23]

I.3. DIFFERENTES PARTIES D'UN PONT

I.3.1. Composition de l'Infrastructure

I.3.1.1. Les fondations

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

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

I.3.1.2. Les appuis

Il existe deux types d'appuis : les appuis de rive ou culées (culées noyées ou culées massives) et les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles).

Les piles et les culées dépendent de deux éléments qu'elles unissent : le sol et le tablier. Elles doivent : donc être conçues au mieux, en tenant compte de ces facteurs.

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

I.3.2. Composition De La Superstructure

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

- **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 et les entretoises.

- **Entretoises**

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

Elles ont un double rôle : celui de 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.

On distingue les poutres latérales ou poutre de rive ou, encore, poutres principales et les poutres sous chaussée, poutres sensiblement identiques, réparties de façon uniforme sous le tablier.

- **Les accessoires de la superstructure**

Ils sont constitués 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 :

La chaussée, Les gargouilles, Les trottoirs, Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité), Les corniches, Les joints de chaussée, Les lampadaires...

I.4. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

I.4. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

I.4.1. Comment se Pose le Problème du Choix ?

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux à toutes les exigences.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages envisageables.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront par la suite l'objet d'études approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience du concepteur.

I.4.2. Récapitulation Des Types D'ouvrages Actuels

Dans ce qui suit, la récapitulation des types d'ouvrages est faite d'après la portée principale, parce que c'est le paramètre le plus simple et l'un des plus importants. Pour simplifier l'exposé, on a distingué les ponts à une seule travée et les ponts à plusieurs travées, étant bien entendu que les deux solutions peuvent quelquefois être envisagées pour un même franchissement.

Ne sont pas cités dans cette énumération les types d'ouvrages très spéciaux ni certaines solutions en cours d'expérimentation.

I.4.3. Les Ponts A Une Seule Travée

I.4.3.1. Petits ouvrages hydrauliques d'ouverture inférieure à 8 m

- Si l'ouvrage est situé sous un fort remblai, la meilleure solution est le ponceau en plein cintre.
- Si le remblai est de hauteur moyenne, on peut aussi utiliser les aqueducs métalliques préfabriqués. Cette solution est intéressante surtout lorsque le terrain de fondation est mauvais.
- Si la hauteur de remblai est faible ou nulle, la solution normale est celle des cadres et portiques.

L'ouverture de ces ouvrages est à fixer en fonction du débit de crue de la rivière.

I.4.3.2. Pour les portées inférieures à une quinzaine de mètres

- Si l'ouvrage est situé sous remblai, adopter un ponceau voûté en plein cintre.
- S'il y'a peu de remblai, la solution très largement utilisée est celle du pont-cadre en béton armé. C'est une structure très simple, en forme de cadre rectangulaire reposant sur la dalle inférieure et complétée par des murs en aile ou en retour également standardisé.
- S'il s'agit de remplacer un tablier sur des culées existantes, ou si le biais est trop fort pour qu'on puisse envisager un cadre, la solution la plus simple est celle de la dalle en BA.

I.4.3.3. Pour les portées allant d'une dizaine à une vingtaine de mètres

La solution la plus courante est celles des portiques en béton armé. C'est un pont à béquilles verticales, qui exerce une poussée sur ses appuis et qui est soumis aux poussées latérales des terres.

I.4.3.4. Pour les portées de 20 à 50 m

Sauf dans des cas très spéciaux où la nécessité de limiter au maximum le poids et l'épaisseur du tablier conduit à une solution métallique, le type d'ouvrage qui s'impose dans cette gamme de portées est la travée indépendante à poutres en béton précontraint.

I.4.3.5. Pour les portées de 50 à 100 m

C'est le domaine des travées indépendantes en acier. Pour des raisons d'aspect, on emploie de préférence des tabliers à âme pleine sous chaussée, constitués soit de poutres parallèles, soit de caissons, suivant la portée et l'élancement. Dans les ponts actuels les couvertures sont très largement des dalles participantes ou des dalles orthotropes.

I.4.3.6. Pour les portées de plus 100 m

C'est seulement dans des cas exceptionnels qu'on franchit une portée de plus de 100 m avec une seule travée. Les types de ponts adoptés dans ce cas sont entrés autres :

- Les ponts à travée indépendante en acier à poutres latérales triangulées et tablier inférieur.
- Les ponts à béquilles obliques en acier.
- Les ponts à béquilles obliques en béton précontraint.
- Les arcs en béton armé et les arcs en acier.

I.4.4. Les Ponts A Plusieurs Travées**I.4.4.1. Pour les portées ne dépassant pas une vingtaine de mètres**

La solution la plus courante est celle des ponts-dalles continus :

- En béton armé, lorsque la portée déterminante est inférieure à 15 m et lorsqu'il n'est pas nécessaire de réduire au maximum l'épaisseur du tablier.
- En béton précontraint pour des portées déterminantes de 15 à 21 m.

I.4.4.2. Pour les portées de 20 à 50 m environ

Plusieurs solutions sont possibles :

- Les dalles à grands encorbellements, ou les dalles élégies pour des portées de 23 à 40 m environ. Dès que la portée dépasse 25 m, il est généralement préférable de donner à la dalle une épaisseur variable. Ces types de ponts sont souvent employés comme passages supérieurs à trois travées.
- Le pont à béquilles en béton précontraint qui peut être considéré comme un ouvrage à trois travées.
- Le pont mixte à poutrelles métalliques continues et dalle participante, utilisé pour franchir une route ou une autoroute sans appui sur le terreplein central.
- Les ponts à poutres en béton précontraint, de différentes sortes : soit poutres préfabriquées, soit à poutres continues coulées sur cintre, soit à poutres construites par poussage.

I.4.4.3. Pour les portées de 50 à 300 m environ

Les deux types d'ouvrages les plus utilisés sont les ponts à poutres précontraints construits en encorbellement et les poutres continues en acier :

- Les ponts en béton précontraint construits en encorbellement ont en général une portée principale comprise entre 70 et 100 m.
- Les poutres continues en acier ont été employées dans une gamme très étendue de portées, depuis une trentaine de mètres jusqu'à plusieurs centaines de mètres.

I.4.4.4. Pour les portées de plus de 300 m

C'était autrefois le domaine des ponts suspendus. On trouve maintenant à la fois des ponts suspendus et des à haubans. La frontière entre les deux n'est pas nette. Le grand intérêt des ponts à haubans est qu'ils ne nécessitent pas de massif d'ancrage mais lorsqu'il est possible de fixer les câbles dans le rocher, le pont suspendu peut reprendre l'avantage.

I.5. LES PONTS MIXTES

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structuraux en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

Les ouvrages composés uniquement de béton armé ou précontraint, malgré l'acier qu'ils possèdent, ne sont pas considérés comme des ponts mixtes.

I.5.1. Les Types De Ponts Mixtes

On choisit le type selon la portée de pont :

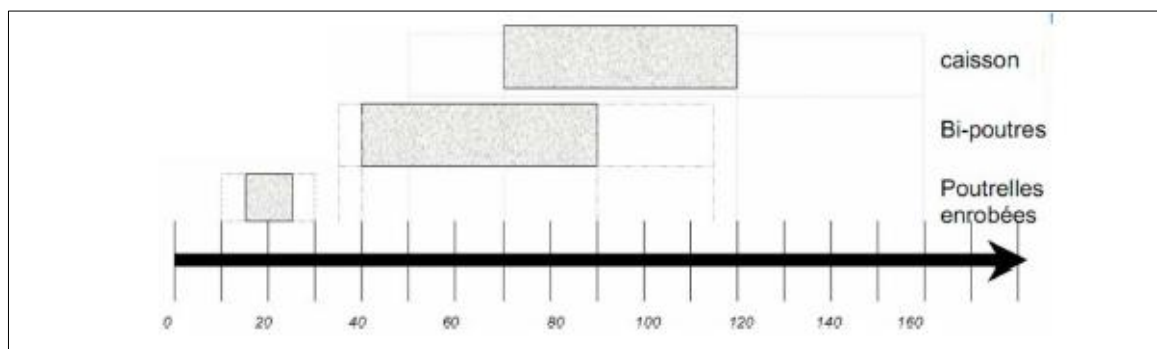


Figure I.1 : Choix de type de pont mixte selon la portée.

I.5.1.1. Ponts mixtes de type bipoutres

Les ponts mixtes bipoutres sont les ponts standards. C'est ce type de pont que l'on rencontre le plus souvent car ils ont une construction facile et fiable. Pour les ponts mixtes bipoutres, les portées sont inférieures à 100 - 120 m.



Figure I.2 : Pont mixte bipoutre.

I.5.1.2. Ponts mixtes en caisson

Les ouvrages mixtes de type caisson sont beaucoup plus rares que les ouvrages à poutres. En effet, ils sont plus complexes et donc plus coûteux à réaliser et à entretenir. Toutefois ils peuvent être adoptés pour des considérations esthétiques ou par rapport à l'espace disponible pour la réalisation des appuis.

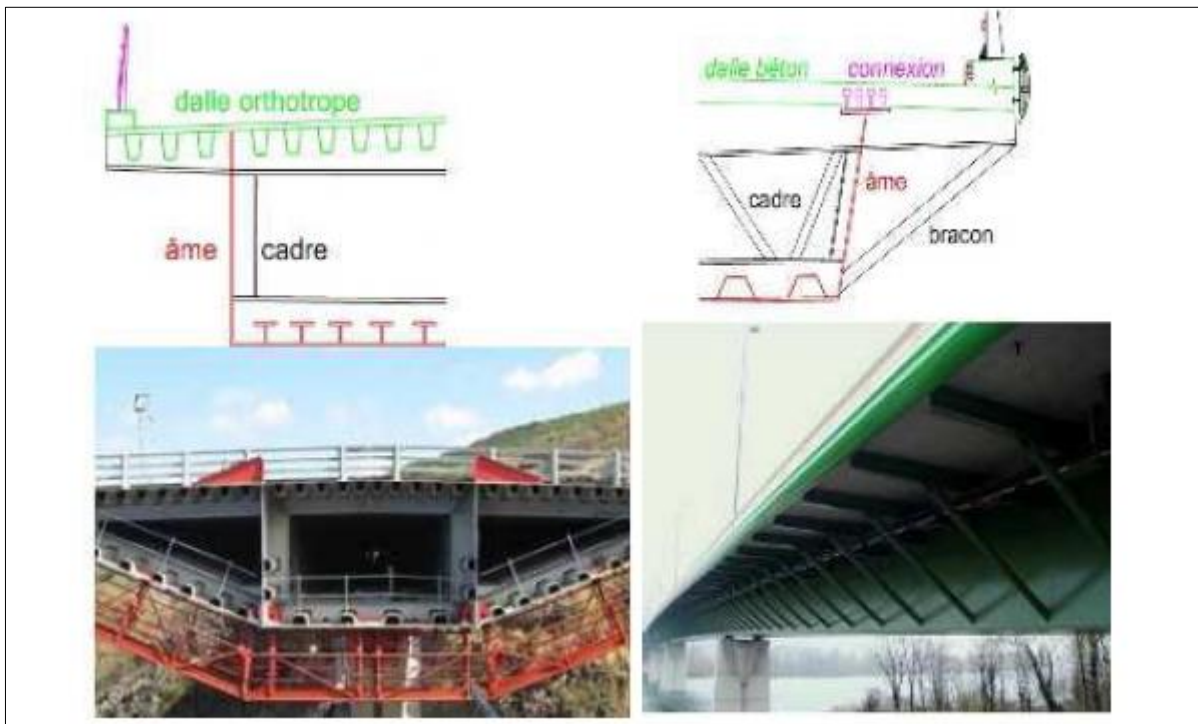


Figure I.3 : Pont mixte en caisson.

I.5.1.3. Pont mixte de type poutrelles enrobées

Le tablier de ce pont est constitué de poutres en acier laminées partiellement ou totalement enrobées.

L'avantage de ce dimensionnement est de ne pas faire appel à un étaieement provisoire durant sa mise en œuvre, ce qui est très intéressant lorsqu'il est difficile d'interrompre les voies de circulation comme les voies ferrées. Un autre avantage est la robustesse élevée de ce type de structures. Les grandes quantités d'acier et de béton, nécessaires pour sa construction, n'en font pas une solution optimisée sur le plan économique et environnemental.

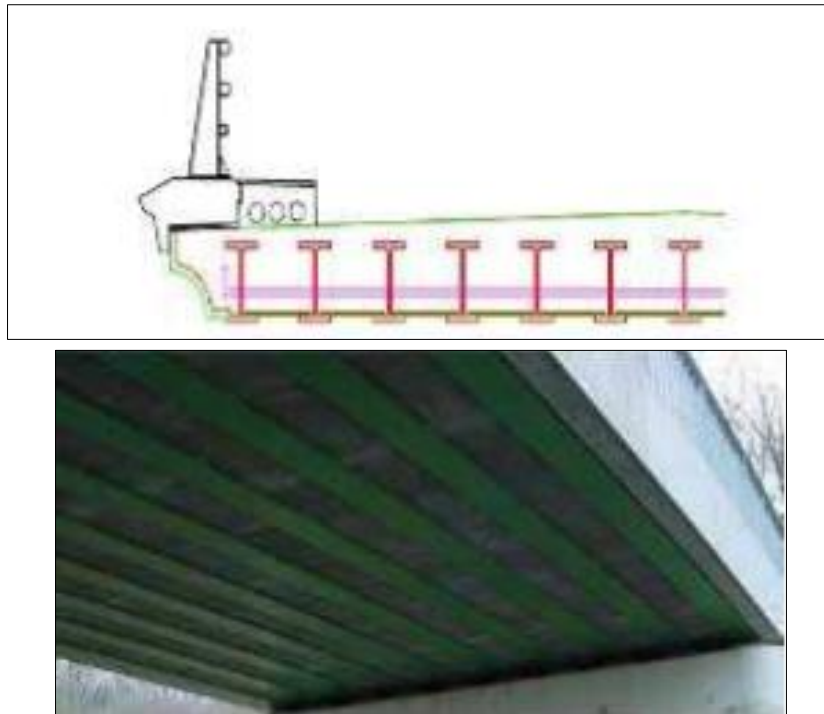
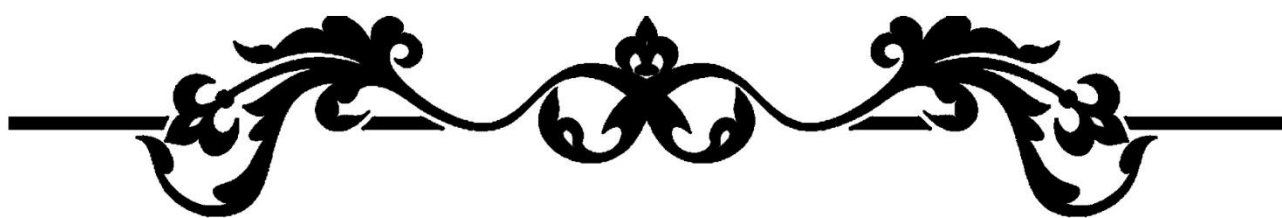


Figure I.4 : Pont mixte de type poutrelles enrobées.

I.6. Conclusion

Après avoir une idée sur les portées, les avantages et les inconvénients de chaque type de pont, en mettant l'accent sur les ponts mixtes, et avant de commencer la conception des variantes pour notre projet, on présente ce dernier d'abord dans le chapitre qui suit.



Chapitre II

PRESENTATION DU PROJET



II.1. INTRODUCTION

Pour bien atteindre ses objectifs de franchissement et de service, la conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences fonctionnelles (données de tracé routier) et naturelles (données de son environnement) et les concilier avec celles du maître de l'ouvrage.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Situation du Projet

Le présent mémoire concerne le projet de l'ouvrage d'art OA23/3, situé au PK23+800 de la pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda à l'autoroute est-ouest sur 31 km en 2x2 Voies. L'ouvrage d'art assure le franchissement d'Oued Safsaf.



Figure II.1 : Plan général de la Pénétrante.

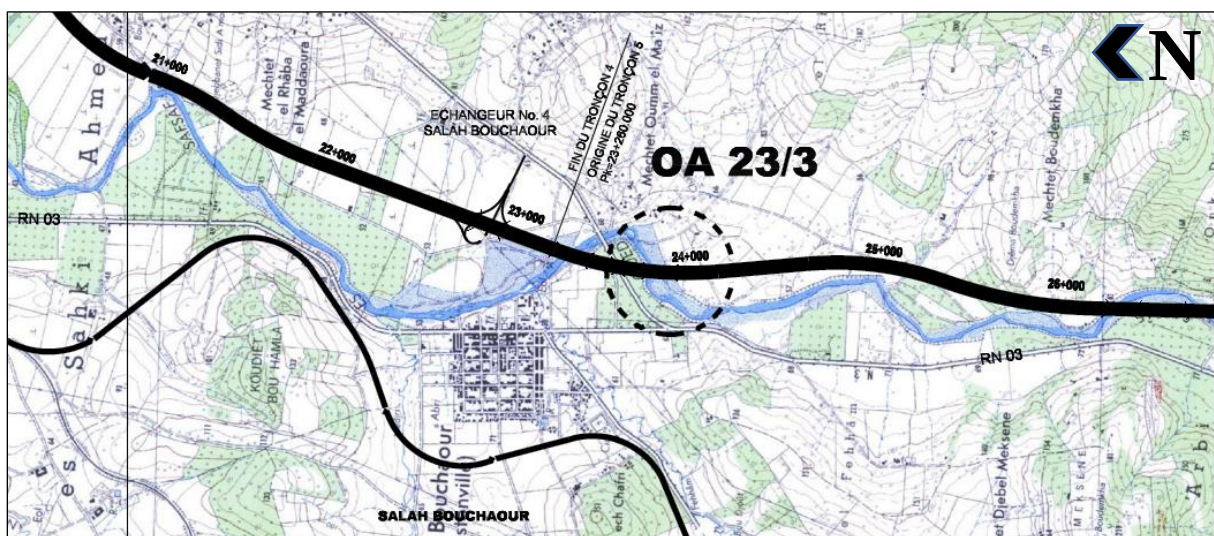


Figure II.2 : Implantation du projet sur la carte d'état-major.



Figure II.3 : Situation du projet [Google Earth].

II.2.2. Objectif du Projet

L'objectif principal du pont, faisant objet de mon projet de fin d'études, est de franchir l'obstacle envisagé. Mais il répond aussi aux objectifs de la pénétrante, qui sont :

- Relier le Port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest.
- Assurer un aménagement équilibré et rationnel de territoire.
- Modernisation et élargissement de la chaussée et assurer une bonne fluidité du trafic.
- Répondre à la demande du trafic et aux besoins en matière de transport.
- Gain du temps, de sécurité et du confort pour les usagers.
- Créer un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement.

II.2.3. Obstacles à Franchir

L'ouvrage d'art fait la traversée d'une partie de la plaine alluviale de l'Oued Safsaf. La section de traversée présente des rives pratiquement symétriques et une zone centrale aplatie de l'ordre de 130 m de largeur. Il convient de souligner que la rive gauche est légèrement plus élevée que la rive opposée.



Figure II.4 : Vue panoramique du site traversé.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les Données Fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Du PK 23+260 au PK 24+155 : Arc de rayon $R = 2000$ m et de longueur $L = 670$ m.

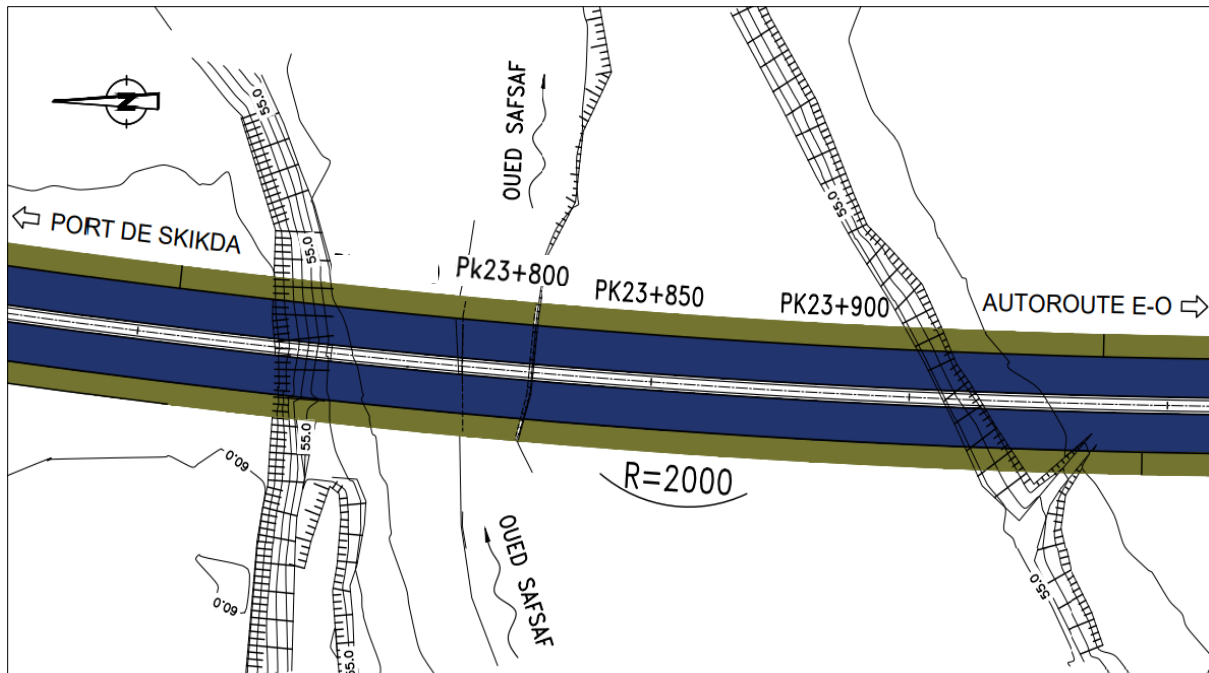


Figure II.5 : Tracé en plan.

II.3.1.2. Profil en long

L'axe de roulement présente :

- De PK 23+580 au PK 23+930 : Un rayon parabolique $R = 35\,000$ m et $L = 3\,350$ m.

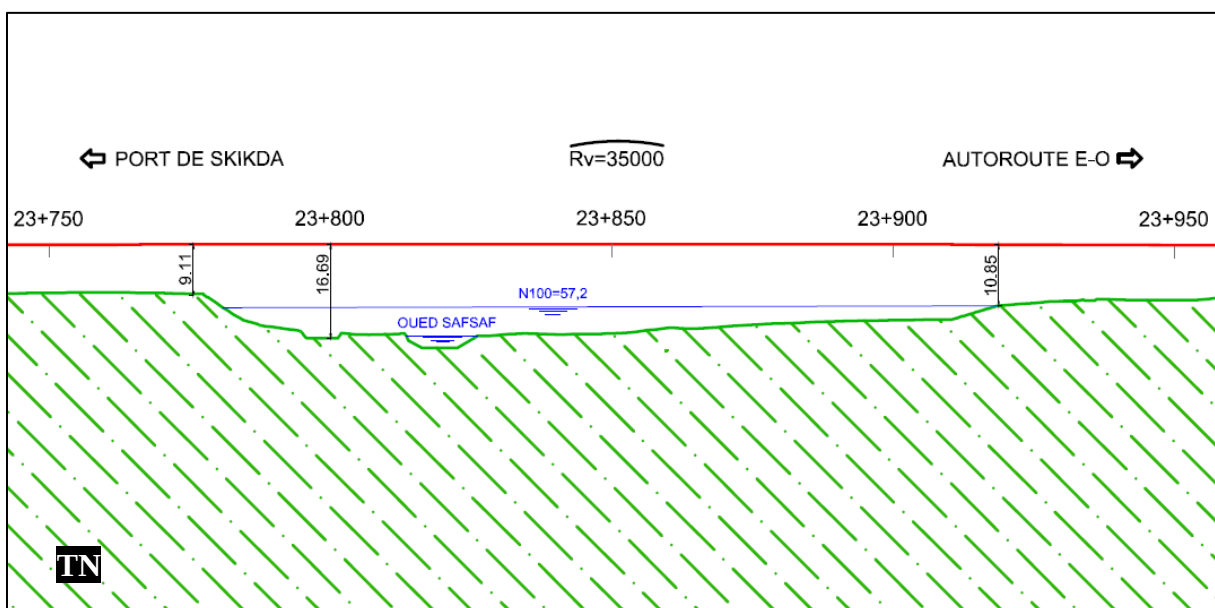


Figure II.6 : Profil en long.

II.3.1.3. Profil en travers

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

- Deux (2) tabliers de 11.25 m de largeur chacun.
- Deux (2) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacune.
- Un (1) voie d'urgence de 2.25 m.
- Une (1) surlargeur de 0.5 m.
- Deux (2) barrières de 0.75 m.
- Un dévers de 2.5%.

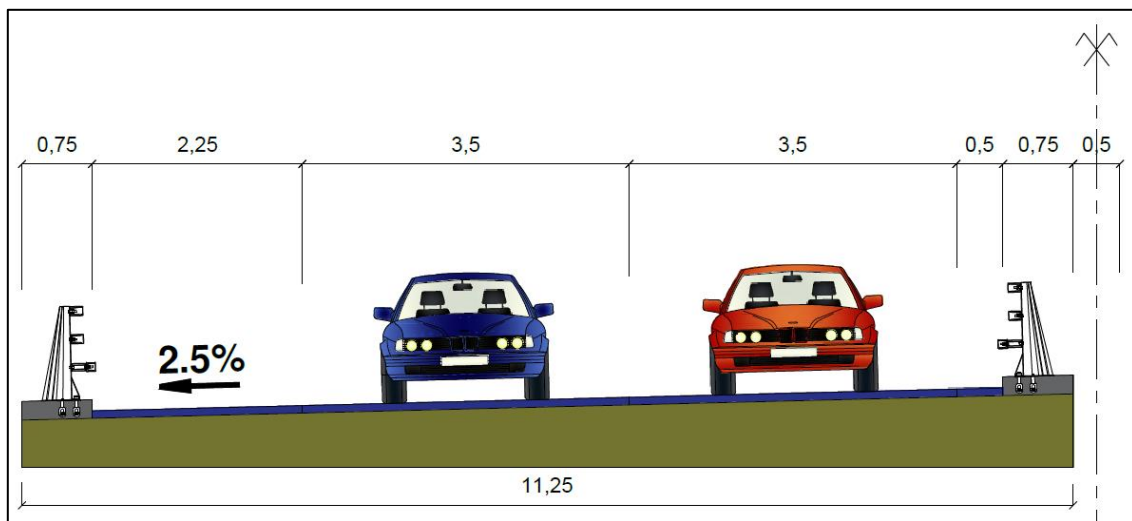


Figure II.7 : Profil en travers.

II.3.2. Les Données Naturelles

II.3.2.1. Topographie

D'après le levé topographique et les photos satellitaires, on trouve que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

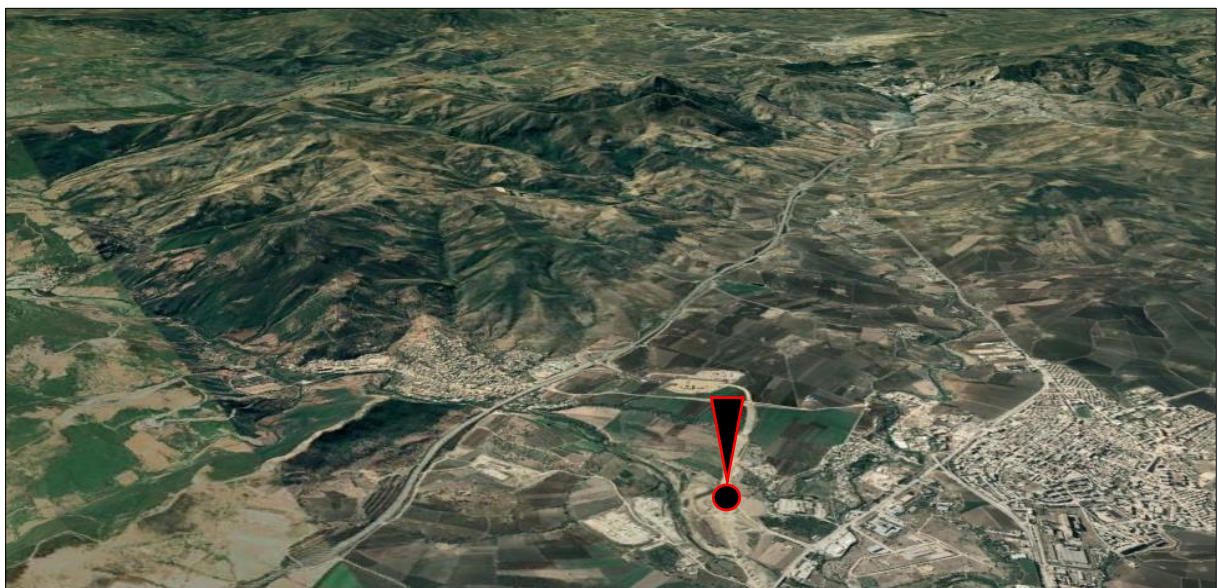


Figure II.8 : La zone de projet [Google Earth].

II.3.2.2. Sismicité du site

L'analyse de la sismicité (période entre 1860 et 2011), de la région de Skikda montre trois zones actives : La région d'El Harouche, Le golfe et la plaine de Skikda et La transversale Skikda-Constantine.

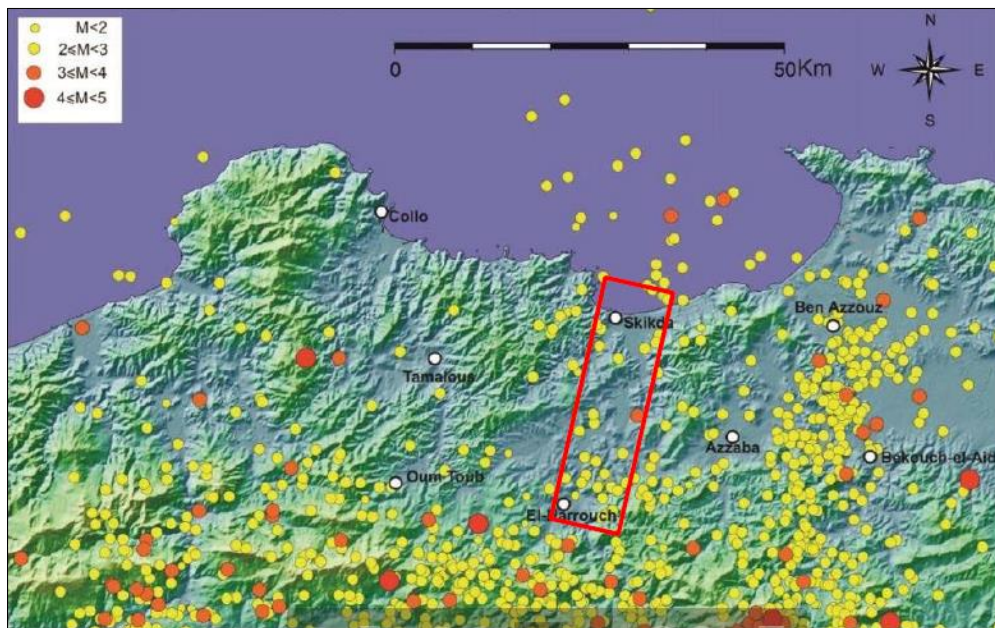


Figure II.9 : Sismicité de la wilaya de Skikda (1860-2011).

L'ouvrage d'art est situé sur oued Safsaf dans la wilaya de Skikda, selon RPOA 2008 on peut tirer les informations suivantes :

- C'est une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

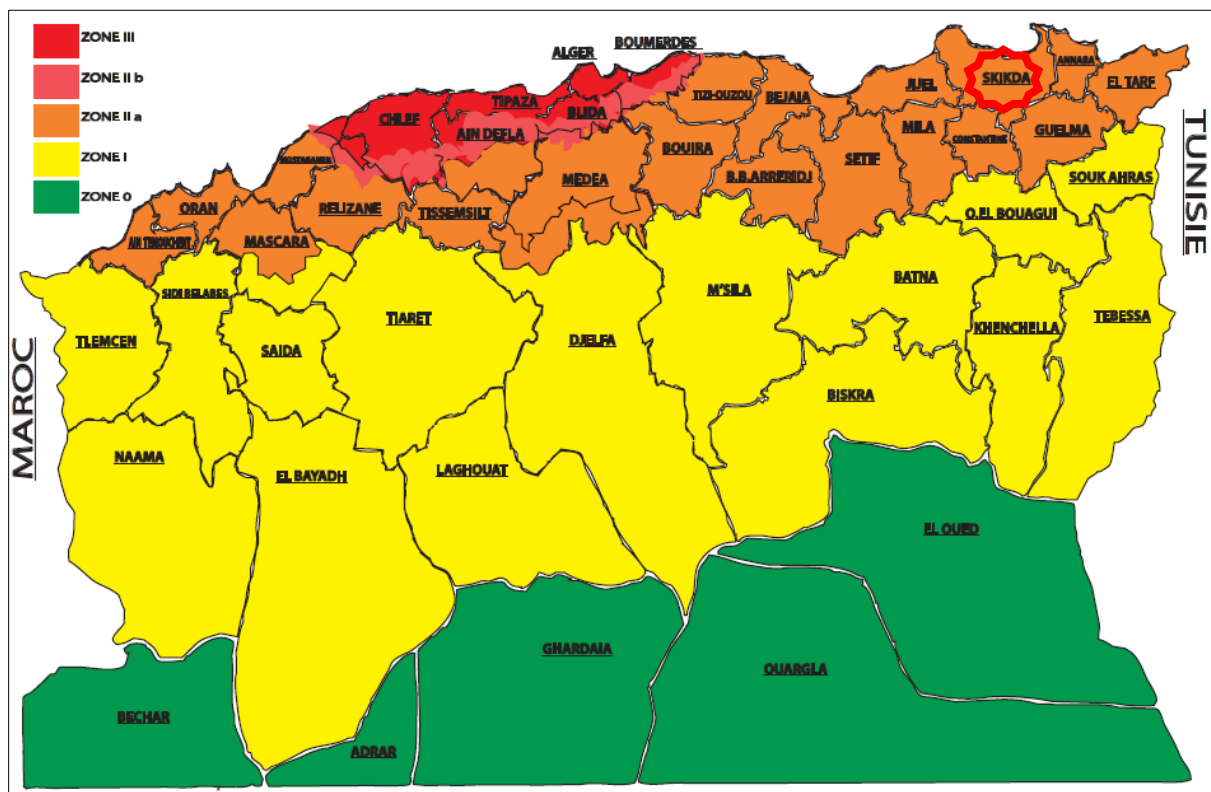


Figure II.10 : Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008].

- L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important).
- Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A = 0.20$ d'après le tableau de RPOA 2008 (Tableau I.1).

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

Tableau II.1 : Coefficient d'accélération de zone A [RPOA 2008].

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

II.3.2.3. Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

- Skikda, durant la saison d'été, a une moyenne de 36°C la journée et 22°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 16°C la journée et 7°C la nuit.

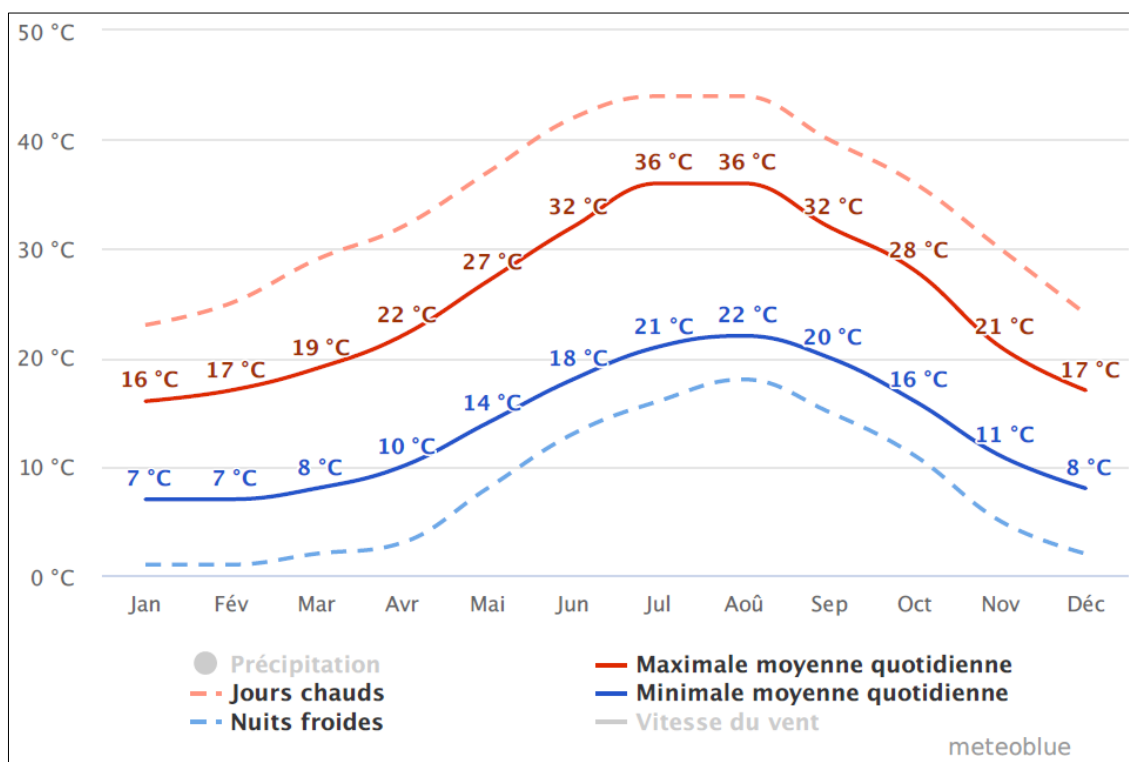


Figure II.11 : Températures de Skikda [meteoblue.com].

II.3.2.4. Vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixes par le RCPR a une surcharge répartie de :

- $2,00 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en service.
- $1,25 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

II.3.2.5. Hydrologique

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

En générale, le bassin versant du Safsaf peut être divisé en deux : le bassin supérieur correspondant à l'Oued Bouadje et Khemakhem jusqu'à leur jonction au barrage des Zardézas et le bassin inférieur qui coïncide avec l'aval du barrage des Zardézas où sera implanté l'autoroute.

Les plus importantes caractéristiques du bassin versant de l'OA23/3, correspondante au franchissement de l'Oued Safsaf (Figure I.11) sont les suivants :

- Surface : 575 Km².
- Périmètre : 114.9 Km.
- Altitude maximale : 1160 m.
- Altitude minimale : 52.7 m.
- Altitude moyenne : 606.4 m.
- Longueur du cours d'eau principal : 45.63 Km.
- Pente moyenne : 0.024.

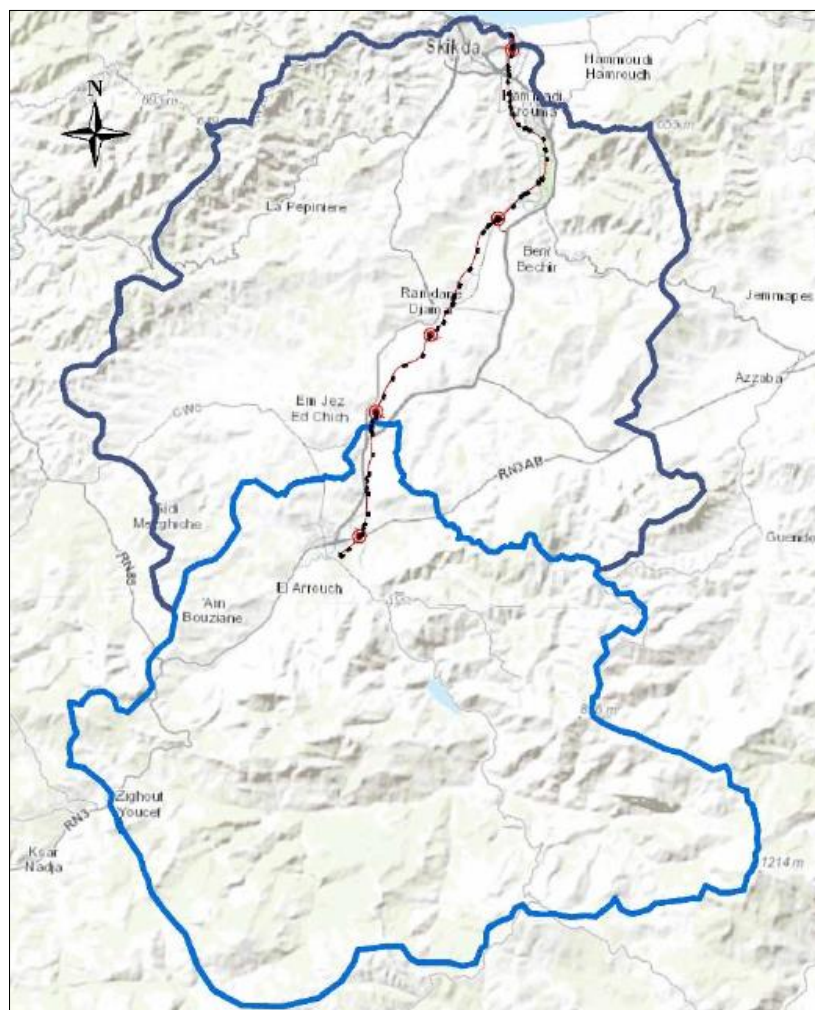


Figure II.12 : Bassin versant d'Oued Safsaf et bassin défini par l'OA23/3.

II.3.3. Hydraulique

Pour la crue de l'Oued Safsaf avec une période de retour de $T=100$ ans ($Q_{100}=1\,021\text{ m}^3/\text{s}$) et, complémentirement, est analysé son fonctionnement hydraulique pour la crue avec une période de retour de $T=500$ ans ($Q_{500}=1\,377\text{ m}^3/\text{s}$).

- Pour le débit centennal $1\,021\text{ m}^3/\text{s}$, le niveau d'eau en amont de l'OA23/3 est de 57.2 m et le tirant d'air est de 7.8 m (64.95-57.2), valeur assez supérieure à la valeur minimale de 1.0 m.
- Pour le débit de $1\,377\text{ m}^3/\text{s}$, correspondant au passage d'une crue avec une période de retour de cinq cents ans, le niveau d'eau en amont de l'OA23/3 (section 150) est de 58.2 m et le tirant d'air est de 6.8 m (64.95-58.2), valeur assez supérieure à la valeur minimale recommandée de 1.0 m.

II.3.4. Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques, et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement...).

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

II.3.4.1. Essais in situ

Sur le site, le groupement COBA/LCW a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :

- Quatre (04) sondages carottés (SOA 23/3-1 à SOA 23/3-4). Les sondages ont été accompagnés par l'exécution d'essais SPT et le prélèvement d'échantillons intacts.
- Deux (02) sondages pressiométriques ont été réalisés, avec le but d'évaluer les caractéristiques de déformabilité des terrains ainsi que leur pression limite.

Tableau II.2 : Analyse des résultats obtenus dans les sondages SPT réalisés.

Formation géologique	Prof. d'occurrence (m)	Description géologique	N coups à l'essai SPT	Degré d'altération (W)	Degré d'fracturation (F)	Réc (%) / RQD (%)
a(s)	0-3,0	Alluvions de l'Oued : limon argilo-sableux et sable fin à moyen, peu limoneux	-	-	-	-
a(g)	0-3,0 à 4,5-14,5	Alluvions de l'Oued : sables, graves et galets de différentes tailles	24 à > 50	-	-	
NN(a)	>4,5-14,5	Substratum numidien d'argilite grisâtre avec la présence de passages centimétriques de grès	> 50	4-5	4-5	50-95 / 0-15
NN(g)	>7,0-9,2	Substratum numidien : grès à grains fins à grossiers, blanchâtres, avec des passages d'argilite altérée	> 50	4 à 3	4-5 à 3	65-95 / 0-60

- Dix (10) essais SPT (Standard Pénétration Test), cinq essais au niveau de chaque sondage.

Tableau II.3 : Résultats des essais pressiométriques.

Sondage	Prof (m)	Formation géologique	Description géologique	Pression limite PL (MPa)	Module pressiométrique EM (MPa)	EM /PL
POA23/3-1	0,0-2,0	a(s) (ZG3a)	Alluvions de l'Oued : sable fin argilo-limoneux, à cailloux occasionnels, bruns	1,1	19,1	18,2
	2,0-4,5	a(g) (ZG3b)	Alluvions de l'Oued : sables, graves et galets	1,2-1,3	19,0 - 41,5	14,5 – 32,6
	4,5-24,0	NN(a) (ZG2)	Substratum numidien d'argile de couleur grisâtre	1,3 - 3,7	31,0 – 336,0	13,9 – 91,1
POA23/3-2	0,0-10,5	a(g) (ZG3b)	Alluvions de l'Oued : sables, graves et galets	0,7 – 1,5	16,2 - 38,7	15,1 – 30,0
	10,5-24,0	NN(a) (ZG2)	Substratum numidien d'argile de couleur grisâtre	1,3 - 3,2	33,2-193,0	10,7-61,2

II.3.4.2. Essais de laboratoire

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, en particulier :

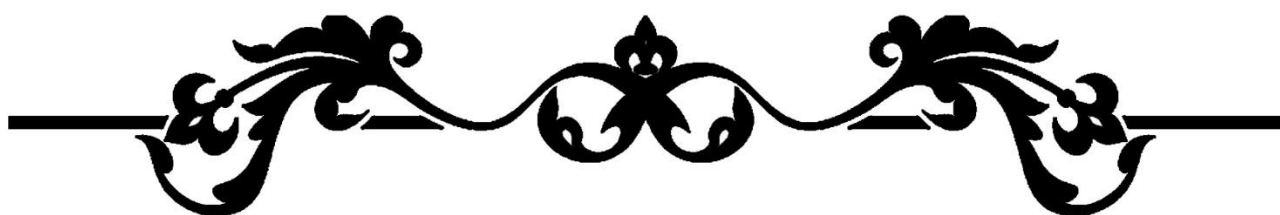
- Analyse Granulo-Sédimentométrique.
- Paramètres Physiques (densité humide γ_h (t/m³), densité sèche γ_d (t/m³) ...).
- Essais Mécaniques (Angle de frottement interne effectif/total, module de déformabilité, coefficient de Poisson).

Tableau II.4 : Paramètres géotechniques et classification de sol.

Zone géotechnique		N _{SPT}	P _L (MPa)	γ (KN/m ³)	Classe de Sol [RPOA 2008]		c'/c (KPa)	ϕ'/ϕ (°)	E (MPa)	v
ZG3	a	R ₍₂₀₎	1,1	17	A (sables, graves)	S4	<5 / -	26-28 / -	10-14	0,30
	b	R ₍₂₀₋₃₀₎	0,7-1,5 (1,2)	19-20	B (sables, graves)	S3	- / -	30-35 / -	20-35	0,30
ZG2		Refus	1,3-3,7 (2,5)	20	B (Marnes)	S2	10-20/ -	24-26 / -	16-38	0,30
ZG1		Refus	> 2,5	23	A (Roches)		- / 380	- / 34	≥430	0,28

II.4. CONCLUSION

La récolte des données relatives à l'ouvrage (données naturelles et fonctionnelles) et au site d'implantation est une étape primordiale avant d'entamer l'étude d'un pont. Cette description sommaire est en partie basée sur les documents donnés par l'organisme d'accueil de stage.



Chapitre III
CONCEPTION ET
PRE-DIMENSIONNEMENT



III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Le pré-dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui le constituent, en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction.

III.2. LA PROBLMATIQUE ET CRITAIRES DU CHOIX

L'objectif est de déterminer la solution la plus économique respectant les contraintes imposées. Pour obtenir au meilleur choix, on doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

Les ponts sont classés selon des critères propres aux familles d'ouvrages. Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions. On distingue les classifications suivantes :

- Selon la fonction : rail, routier ou canal...
- Selon l'importance de l'ouvrage : courant, important ou stratégique...
- Selon le type des travées : indépendantes ou continues...
- Selon les matériaux constitutifs : bois, maçonnerie, béton armé, béton précontraint, métallique, câbles...
- Selon la structure : poutres, caisson, arc, suspendu, hauban ...
- Selon la durée de vie : provisoire, définitif...

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

- La destination de l'ouvrage : autoroute, chemin de fer, passerelle...
- L'importance de l'ouvrage : nombre de voies, catégorie...
- La topographie du site : obstacles, la portée, hauteur...
- Implantation possible des appuis...
- Les éléments géologiques et géotechniques : constitution du sol, stabilité, la nappe phréatique...

III.3. ETUDE DES VARIANTES

Les contraintes budgétaires ne nous permettent pas de converger vers un pont exceptionnel tel que : pont hauban ou suspendu. Alors, il reste de limiter notre choix sur les trois variantes suivantes :

- Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPPP).
- Pont mixte bipoutre continu avec une section à hauteur constante.
- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

III.3.1. Variante N° 01 : Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

III.3.1.1. Conception longitudinale

Le domaine d'emplois de telle structure correspond à des portées optimales de 30 à 40 m. On propose dans cette variante un pont de 5 travées isostatiques à poutres précontraintes de 37.4 m de longueur, avec une longueur totale de tablier de 187.8 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Notre tablier présente une largeur de 11.25 m, repose sur sept poutres de 1.8 m de hauteur, avec un espacement de 1.65 m entre elle, solidarisiées par une dalle de 20 cm d'épaisseur. Les dimensions sont présentées dans le tableau qui suit.

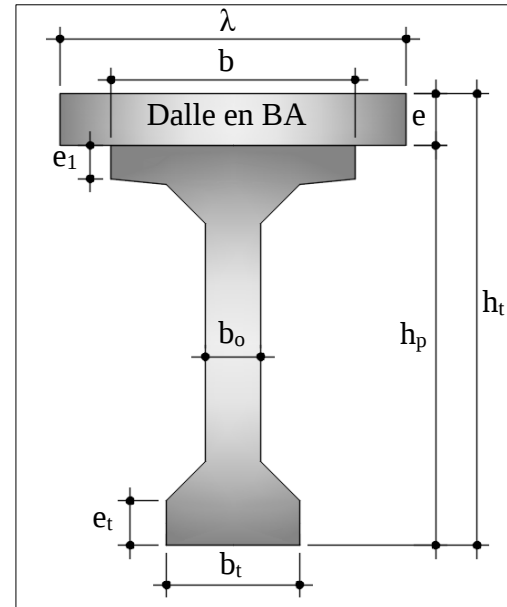


Figure III.1 : Notation des dimensions.

Tableau III.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement du tablier de la variante 1.

Élément	Ration usuel		Valeur retenue
Longueur totale de la poutre	30 - 40		37.40 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < h_t < L/17$		2.00 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$		0.20 m
Hauteur de la poutre	$h_p = h_t - e$		1.80 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$		1.65 m
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres		9.90 m
Nombre des poutres	$N = La / \lambda + 1$		7
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times h_p$		1.10 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$		15 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq b_t \leq 90 \text{ cm}$		60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$		15 cm
Épaisseur de l'âme b_o à mi- travée	$b_o \geq 3\phi_{\text{gaine de précontrainte}}$		25 cm
Épaisseur de l'âme b_o en zone d'about	$b_o \geq 30 \text{ cm}$ avec une surface suffisante pour les plaques d'ancrage		60 cm
Entretoise d'about	Épaisseur	25 à 30 cm	35 cm
	Hauteur	$h_p - 0.5 \text{ à } 0.8 \text{ m}$	140 cm

III.3.1.3. Conception des culées

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. On distingue cinq types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.
- Culées en terre armée.
- Culées contrepoids.

On opte pour une culée remblayée, qui est constitué par des murs ou voiles en béton armé :

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées [Guide SETRA].

Eléments		Mur garde grève			Mur de front			
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Largeur	
Dimension (m)	C1	2.20	0.50	11.25	6.53	1.70	11.25	
	C2	2.20	0.50	11.25	8.29	1.70	11.25	
Eléments		Mur en retour			Dalle de transition		Le corbeau	
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Longueur	Épaisseur	Section	Longueur
Dimension (m)	C1	8.73	0.50	8.00	4.00	0.30	0.28 m²	10.25
	C2	10.49	0.50	8.00	4.00	0.30	0.28 m²	10.25
Eléments		Semelles			Pieux			
Paramètres		Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur	
Dimension (m)	C1	6	11.65	2.00	1.20	4×2	Variable	
	C2	6	11.65	2.00	1.20	4×2	Variable	

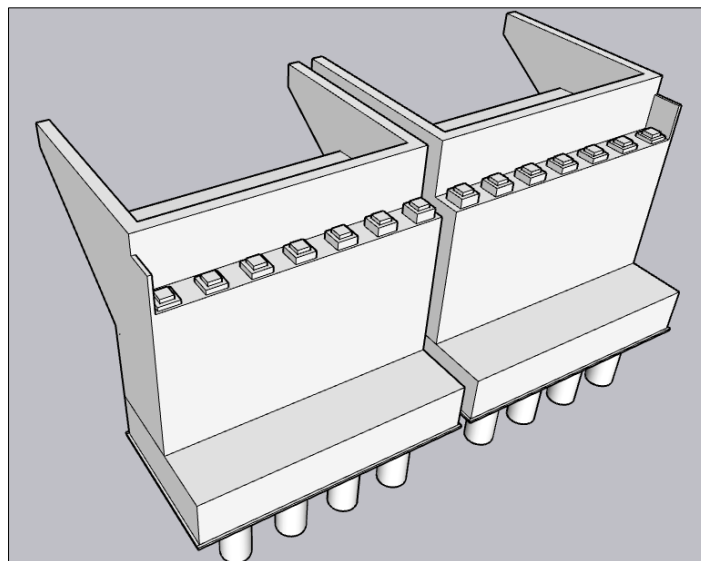


Figure III.2 : Présentation 3D des culées de la variante N°01.

III.3.1.4. Conception des piles

Les piles d'un pont, les appuis intermédiaires, sont destinées à transmettre les charges de la superstructure au sol support. Leur conception est en fonction de ; Mode de construction du tablier, la liaison tablier-pile, le type pont urbain ou rural, la hauteur de la brèche à franchir et le mode d'exécution des fondations. Pour la variante N°01, on choisit des piles de type colonnes comportant 3 fûts surmontés d'un chevêtre.

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles [Guide SETRA].

Eléments	Chevêtre			Fûts		
Paramètres	Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Hauteur
Dimensions (m)	3.00	11.25	1.50	1.60	3×1	8.77 à 13.25
Eléments	Semelles			Pieux		
Paramètres	Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimensions (m)	6.00	11.25	2.00	1.20	4×2	Variable

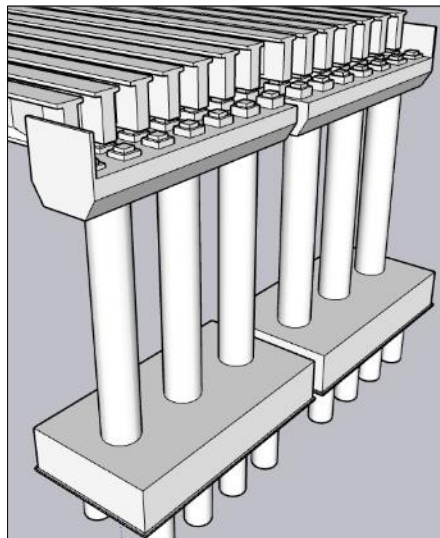


Figure III.3 : Présentation 3D des piles de la variante N°01.

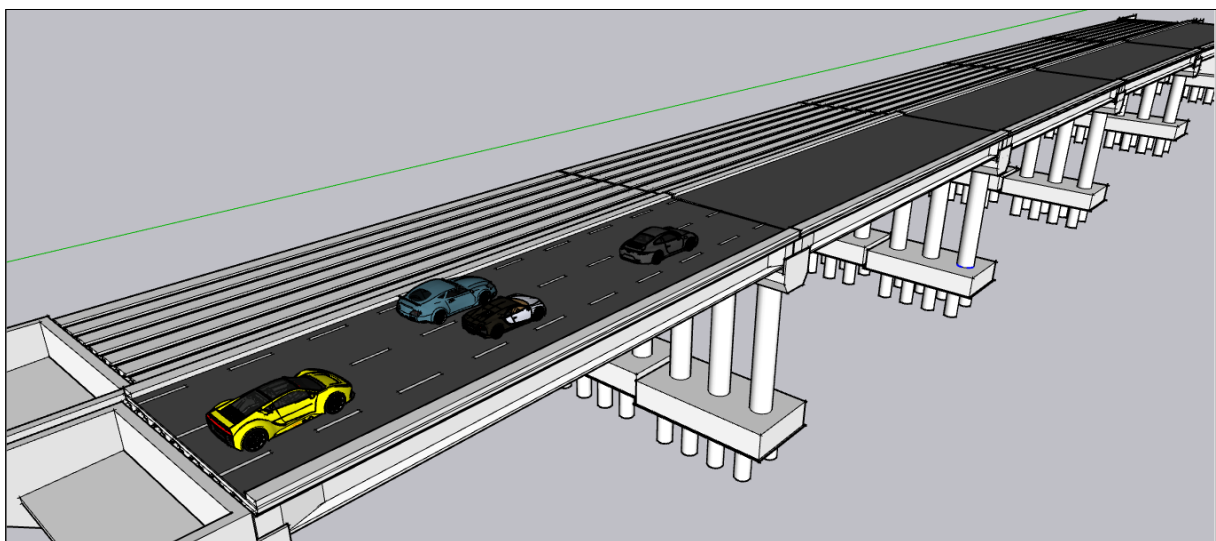
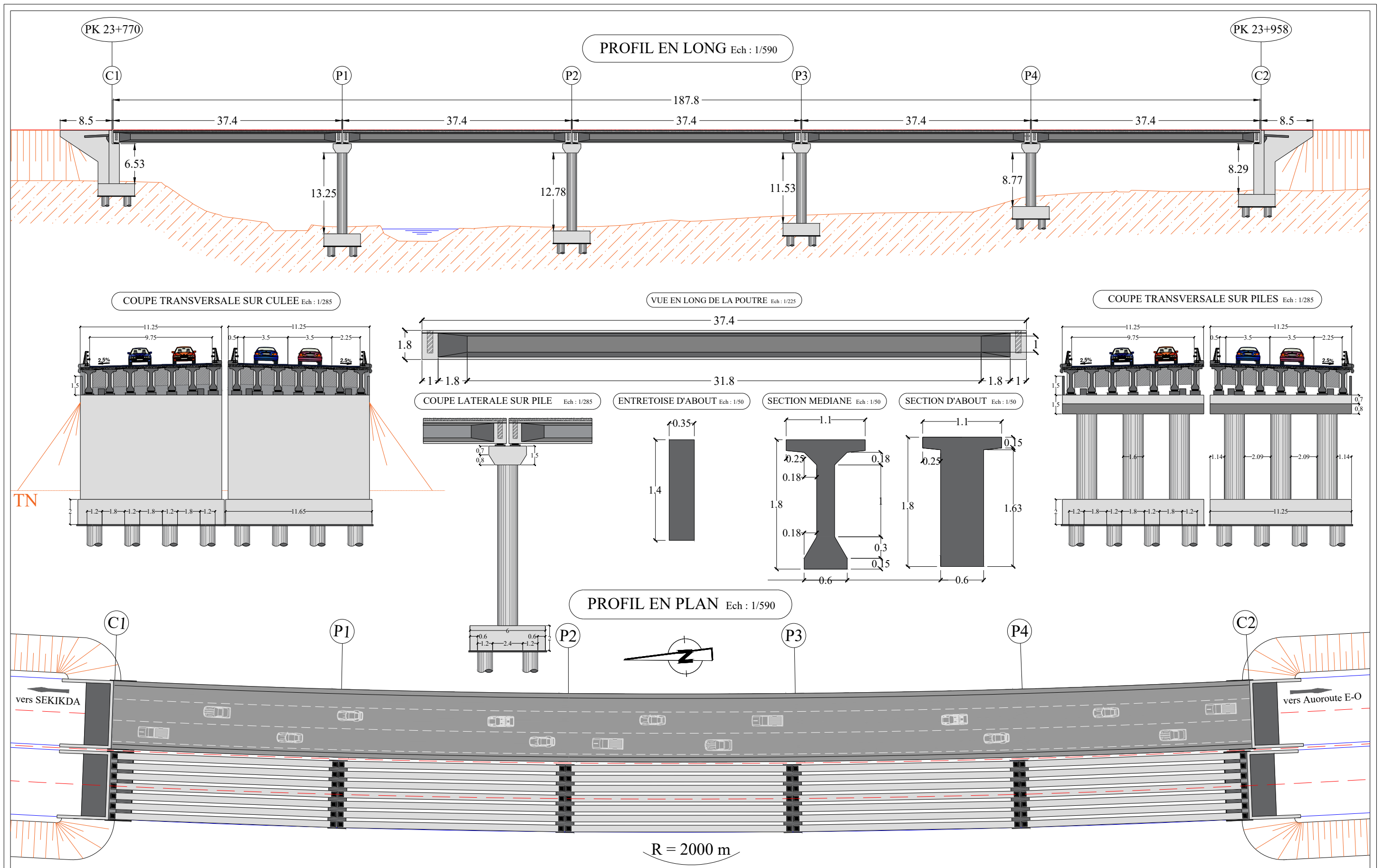


Figure III.4 : Présentation 3D de la variante N°01.



Réalisé par

BOUROUBA
Mohamed-nadjib

Projet Fin d'Etudes

Conception et étude d'un pont OA23.3 au pk23+800 de la pénétrante
autoroutière reliant le port de Skikda à l'autoroute Est-Ouest

Chapitre II

Coception et
Pré-dimensionnement

Variante N°01

Pont à poutres
précontraines VIPP

Page

22

III.3.2. Variante N° 02 : Pont Voussoirs en Béton Précontraint Construit par Encorbellements Successifs Coulé en Place

III.3.2.1. Description de la méthode

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans échafaudages au sol, sauf au voisinage des culées, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire, qui mesure 10 à 20 pour-cent de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65-70 m, le tablier le plus économique est, en général, de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible.

Au-delà de 65-70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

III.3.2.2. Conception longitudinale

- **Implantation des appuis**

On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur variable d'une (1) travée principale de 85 m et de deux (2) travées de rive de 57 m (67% de la travée principale).

Donc la longueur totale du pont égale à 199 m. Et en ajoutant 1 m à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 201 m en longueur.

- **Découpage des voussoirs**

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir :

Tableau III.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	10	2
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	3	1
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	4	36
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05L$	17	2

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 41$.

III.3.2.3. Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermée. Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

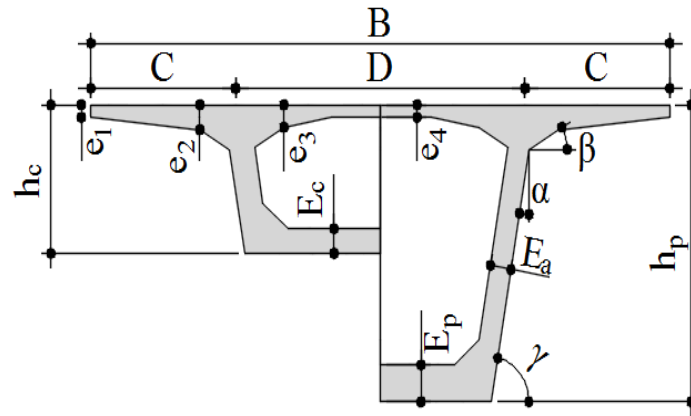


Figure III.5 : Notations des dimensions.

Tableau III.5 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	11.25 m
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	2.80 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	5.65 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	45 cm
	e_3	$e_3 = 10 + D/25$ Avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5 e_4$)	35 cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	30°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	40°
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	22.22% (10°)
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 26 + L/500$	45 cm
Loi de variation (parabolique)		$y(x) = y_P - 2(y_P - y_C) \cdot \left(\frac{x}{L}\right) + (y_P - y_C) \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	5.5 m
	A la clef	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	3.0 m
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	60 cm
	A la clef	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm

III.3.2.4. Conception des culées

Comme pour la variante précédente et même pour la variante qui suit, on opte pour une culée remblayée. Cependant, un espace doit être dégagé entre le tablier et le mur garde grève pour permettre la visite et l'entretien de l'about du tablier et même de l'intérieur des voussoirs. Cet espacement n'est possible que par la réalisation d'un corbeau avant. Les dimensions de ses éléments sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées [Guide SETRA].

Eléments		Mur garde grève			Mur de front		
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Largeur
Dimension (m)	C1	3.75	0.50	11.25	5.77	2.75	11.25
	C2	3.75	0.50	11.25	6.74	2.75	11.25
Eléments		Mur en retour			Dalle de transition		
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Longueur		Épaisseur
Dimension (m)	C1	9.52	0.50	8.00	4.00		0.30
	C2	10.49	0.50	8.00	4.00		0.30
Eléments		Le corbeau arrière			Le corbeau avant		
Paramètres		Section		Longueur	Section		Longueur
Dimension (m)	C1	0.28 m²		10.25	0.30 m²		10.25
	C2	0.28 m²		10.25	0.30 m²		10.25
Eléments		Semelles			Pieux		
Paramètres		Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimension (m)	C1	6.00	11.65	2.00	1.20	4×2	Variable
	C2	6.00	11.65	2.00	1.20	4×2	Variable

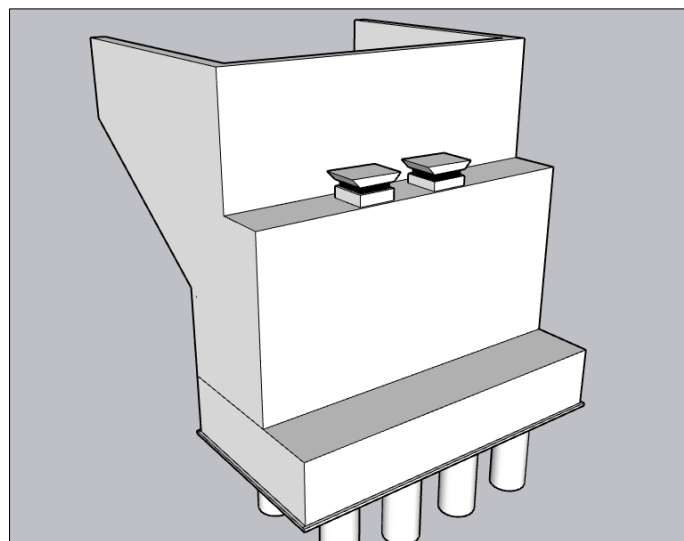


Figure III.6 : Présentation 3D de la culée de la variante N°02.

III.3.2.5. Conception des piles

Pour la variante N°02, on choisit des piles creuses (piles caissons), avec un chevêtre débordé transversalement pour s'adapter à la largeur du tablier, et longitudinalement pour accueillir en même temps les appareils d'appuis, les cales, les câbles de clouage et les vérins.

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles [Guide SETRA].

Eléments	Tête de pile (chevêtre)			Pile (section creuse)			
Paramètres	Largeur	Hauteur	Longueur	Longueur	Largeur	Epaisseur	Hauteur
Dimensions (m)	5	2	4.2	4.2	5	0.5	8.83 5.32
Eléments	Semelles			Pieux			
Paramètres	Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur	
Dimensions (m)	9.6	9.6	2.5	1.2	3×3	Variable	

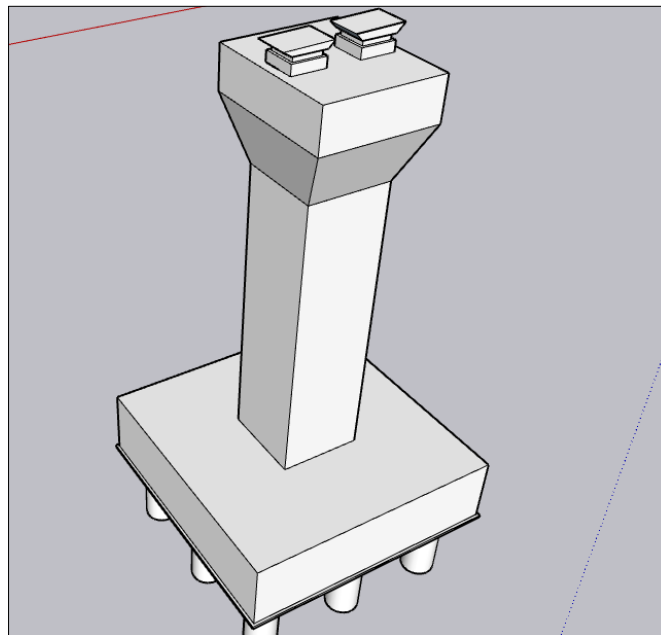


Figure III.7 : Présentation 3D de la pile de la variante N°02.

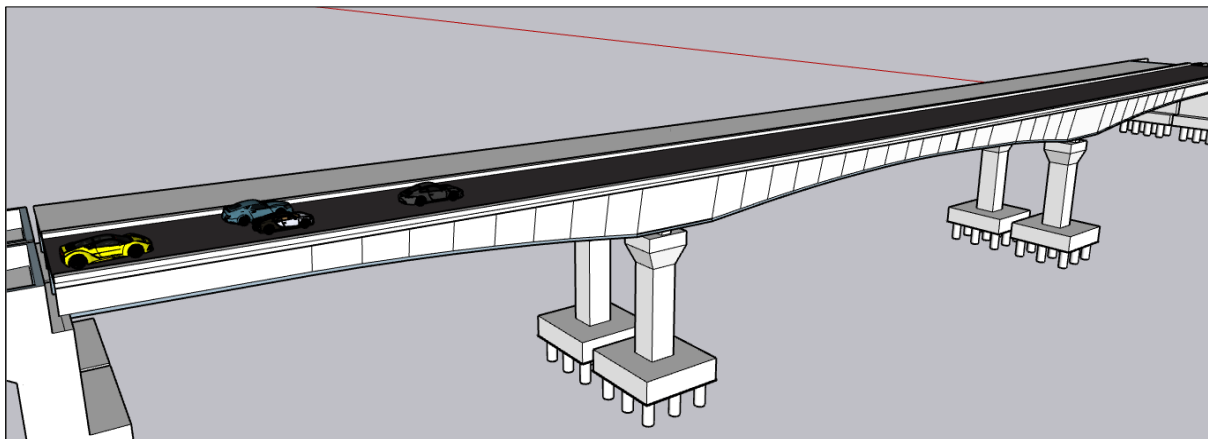
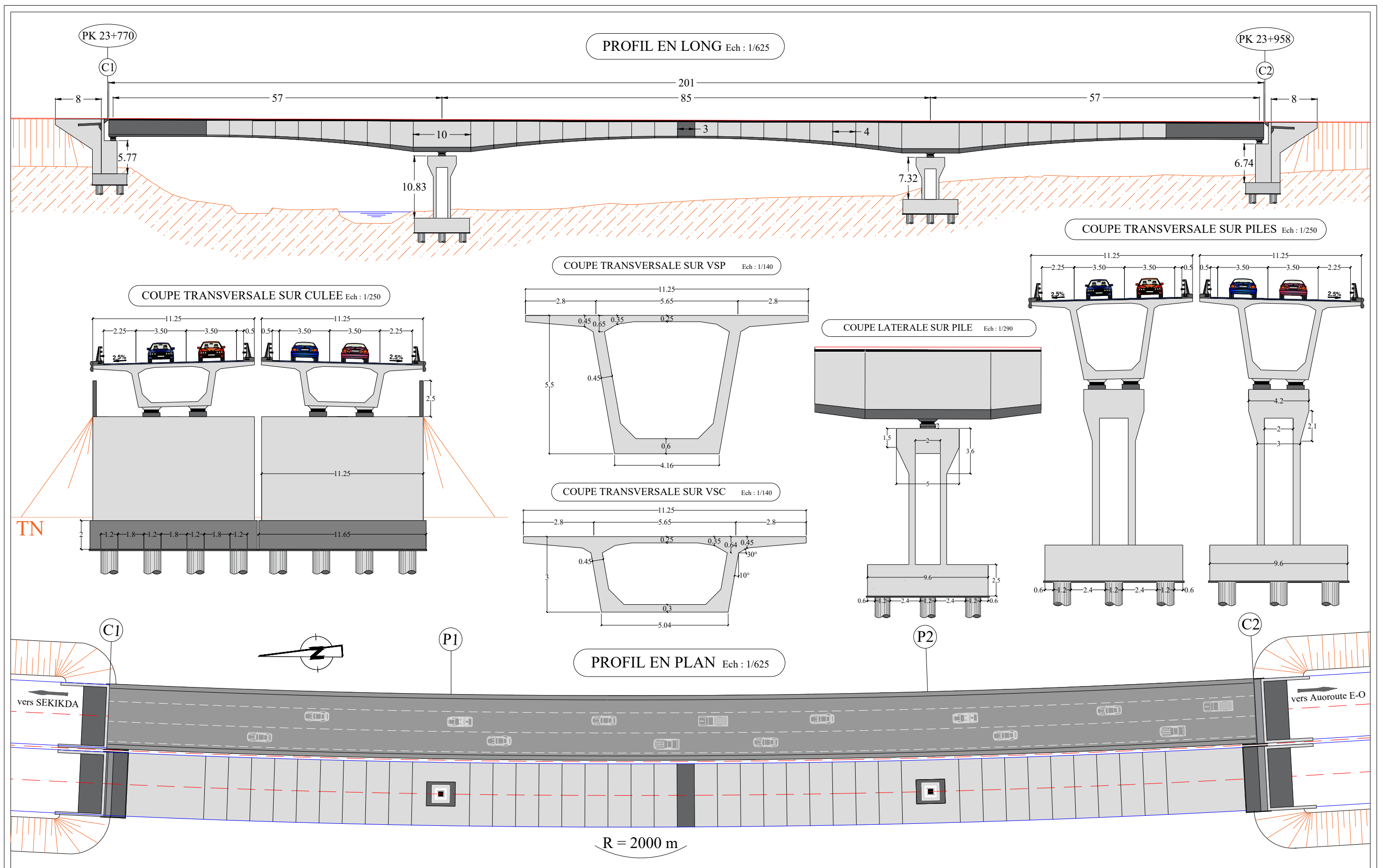


Figure III.8 : Présentation 3D de la variante N°02.



Réalisé par	Projet Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°02	Page	
BOUROUBA Mohamed-Nadjib	Conception et étude d'un pont OA23.3 au pk23+800 de la pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda a l'autoroute Est-Ouest	Coception et Pré-dimensionnement	Pont Voussoirs	27	

III.3.3. Variante N° 03 : Pont Mixte Bipoutre

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont construits par des profilés métalliques continus (travaillant à la flexion longitudinale) solidarisés par des entretoises (servant à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes. Les ponts mixtes en caissons sont plus adéquats aux ouvrages très élancés ou très courbés.

Les ponts mixtes multi-poutres sont utilisés lorsque l'ouvrage est très large et peu long. D'où la justification du choix de bipoutre, qui est aussi le plus économique.

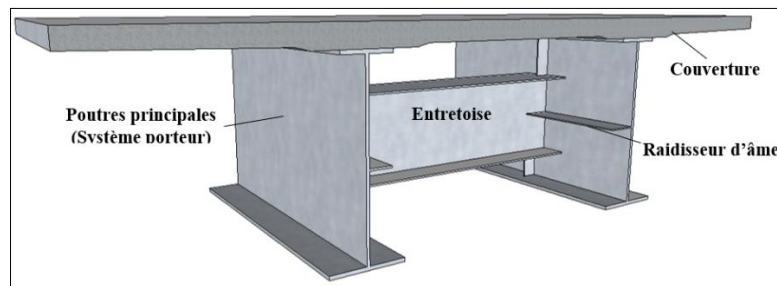


Figure III.9 : Système Bipoutre.

III.3.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 200 m. Donc on projette deux travées principales de 60 m (X) et deux travées de rives de 40 m (0.67X).

III.3.3.2. Conception transversale

Le tablier n'est pas très large (LT = 11.25 m), une solution consiste à appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des entretoises.

- Poutres principales et dalle en béton armé

Tableau III.8 : Prédimensionnement des deux poutres entretoisées [SETRA].

Elément	Ration usuel	Valeur
Entraxe des poutres	$L = \text{environ } 0.55 \text{ LT}$	6.25 m
Epaisseur de la dalle	$0.13 + \frac{(LT-L)}{26}$ au droit des poutres	0.30 m
	$0.12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier	0.25 m
Hauteur des poutres	$\text{Max} \left(\frac{X}{L} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0.45} ; 0.40 + \frac{X}{35} \right)$	2 200 mm
Largeur semelle inférieur	$\left(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0.92 + \frac{LT}{150} \right)$	1 100 mm
Largeur semelle supérieur	$B_{\text{inf}} - 0.1$ pour un tablier à 2 voies	1 000 mm

Tableau III.9 : La variation des épaisseurs de la poutre.

Position de la section	Tronçon	Semelle supérieure (mm)	Semelle inférieure (mm)	Âme (mm)
$0 \leq x \leq 20$	T1	40	50	20
$20 \leq x \leq 28$	T2	45	55	25
$28 \leq x \leq 52$	T3	50	60	30
$52 \leq x \leq 60$	T2	45	55	25
$60 \leq x \leq 80$	T1	40	50	20
$80 \leq x \leq 88$	T2	45	55	25
$88 \leq x \leq 112$	T3	50	60	30
$112 \leq x \leq 120$	T2	45	55	25
$120 \leq x \leq 140$	T1	40	50	20
$140 \leq x \leq 148$	T2	45	55	25
$148 \leq x \leq 172$	T3	50	60	30
$172 \leq x \leq 180$	T2	45	55	25
$180 \leq x \leq 200$	T1	40	50	20

- **Les entretoises**

Les entretoises courantes sont constituées de profilés laminés du commerce IPE 600 alors que les entretoises d'about sont des profilés reconstitués soudés PRS 1000. L'entraxe est de 8m en travée de rive et 7.5 m en travée principale.

Tableau III.10 : Récapitulation du pré-dimensionnement des entretoises.

Eléments	IPE 600 (mm)	PRS 1000 (mm)
Hauteur principales	600	1 000
Epaisseur de l'âme	12	20
Epaisseur semelle inférieure	19	30
Epaisseur de la semelle supérieure	19	30
Largeur semelle inférieure	220	250
Largeur semelle supérieure	220	250

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

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

- **Montants verticaux d'entretoisement**

Les montants verticaux seront de simples plats ou des profilés reconstitués en Té. Ces derniers, il est souvent nécessaire de les utiliser pour obtenir une raideur et une résistance à la fatigue suffisantes du cadre d'entretoisement.

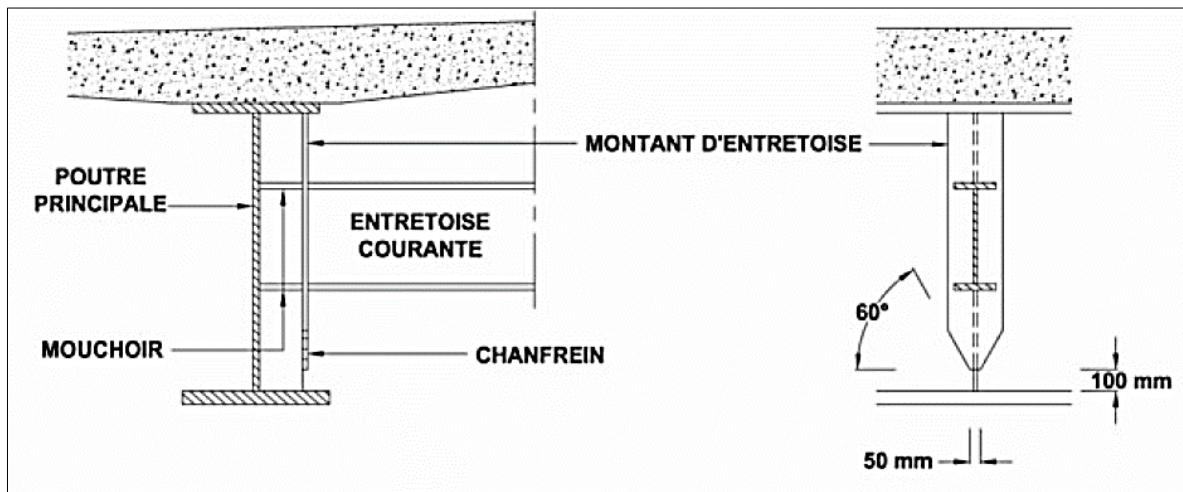


Figure III.10 : Montants d'entretoisement de type Té.

- La connexion entre la dalle et la charpente métallique

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

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

Le goujon de diamètre $d = 22 \text{ mm}$ ($16 \leq d \leq 22 \text{ mm}$), et la hauteur $h = 150 \text{ mm}$ ($h > 4d$), disposés en 5 files espacés transversalement de $e_t = 150 \text{ mm}$ ($e_t > 2.5d$) et longitudinalement de $e_L = 125 \text{ mm}$ ($5d < e_L < 80 \text{ cm}$).

III.3.3.3. Conception des culées

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées [Guide SETRA].

Eléments		Mur garde grève			Mur de front			
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Largeur	
Dimension (m)	C1	2.87	0.50	11.25	5.56	1.90	11.25	
	C2	2.87	0.50	11.25	7.62	1.90	11.25	
Eléments		Mur en retour			Dalle de transition		Le corbeau	
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Longueur	Épaisseur	Section	Longueur
Dimension (m)	C1	8.76	0.50	8.00	4.00	0.30	0.28 m²	10.25
	C2	10.52	0.50	8.00	4.00	0.30	0.28 m²	10.25
Eléments		Semelles			Pieux			
Paramètres		Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur	
Dimension (m)	C1	6.00	11.65	1.8	1.20	4×2	Variable	
	C2	6.00	11.65	1.8	1.20	4×2	Variable	

III.3.3.4. Conception des piles

Pour la variante N°03, on choisit des piles de type voile.

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles [Guide SETRA].

Eléments	Chevêtre			Voile		
Paramètres	Largeur	Longueur	Hauteur	Largeur	Longueur	Hauteur
Dimensions (m)	1.4	8.85	1.50	1.00	7.45	11.00 12.00 06.21
Eléments	Semelles			Pieux		
Paramètres	Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimensions (m)	6.00	9.60	1.80	1.20	3×2	Variable

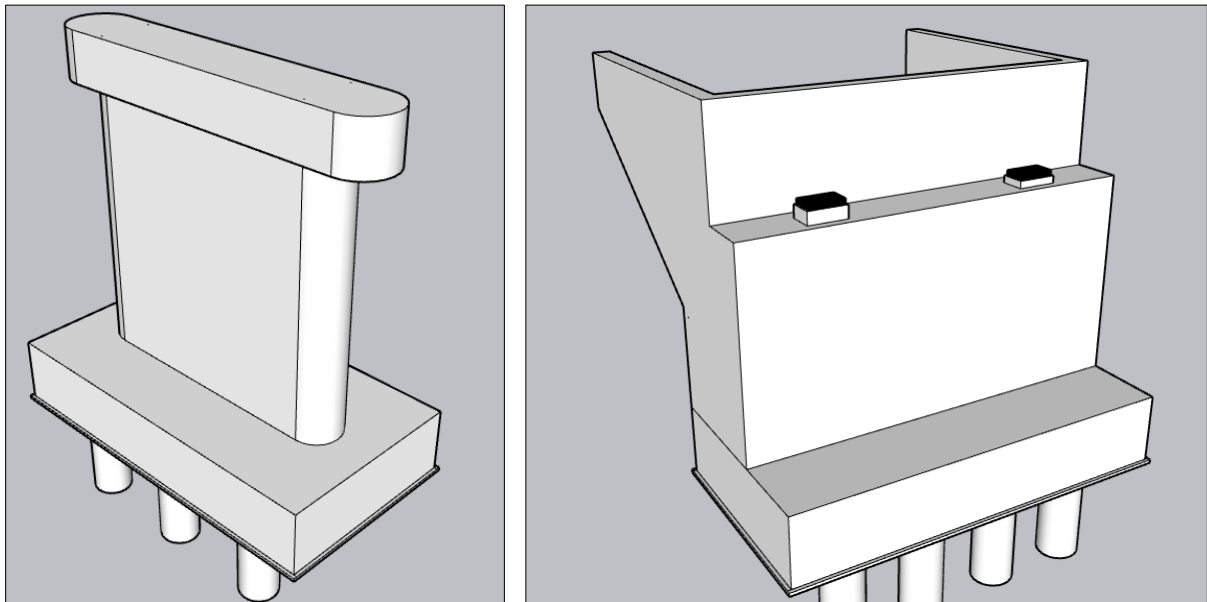


Figure III.11 : Présentation 3D des appuis de la variante N°03.

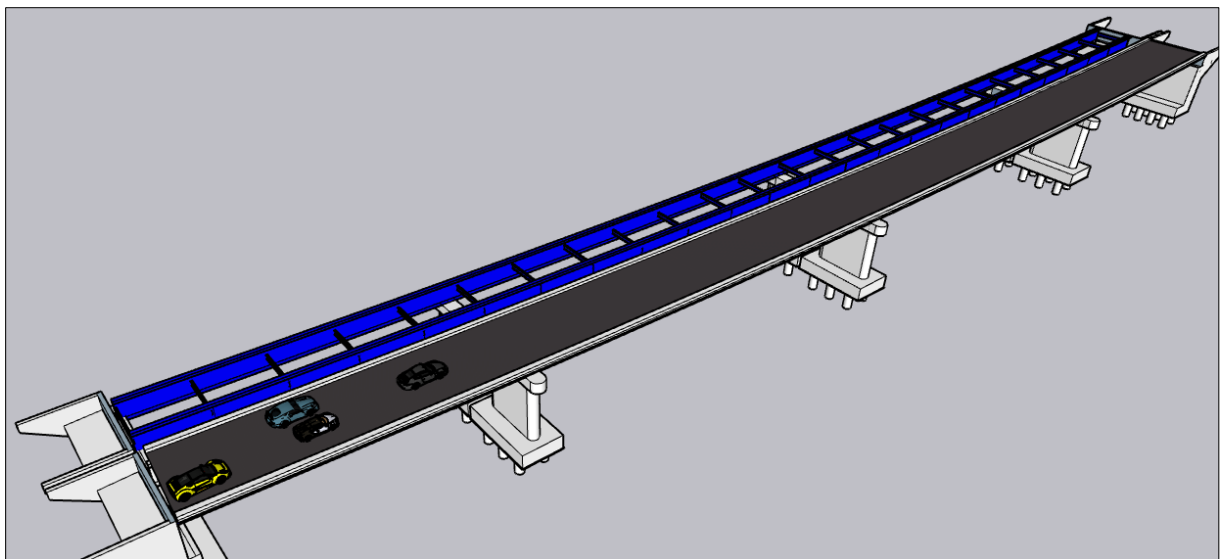
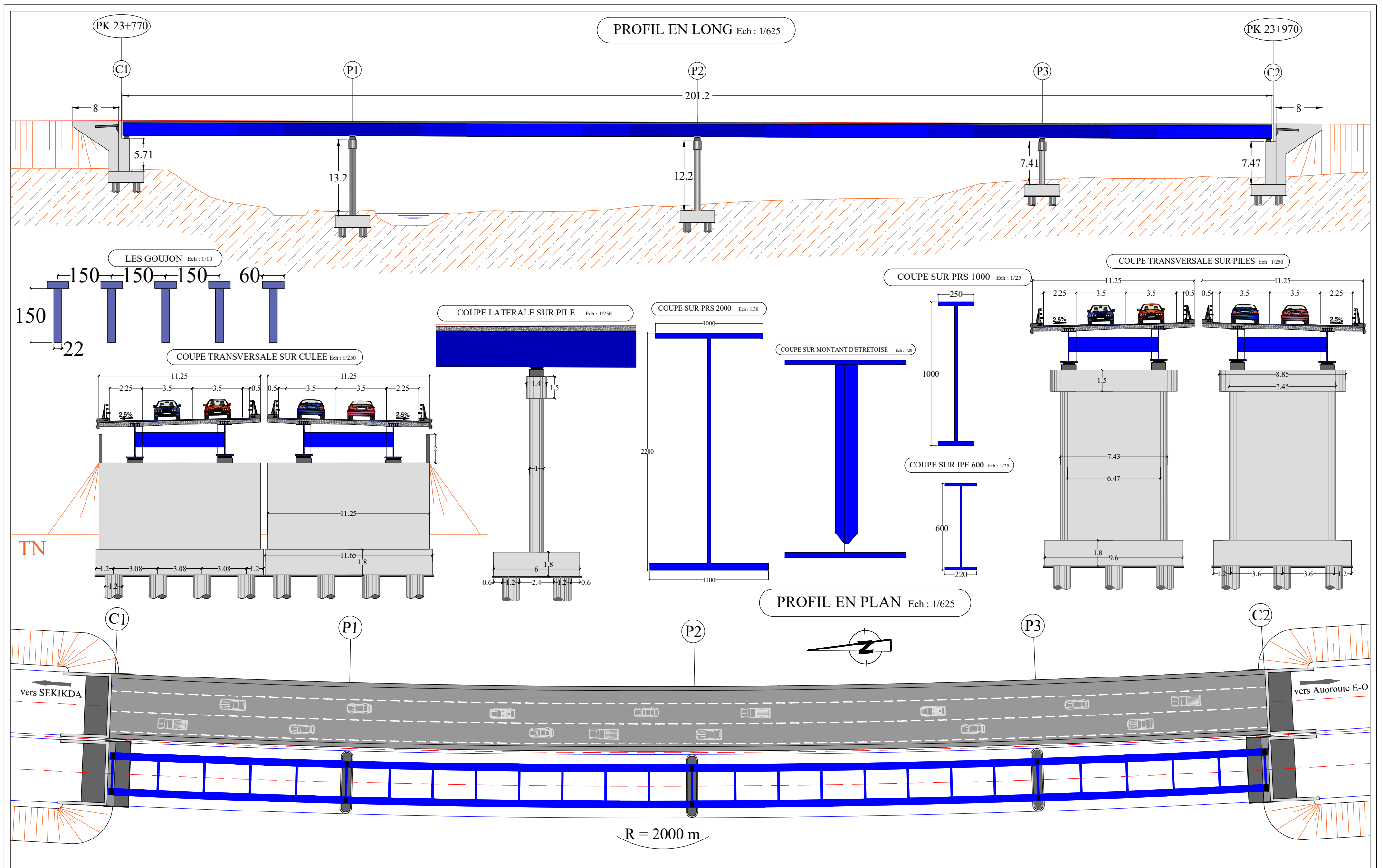


Figure III.12 : Présentation 3D de la variante N°03.



Réalisé par	Projet Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°02	Page	
BOUROUBA Mohamed-nadjib	Conception et étude d'un pont OA23.3 au pk23+800 de la pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda a l'autoroute Est-Ouest	Coception et Pré-dimensionnement	Pont mixte	32	

III.4. ANALYSE MULTICRITERE

III.4.1. Comparaison entre les trois techniques de construction

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

Tableau III.13 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	• Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. • Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. • Une bonne réutilisation des coffrages. • Coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière.	• La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. • La difficulté de franchir en courbe. • L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. • Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. • Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint	• On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. • Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. • Franchir des vallées très profondes. Réduction et meilleure utilisation des coffrages. • La facilité de franchir en courbe.	• Le poids est très important. • L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. • Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). • La difficulté de coulage sur place.
Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre	• La possibilité de franchir des grandes portées. • La qualité architecturale qui s'attache à l'élégance. • La rapidité de l'exécution. • La facilité de franchir en courbe. • Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	• La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. • La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. • Un coût très élevé. • Entretien périodique. • Sensibilité au gradient thermique.

III.4.2. Devis quantitatif et estimatif

Tableau III.14 : Devis estimatif de la variante N°01.

N°	Désignations des Parties	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 232.00	55 000.00	67 760 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	3 696.00	2 500.00	9 240 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96.00	16 000.00	1 536 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	96.00	3 700.00	355 200.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Partie 1)					80 411 200.00
Partie 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m³	862.00	1 000.00	862 000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	m³	1 620.00	17 400.00	28 188 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	m³	950.00	18 000.00	17 100 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	m³	820.00	18 000.00	14 760 000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	m³	2 849.00	25 000.00	71 225 000.00
TOTAL (Partie 2)					132 135 000.00
Partie 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	445.00	106 000.00	47 170 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	500.00	106 000.00	53 000 000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	t	109.00	380 000.00	41 420 000.00
TOTAL (Partie 3)					141 590 000.00
TOTAL HORS TAXES			354 136 200.00		
T V A 19 %			67 285 878.00		
TOTAL EN TTC			421 422 078.00		
Quater cent vingt et un millions quatre cent vingt-deux mille soixante-dix-huit DA					

Tableau III.15 : Devis estimatif de la variante N°02.

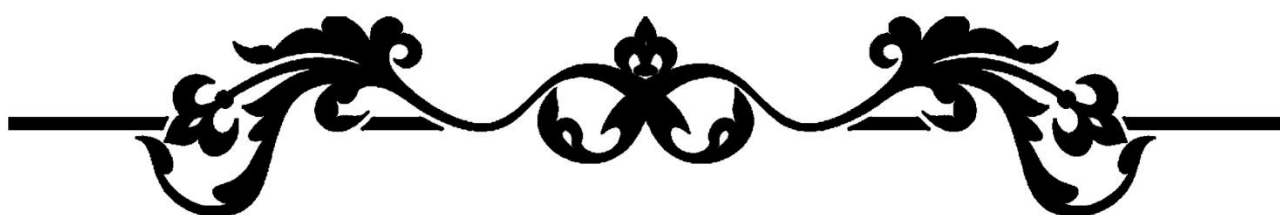
N°	Désignations des Parties	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	980.00	5 5000.00	53 900 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	2 940.00	2 500.00	7 350 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	68.00	16 000.00	1 088 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	68.00	3 700.00	251 600.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Partie 1)					64 109 600.00
Partie 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m³	77.00	10 500.00	808 500.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	m³	1 481.00	17 000.00	25 177 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	m³	336.00	18 000.00	6 048 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	m³	893.64	18 000.00	1 6085 520.00
2.6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	m³	3 500.00	35 000.00	12 2500 000.00
TOTAL (Partie 2)					170 619 020.00
Partie 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	348.00	106 000.00	36 888 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	t	525.00	106 000.00	55 650 000.00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	t	158.00	450 000.00	71 100 000.00
TOTAL (Partie 3)					163 638 000.00
TOTAL HORS TAXES			398 366 620.00		
T V A 19 %			75 689 6578.00		
TOTAL EN TTC			474 056 278.00		
Quatre cent soixante-quatorze millions cinquante-six mille deux cent soixante-dix-huit DA					

Tableau III.16 : Devis estimatif de la variante N°03.

N°	Désignations des Parties	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 088.00	55 000.00	5 9840 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	3 264.00	2 500.00	8 160 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96.00	16 000.00	1 536 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	96.00	3 700.00	355 200.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
TOTAL (Partie 1)					71 411 200.00
Partie 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m³	35.00	10 500.00	367 500.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	m³	1 350.00	17 000.00	22 950 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	m³	780.00	18 000.00	14 040 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	m³	894.00	18 000.00	16 092 000.00
	Béton RN 35 pour la dalle	m³	1 258.00	25 000.00	31 450 000.00
TOTAL (Partie 2)					84 899 500.00
Partie 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	400.00	106 000.00	42 400 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	221.00	106 000.00	23 426 000.00
3.4	Acier charpente métallique pour tablier	t	600.00	480 000.00	288 000 000.00
TOTAL (Partie 3)					353 826 000.00
TOTAL HORS TAXES			510 136 700.00		
TVA 19 %			96 925 973.00		
TOTAL EN TTC			607 062 673.00		
Six cent sept millions soixante-deux mille six cent soixante-treize DA					

III.5. CONCLUSION

Malgré la variante N°03 est la plus coûteuse en termes de matériaux, elle est la moins couteuse en termes de réalisation. Aussi, elle est la plus esthétique, la plus avantageuse pour un tracé courbe et la plus rapide à réaliser. Donc pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante de pont mixte bipoutre.



Chapitre IV
MATERIAUX ET HYPOTHESES
DE CALCUL



IV.1. INTRODUCTION

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant le choix de la qualité des matériaux de construction, pour cela on va définir dans ce chapitre les caractéristiques des matériaux, les références de calculs et les hypothèses conçues en relation directe avec le calcul à venir.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Eurocode 2** : calcul des structures en béton, partie 2 : pont en béton.
- **Eurocode 3** : calcul des structures en acier.
- **Eurocode 4** : calcul des structures mixtes acier-béton.
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Le Béton

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA.

IV.3.1.1. Résistance en compression

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

$f_{c28} = 35$ MPa : Pour le béton de l'hourdis.

$f_{c28} = 27$ MPa : Pour le béton de pile et des fondations.

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

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

Pour justifier la résistance des sections, la valeur f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à f_{c28} .

IV.3.1.2. Résistance en traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

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

$f_{t28} = 2.70\text{ MPa}$: Pour le béton de l'hourdis.

$f_{t28} = 2.22\text{ MPa}$: Pour le béton des piles et des fondations.

IV.3.1.3. Contrainte admissible à l'ELU

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Le coefficient θ est fixé à :

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

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

IV.3.1.4. Contrainte admissible à l'ELS

La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression Suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau IV.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

IV.3.1.5. Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton « E_{ij} » défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée $< 24\text{h}$) :

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

IV.3.1.6. Déformation transversale

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

$$G = \frac{E}{1 + \nu}$$

IV.3.1.7. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0.3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0.2, Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul.

IV.3.2. Les Aciers d'Armatures du Béton

IV.3.2.1. La limite d'élasticité

Les armatures passives utilisées dans notre ouvrage sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE500 avec une limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa.

IV.3.2.2. Module d'élasticité

Le module d'élasticité des aciers E_s est pris égal à 2×10^5 MPa.

IV.3.2.3. Contraintes limites de traction à l'ELU

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

On introduit un coefficient γ_s :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{En situations durables ou transitoires.} \\ 1 & \text{En situation accidentelles.} \end{cases}$$

IV.3.2.4. Contraintes limites de traction à l'ELS

Pour les aciers à haute adhérence :

- En fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min (0.5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}).$$

Ils sont résumés dans le tableau III.2 :

Tableau IV.2 : Contraintes limites des aciers passifs.

Etat Limite	Situation	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
ELU	Durable	435
	Accidentel	500
ELS (Fissuration préjudiciable)	Béton 27	250
	Béton 35	250

IV.3.3. Aciers Pour la Charpente

Les aciers utilisés pour la réalisation des caissons, des consoles, présentent les caractéristiques suivantes :

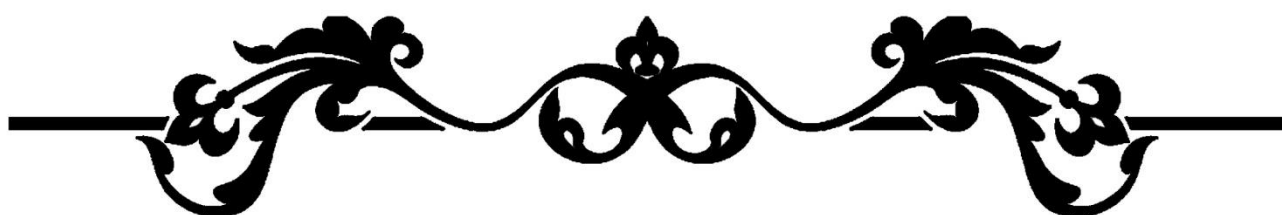
- Masse volumique : $7\,800\text{ kg/m}^3$
- Coefficient de dilatation linéaire $11.5 \times 10^{-6} / \text{m}/^\circ\mu$
- Module d'élasticité longitudinale : $210\,000\text{ N/mm}^2$
- Module d'élasticité transversale : $80\,000\text{ N/mm}^2$

Tableau IV.3 : Caractéristiques de résistance de l'acier pour la charpente.

Type de profil	Type d'acier	Limite élastique F_y (MPa)	Limite à la rupture F_u (MPa)
Tôle et plaque $e_p \leq 16\text{mm}$	S355N	355	510
Tôle et plaque ($16\text{mm} \leq e_p \leq 40\text{mm}$)	S345N	345	510
Tôle et plaque ($40\text{ mm} \leq e_p \leq 63\text{ mm}$)	S335N	335	490
Tôle et plaque ($100\text{ mm} \leq e_p \leq 150\text{ mm}$)	S295N	295	470

IV.4. CONCLUSION

En se référant à ce qui a été exploité dans ce chapitre, nous procéderons aux calculs des sollicitations nécessaires pour l'étude tout en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristiques.



Chapitre V

CHARGES ET SOLLICITATIONS



V.1. INTRODUCTION

En phase d'exploitation, l'ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont dus au Poids propre et à d'autres systèmes de chargement. Le but de ce chapitre est de définir tous types de chargements qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées et leurs sollicitations générées.

V.2. EVALUATION DES CHARGES

V.2.1. Actions Permanentes

V.2.1.1. Les compléments de charges permanentes CCP

Tableau V.1 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité (KN/m ³)	Surface (m ²)	Poids linéaire (KN/ml)	P _{CCP} (KN)
Corniches	25.00	0.09	2.25	452.70
Revêtement	24.00	0.78	18.72	3 766.46
Trottoirs	25.00	0.21	5.25	1 056.30
Barrière de Sécurité (TETRA S16)	-	-	0.70	140.84
Total	-	-	26.92	5 416.30

V.2.1.2. Poids du tablier

Tableau V.2 : Poids propre d'une poutre.

Tronçon	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
T1	0.1372	81.2	11.14	868.97
T2	0.1580	48.0	7.58	591.55
T3	0.1787	72.0	12.87	1 003.58
Total	-	201.2	31.59	2 464.10

Tableau V.3 : Poids du tablier.

Elément	V(m ³)	Nombre	P (KN)
Poutre	31.59	2	4 928.2
Dalle	628.68	1	15 811.3
Entretoise (IPE 600)	0.094	24	175.97
Entretoise (PRS 1 000)	0.21	3	49.04
Montants (Té)	0.01	54	42.12
Poids propre total du tablier			21 006.63
Poids total du tablier (poids propre + CCP)			26 422.93

V.2.2. Action Thermique

Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne RCPR :

Tableau V.4 : Gradient thermique.

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

V.2.3. Evaluation des Actions Dues au Trafic

V.2.3.1. Système de charge à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont ;

- Charges Civiles : A(L) ; B (B_c , B_t , B_r)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

V.2.3.2. Caractéristiques du pont

- Largeur roulable : 9.75 m.
- Largeur chargeable : 8.75 m.
- Sur-largeurs : 0.5 m.
- Nombre de voies : $N = \text{ent} \left(\frac{L_c}{3} \right) = 2$ voies.
- Largeur d'une voie : $v = \frac{L_c}{2} = 4.375$ m.
- Classe de ponts : $L_R \geq 7$ m donc (Pont de 1^{ère} classe).

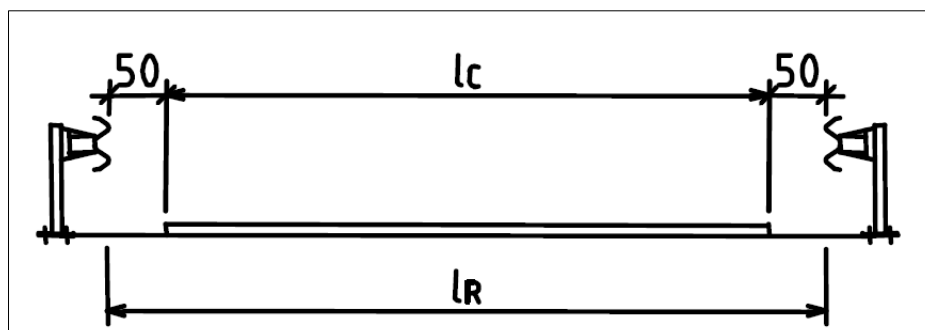


Figure V.1 : Largeur chargeable et largeur roulable.

V.2.3.3. Les cas de chargement

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier voussoirs sont montrés dans la figure ci-dessous :

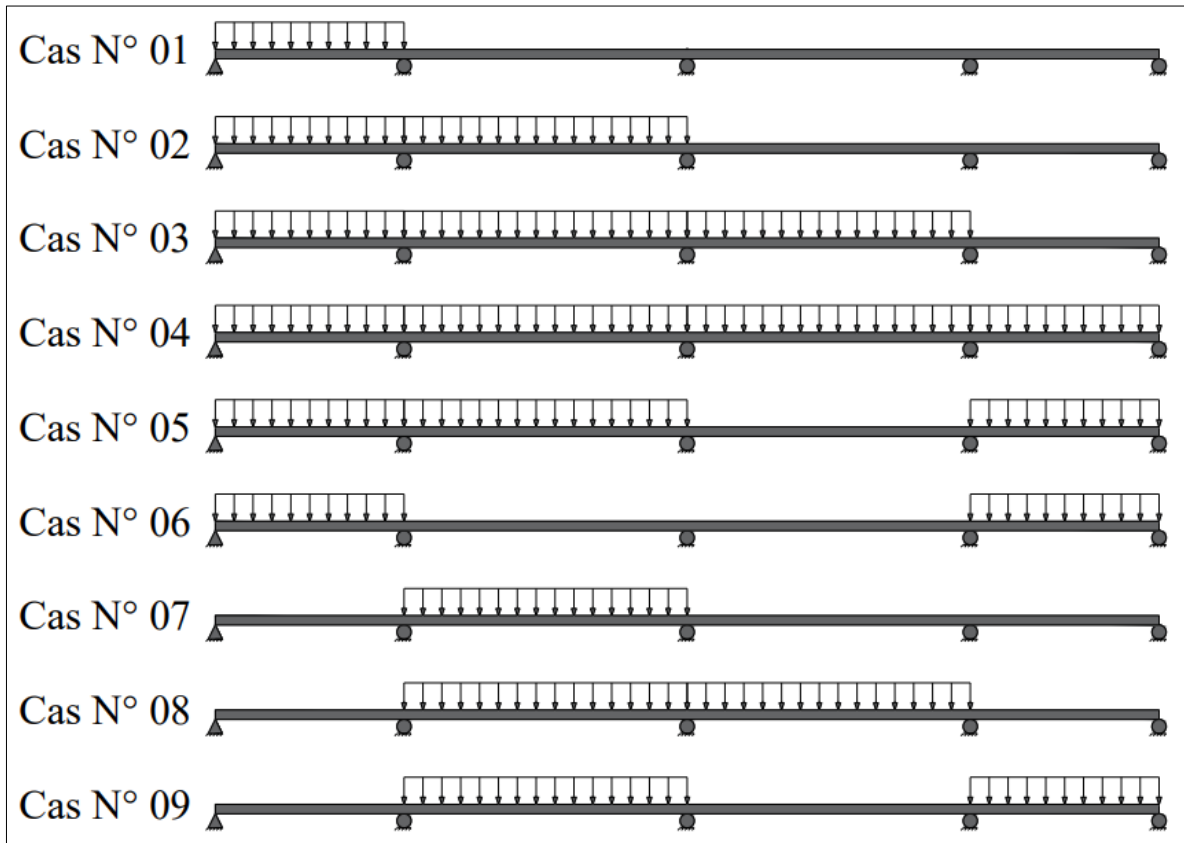


Figure V.2 : Les cas de chargement.

V.2.3.4. Système de charge A

$$A(\ell) = 2.3 + \frac{360}{\ell + 12} \text{ (KN/m}^2\text{)} ; A_1 = \max \left\{ \frac{a_1 \cdot A(\ell)}{4 - 0.002\ell} \text{ (KN/m}^2\text{)} ; A_2 = a_2 \cdot A_1 \text{ (KN/m}^2\text{)} \right.$$

ℓ : la longueur chargée du tablier (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur $A(\ell)$ est multipliée par les coefficients a_1 du tableau IV.5.

Tableau V.5 : Coefficients a_1 .

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	> 5
Première	1	1	0.9	0.75	0.7

La charge A_1 (l) obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie, et v_0 est donnée dans le tableau IV.6.

Tableau V.6 : Valeurs de v_0 .

Classe de pont	v_0
Première classe	3.5 m

$$\text{Donc } \begin{cases} a_1 = 1 \\ a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3.5}{4.375} = 0.8 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Valeurs de $A(L)$.

Cas de charge	L (m)	$A(l)$ (KN/m ²)	$A(l)$ (KN/ml)	
			1 voie	2 voies
Cas 1	40.6	7.32	32.00	64.01
Cas 2	100.6	4.40	19.24	38.48
Cas 3	160.6	3.51	15.35	30.70
Cas 4	201.2	3.19	13.96	27.92
Cas 5	141.2	3.72	16.27	32.55
Cas 6	81.2	4.93	21.57	43.14
Cas 7	60	5.84	25.55	51.10
Cas 8	120	4.02	17.60	35.19
Cas 9	100.6	4.40	19.24	38.48

V.2.3.5. Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendamment l'un de l'autre.

- **Système de charges B_c [Article 4.5.3 RCPR]**

Le système B_c se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure IV.3.

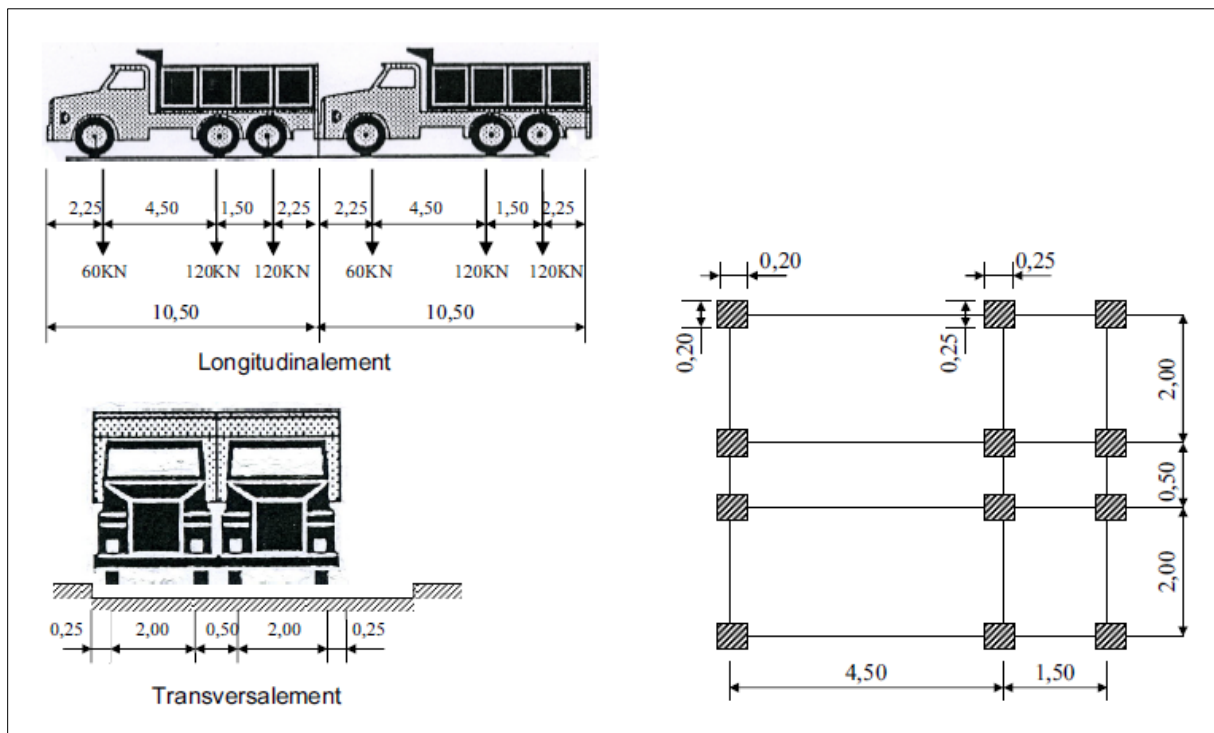


Figure V.3 : Système de charge B_c .

Tableau V.8 : valeurs de b_c .

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70

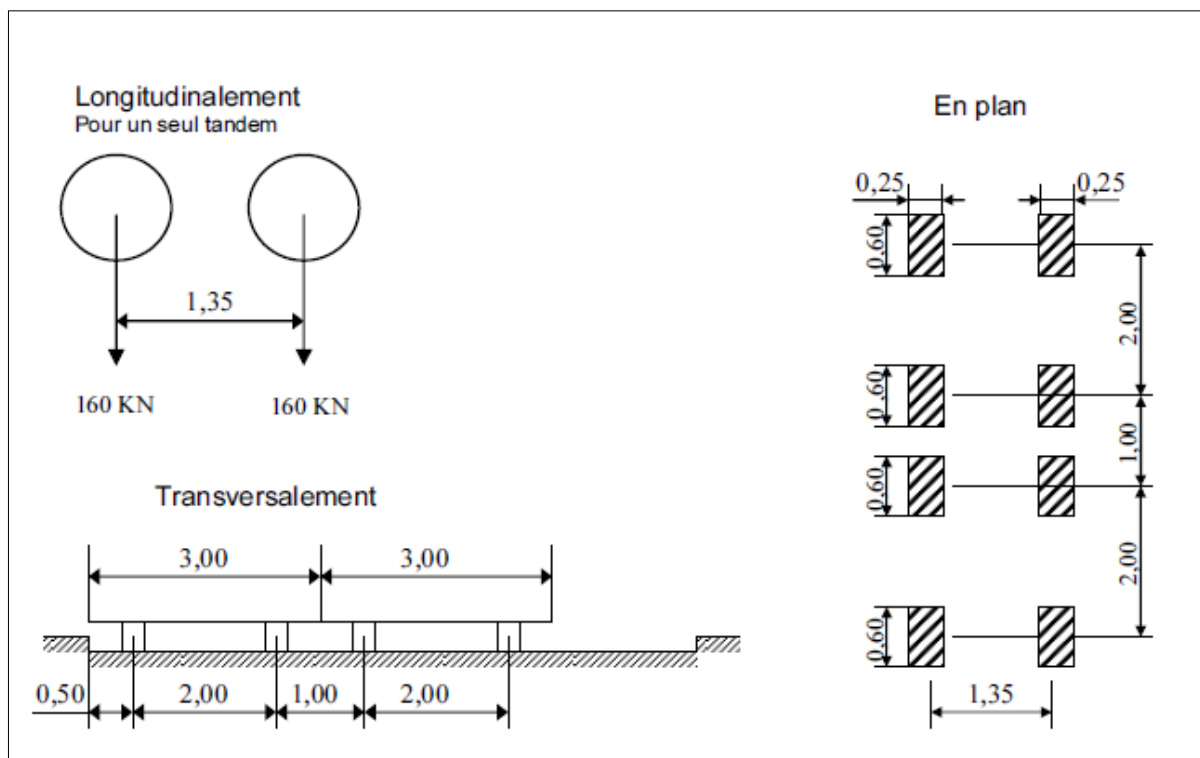
Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau V.9 : Les valeurs de B_c .

Nombre de voies	B_c (kN)	b_c	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320

- **Système de charges B_t [Article 4.5.3 RCPR]**

Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 kN).

Figure V.4 : Système de charge B_t .Tableau V.10 : Valeurs de b_t .

Classe de pont	b_t
Première classe	1,2

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau V.11 : Les valeurs de B_t .

N° des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

- **Système de charges B_r [Article 4.5.3 RCPR]**

Le système B_r se compose d'une roue isolée (100 KN).

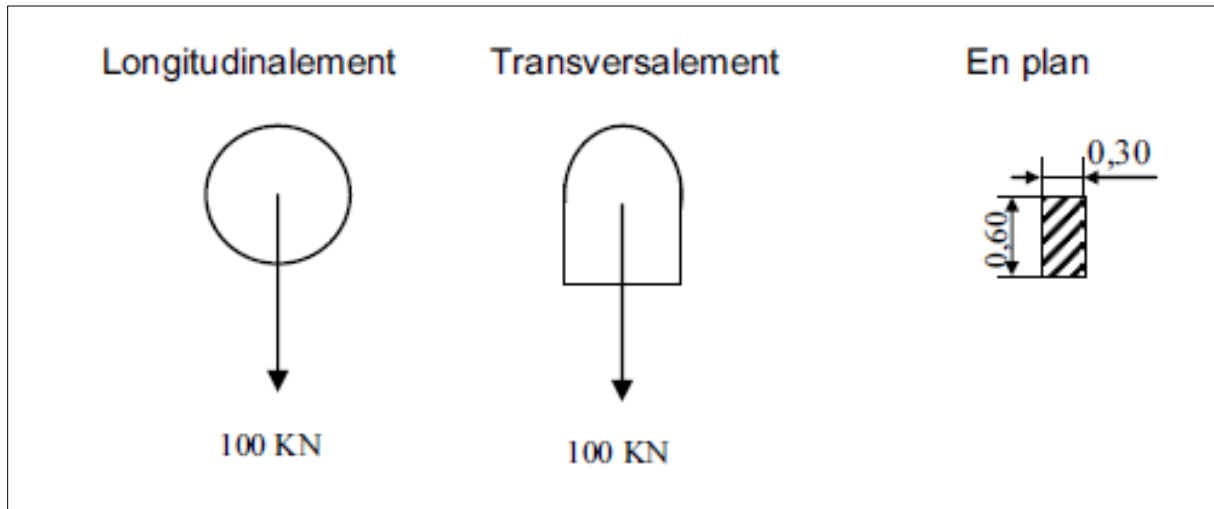


Figure V.5 : Système de charge B_r .

V.2.3.6. Charges militaires M_c 120

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6,10 m.
- Largeur de chenille : 1,00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules n'est pas limité avec une distance libre d'au moins 30,5 m entre deux véhicules consécutifs.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

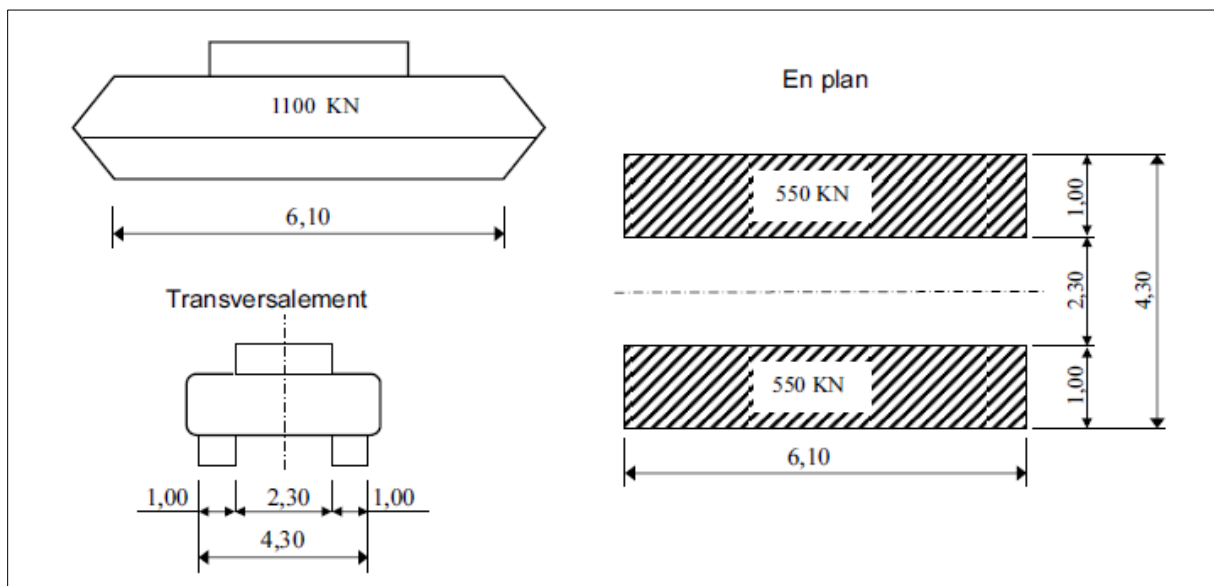


Figure V.6 : Système de charge M_c 120.

V.2.3.7. Charges exceptionnelles D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément réparti. Il circule seul longitudinalement et transversalement quelque soient la largeur et la longueur du pont.

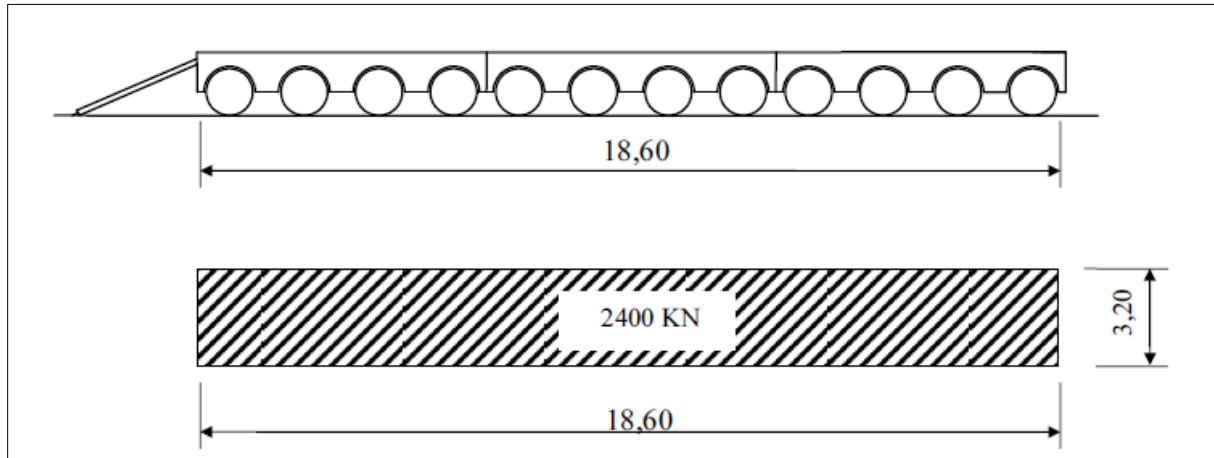


Figure V.7 : Système de charge D240.

V.2.3.8. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B et M_c sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,

G : sa charge permanente,

S : sa charge B maximale.

Tableau V.12 : Coefficients de majoration dynamique.

S (KN) pour le système :			B_c	B_t	B_r	M_c 120
Cas de charge	L(m)	G (KN)	1320	768	100	1100
Cas 1	40.6	5364.77	1.079	1.065	1.047	1.073
Cas 2	100.6	13293.01	1.033	1.027	1.020	1.031
Cas 3	160.6	21221.24	1.021	1.017	1.013	1.020
Cas 4	201.2	26586.01	1.017	1.014	1.010	1.016
Cas 5	141.2	18657.78	1.024	1.020	1.014	1.022
Cas 6	81.2	10729.54	1.041	1.034	1.025	1.038
Cas 7	60	7928.24	1.055	1.045	1.033	1.051
Cas 8	120	15856.47	1.028	1.023	1.017	1.026
Cas 9	100.6	13293.01	1.033	1.027	1.020	1.031

V.2.3.9. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et B_c sont susceptibles de développer des efforts de freinage. Ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation. Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- **Système de charge B_c**

B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids **300 KN**.

- **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : La surface chargée en (m²).

Tableau V.13 : L'effort de freinage F (KN) de système A.

Cas de charge	L(m)	1 voie	2 voies
Cas 1	40.6	63.01	122.33
Cas 2	100.6	89.86	167.72
Cas 3	160.6	109.76	197.86
Cas 4	201.2	121.69	214.72
Cas 5	141.2	103.69	188.94
Cas 6	81.2	82.45	155.77
Cas 7	60	73.28	140.40
Cas 8	120	96.69	178.37
Cas 9	100.6	89.86	167.72

V.3. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure afin d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Le but de cette modélisation est de créer un model numérique en éléments finis qui simule le comportement réel du pont sous conditions et charges extérieurs. La méthode des éléments finis (MEF), nous permet de faire un gain colossal en matière de temps et d'énergie, car elle regroupe à la fois les domaines des sciences de l'ingénierie, la mécanique des milieux continus et la méthodologie des matériaux de construction.

V.3.1. Modélisation Avec Logiciel CSI Bridge v21

V.3.1.1. Présentation de logiciel

CSI Bridge v21 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie développée et distribuée par la compagnie CSI Particulièrement adapté aux ouvrages d'art.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.



Figure V.8 : CSI bridge v21.

V.3.1.2. Méthodologie de modélisation

La modélisation a pour but de localiser et mettre en valeur importante et relative des divers paramètres caractéristiques et significatif en point de vue du problème traiter, elle a pour rôle d'organiser les diverse géométries et configurations d'un ouvrage afin d'évaluer dans le temps et de remplacer l'espace en associant diverses composantes de la structure.

- Définir la trajectoire et la longueur du pont

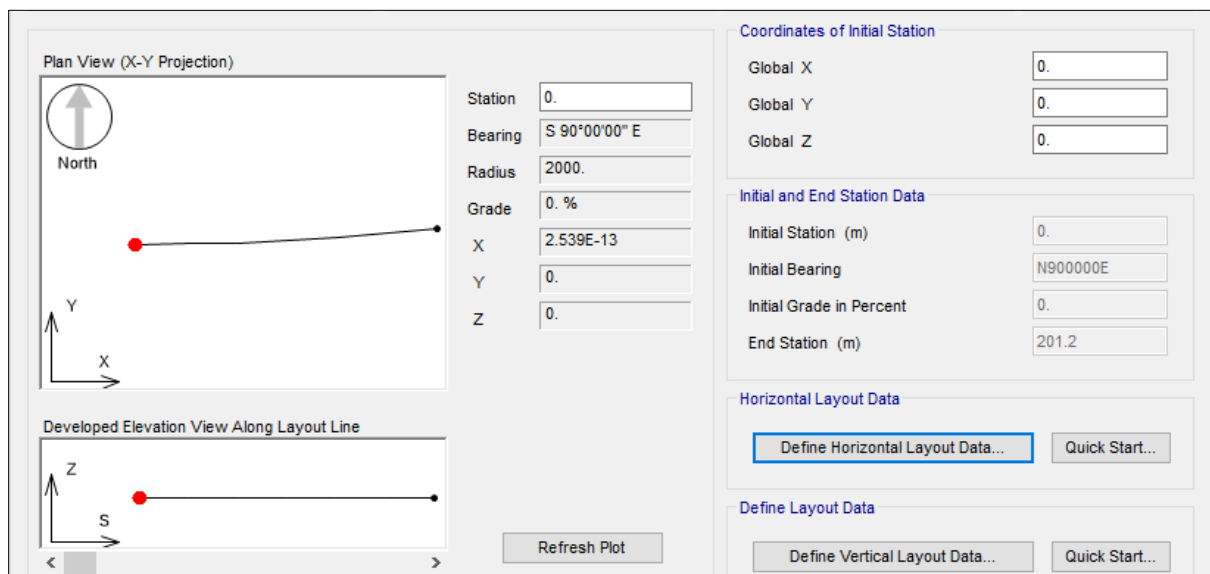


Figure V.9 : trajectoire de pont.

- Définition des matériaux de construction et les sections (T1, T2 et T2)

General Data	
Material Name and Display Color	acier ■
Material Type	Steel
Material Grade	S355
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass	Units
Weight per Unit Volume	76.9729
Mass per Unit Volume	7.849
	KN, m, C

Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	2.100E+08
Poisson, U	0.3
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	80769231.

Other Properties For Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	355000.
Minimum Tensile Stress, Fu	510000.
Expected Yield Stress, Fye	390500.
Expected Tensile Stress, Fue	561000.

Figure V.10 : Acier S355.

General Data	
Material Name and Display Color	Béton35 ■
Material Type	Concrete
Material Grade	C35/45
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass	Units
Weight per Unit Volume	24.9926
Mass per Unit Volume	2.5485
	KN, m, C

Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	34000000.
Poisson, U	0.2
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.000E-05
Shear Modulus, G	14166667.

Other Properties For Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	35000.
Expected Concrete Compressive Strength	35000.

Figure V.11 : Béton 35.

Section Name **Display Color**

Section Notes

Web Data

Material (Base) acier

Web Height

Thickness

Top Flange Data

☒ Include Top Plate

Material acier

Width

Thickness

Bottom Flange Data

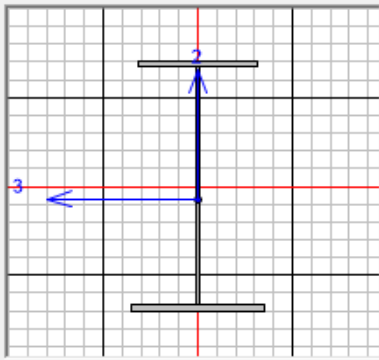
☒ Include Bottom Plate

Material acier

Width

Thickness

Section



Properties

Property Modifiers

Figure V.12 : La section T1.

Section Name **Display Color**

Section Notes

Web Data

Material (Base) acier

Web Height

Thickness

Top Flange Data

☒ Include Top Plate

Material acier

Width

Thickness

Bottom Flange Data

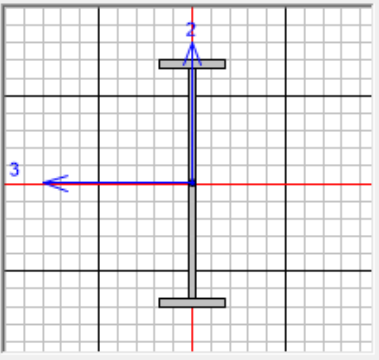
☒ Include Bottom Plate

Material acier

Width

Thickness

Section



Properties

Property Modifiers

Figure V.13 : PRS 1000.

Section Name **Display Color** ■

Section Notes

Web Data

Material (Base) acier

Web Height

Thickness

Top Flange Data

☒ Include Top Plate

Material acier

Width

Thickness

Bottom Flange Data

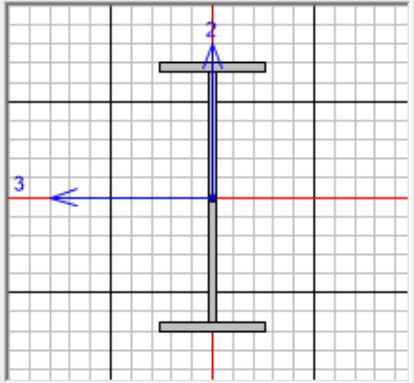
☒ Include Bottom Plate

Material acier

Width

Thickness

Section



Properties

Property Modifiers

Figure V.14 : IPE 600.

- La variation de la section en fonction de la longueur

Nonprismatic Section Name **Display Color** ■

Section Notes

Start Section	End Section	Length	Length Type	EI33 Variation	EI22 Variation
Section T1	Section T1	20.6	Absolute	Parabolic	Linear
Section T1	Section T1	20.6	Absolute	Parabolic	Linear
Section T2	Section T2	8.	Absolute	Parabolic	Linear
Section T3	Section T3	24.	Absolute	Parabolic	Linear
Section T2	Section T2	8.	Absolute	Parabolic	Linear
Section T1	Section T1	20.	Absolute	Parabolic	Linear
Section T2	Section T2	8.	Absolute	Parabolic	Linear
Section T3	Section T3	24.	Absolute	Parabolic	Linear
Section T2	Section T2	8.	Absolute	Parabolic	Linear

Figure V.15 : La variation de la section.

- Définir le tablier du pont (Steel I Girder)

Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	Section mixte
Slab Material Property	Béton35
Number of Interior Girders	0
Total Width	11.25
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.3
Concrete Haunch + Steel Flange Thickness (t2)	0.05
Girder Section Properties	
Girder Section	Section Variable
Girder Modeling In Area Object Models	
Girders Modeling Object Type	Mixed
Maximum Meshed Element Height for Girder Web	0.17
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	2.

Girder Output

Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties

Materials... Frame Sects...

Units

KN, m, C

Modify/Show Load Patterns

Load Patterns...

Convert To User Bridge Section

OK Cancel

Figure V.16 : La section de tablier.

- Définir les entretoises et les mouchoirs

Diaphragm Name Entroise IP600

Units KN, m, C

Select Diaphragm Type

☐ Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)

☐ Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)

☒ Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)

☐ Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Single Beam Diaphragm Parameters

Beam Section Property + RRS600

Elevation Change from Top of Beam to Top of Adjacent Girder 0.8

☐ Modeled as Mixed Frame and Shell (Only for Steel I-Girder with Shell Web)

☒ Include Connection Plates

Connection Plate Parameters

Plate Width 0.25

Plate Thickness 0.01

Material + acier

☐ Both Sides of Web

Figure V.17 : L'entretoise IPE 600.

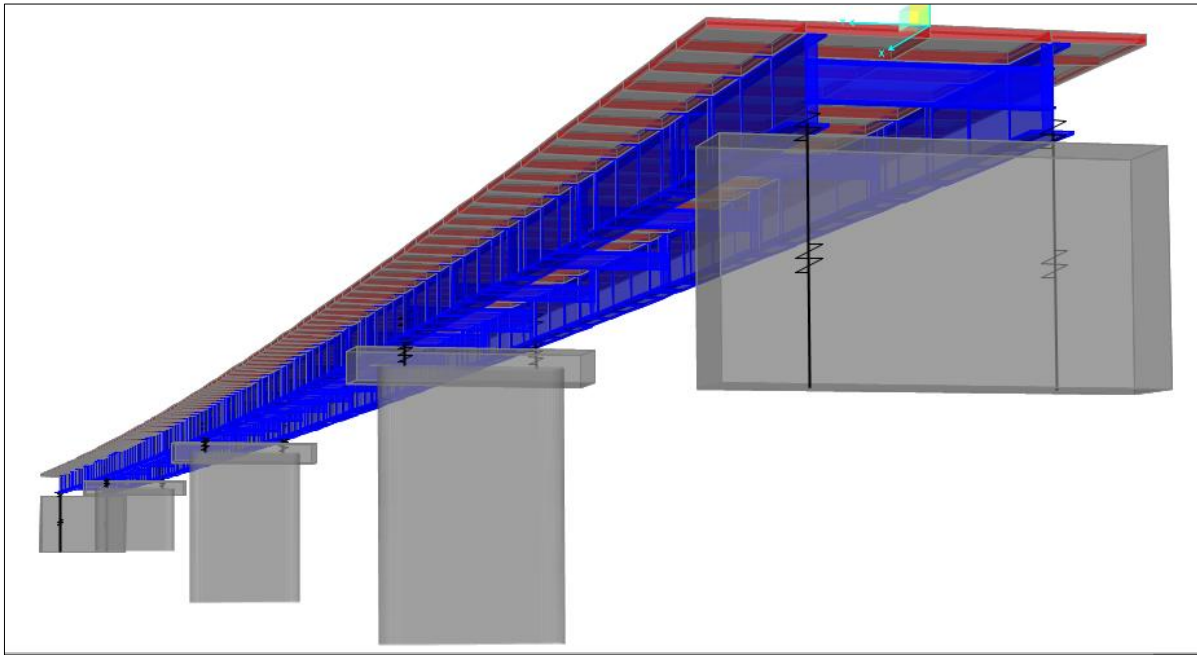


Figure V.18 : Vue 3D de Pont.

V.3.1.3. Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons

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). Pour les définir, on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaires dans l'étude (calculés dans le paragraphe précédent) :

- **Définition des actions permanentes**

Les actions permanentes comprennent notamment :

- Les actions dues à la charge permanente (poids propre).
- Les actions dues à la charge complémentaire permanentent (revêtement, les barrières de sécurité, corniche, trottoirs...).

L'application de ces charges sur le modèle a été faite avec précision, leur positionnement est strictement respecté d'une façon qui reflète la réalité.

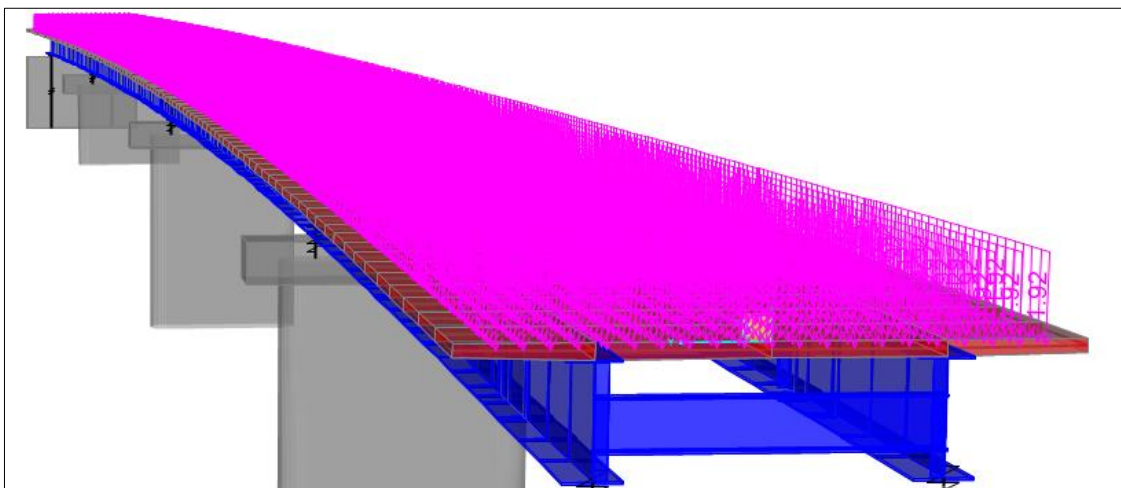


Figure V.19 : Application des charges permanentes sur le Tablier du pont (ex. Revêtement).

- **Système de charge A(L)**

Les surcharges A(L) sont modélisées comme des charges réparties sur les voies ; il y a donc 18 cas tel que : ALi.j (i = nombres des voies chargée et j = le cas de chargement).

Par exemple : AL2.9 (deux voies chargées de 9ème cas de chargement) :

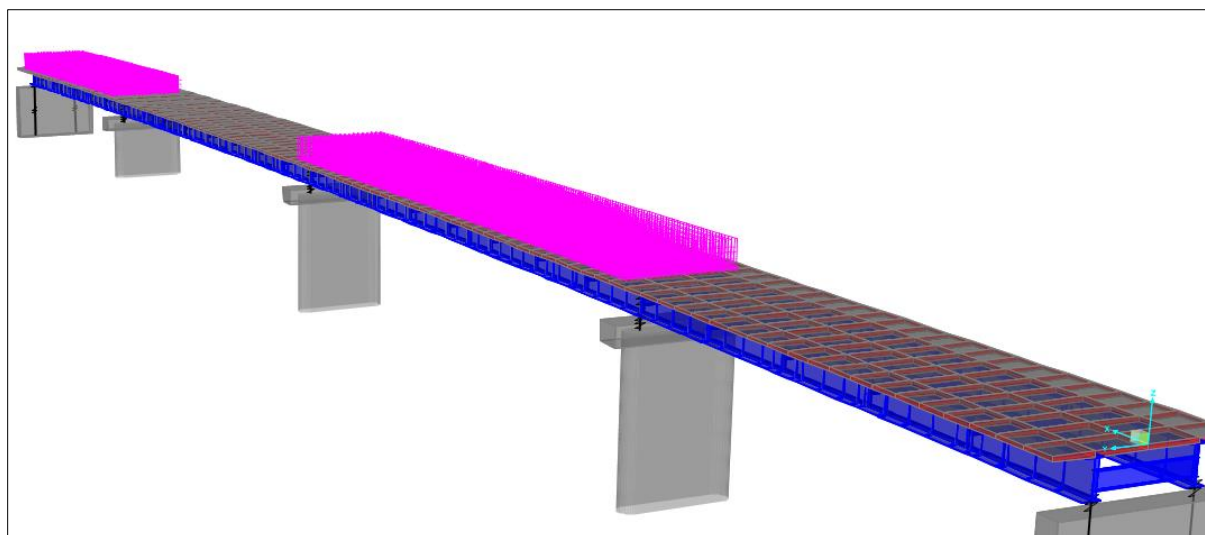


Figure V.20 : Cas de chargement A(L) (ex. AL2.9).

- **Définition des charges roulantes**

Load		Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite			0.	Zero Width		120.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite			0.	Zero Width		120.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5			0.	Zero Width		120.	Two Points	2.
Fixed Length	4.5			0.	Zero Width		60.	Two Points	2.
Fixed Length	4.5			0.	Zero Width		120.	Two Points	2.
Fixed Length	1.5			0.	Zero Width		120.	Two Points	2.
Fixed Length	4.5			0.	Zero Width		60.	Two Points	2.

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Figure V.21 : Système de charges Bc.

Load		Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite			0.	Zero Width		160.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite			0.	Zero Width		160.	Two Points	2.
Fixed Length	1.35			0.	Zero Width		160.	Two Points	2.

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Figure V.22 : Système de charges Bc.

Figure V.23 : Système de charges M_c 120.

Figure V.24 : Système de charges D240.

- Gradient thermique

Pour certains tabliers ou éléments de tablier, il y a lieu de considérer un gradient de température vertical dans la section résistante. Il faut noter que ce gradient est supposé uniforme tout le long de l'ouvrage et linéaire sur la hauteur de la section.

Figure V.25 : Introduction du gradient thermique.

- Les combinaisons d'actions

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau V.14 : Tableau des combinaisons.

Etat limite	Combinaisons
ELU	$1.35G + 1.6ALi.j + 0.9T$
	$1.35G + 1.6B_c + 0.9T$
	$1.35G + B_t + 0.9T$
	$1.35G + 1.35M_c120 + 0.9T$
	$1.35G + 1.35D240 + 0.9T$
ELS	$G + 1.2ALi.j + 0.6T$
	$G + 1.2B_c + 0.6T$
	$G + 1.2B_t + 0.6T$
	$G + M_c 120 + 0.6T$
	$G + D240 + 0.6T$

V.3.1.4. Résultats obtenus

Les résultats obtenus par logiciel sont donnés ci-dessous :

- Moment fléchissant :

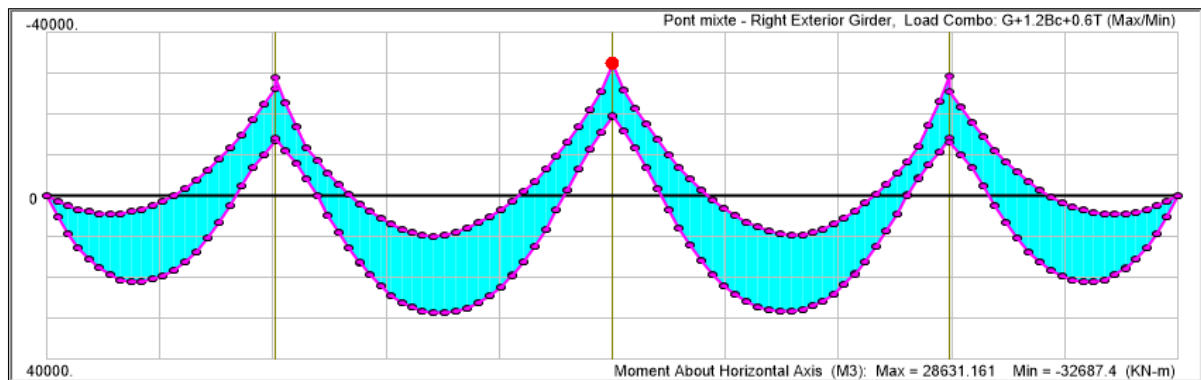


Figure V.26 : $M_{\max}$ à l'ELS ($G+1.2B_c+0.6T$).

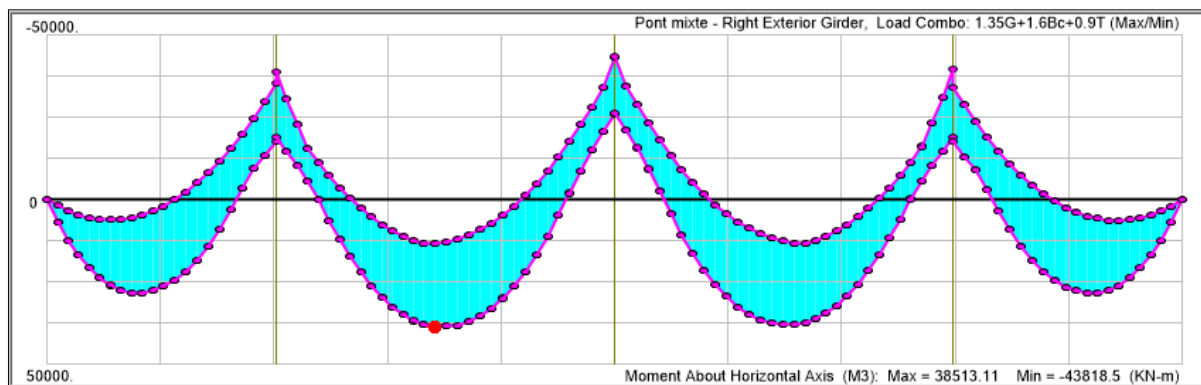


Figure V.27 : $M_{\max}$ à l'ELU ($1.35G+1.6B_c+0.9T$).

Tableau V.15 : Récapitulation des résultats des moments fléchissant.

ELU			ELS		
Combinaisons	M (MN.m)		Combinaisons	M (MN.m)	
	Max	Min		Max	Min
1.35G+1.6AL1.1+0.9T	16.658	-28.342	G+1.2AL1.1+0.6T	12.261	-21.080
1.35G+1.6AL1.2+0.9T	22.056	-32.472	G+1.2AL1.2+0.6T	16.287	-24.215
1.35G+1.6AL1.3+0.9T	20.329	-35.438	G+1.2AL1.3+0.6T	15.014	-26.402
1.35G+1.6AL1.4+0.9T	19.806	-34.455	G+1.2AL1.4+0.6T	14.601	-25.665
1.35G+1.6AL1.5+0.9T	21.361	-31.469	G+1.2AL1.5+0.6T	15.766	-23.463
1.35G+1.6AL1.6+0.9T	16.207	-27.607	G+1.2AL1.6+0.6T	1.900	-20.529
1.35G+1.6AL1.7+0.9T	24.660	-34.567	G+1.2AL1.7+0.6T	18.240	-25.787
1.35G+1.6AL1.8+0.9T	21.14	-36.809	G+1.2AL1.8+0.6T	15.601	-27.430
1.35G+1.6AL1.9+0.9T	22.86	-32.584	G+1.2AL1.9+0.6T	16.890	-24.299
1.35G+1.6AL2.1+0.9T	18.453	-27.645	G+1.2AL2.1+0.6T	13.682	-20.557
1.35G+1.6AL2.2+0.9T	23.747	-33.424	G+1.2AL2.2+0.6T	17.555	-24.647
1.35G+1.6AL2.3+0.9T	21.490	-37.099	G+1.2AL2.3+0.6T	15.885	-27.647
1.35G+1.6AL2.4+0.9T	20.639	-35.842	G+1.2AL2.4+0.6T	15.225	-26.705
1.35G+1.6AL2.5+0.9T	22.876	-32.102	G+1.2AL2.5+0.6T	16.902	-23.900
1.35G+1.6AL2.6+0.9T	15.953	-27.172	G+1.2AL2.6+0.6T	11.727	-20.203
1.35G+1.6AL2.7+0.9T	25.307	-34.532	G+1.2AL2.7+0.6T	18.726	-25.726
1.35G+1.6AL2.8+0.9T	22.408	-38.873	G+1.2AL2.8+0.6T	16.552	-28.892
1.35G+1.6AL2.9+0.9T	24.952	-33.374	G+1.2AL2.9+0.6T	18.459	-24.8892
1.35G+1.6B _c +0.9T	38.513	-43.818	G+1.2B _c +0.6T	28.631	-32.687
1.35G +1.6B _t + 0.9T	31.571	-37.113	G+1.2B _t +0.6T	23.423	-27.658
1.35G+1.35M _c 120 +0.9T	30.716	-37.066	G+M _c 120+0.6T	22.697	-27.545
1.35G+1.35D240+0.9T	28.91	-36.612	G+D240+0.6T	21.993	-27.120

- Effort tranchant :

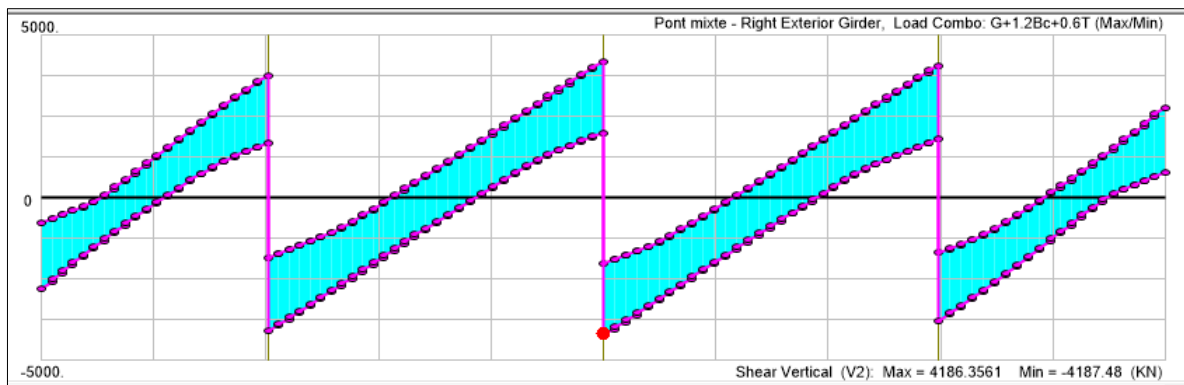
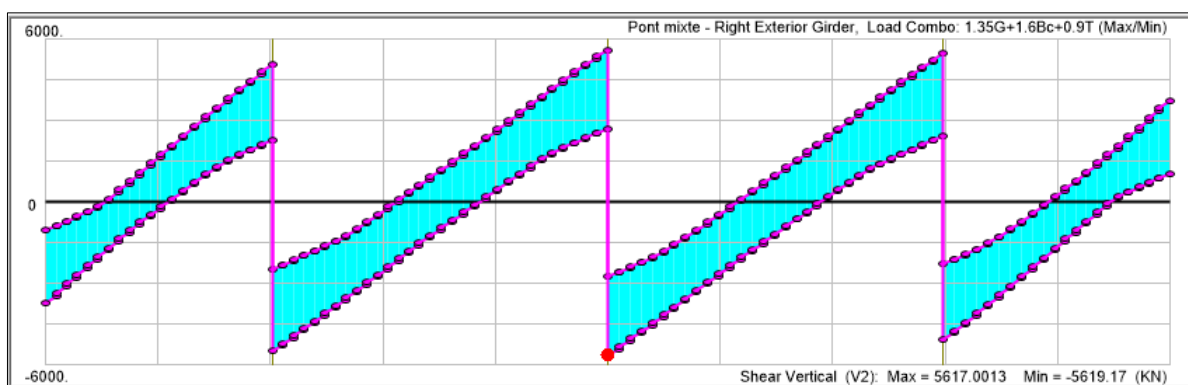
Figure V.28 : $V_{\max}$ à l'ELS ($G+1.2B_c+0.6T$).Figure V.29 : $V_{\max}$ à l'ELU ($1.35G+1.6B_c+0.9T$).

Tableau V.16 : Récapitulation des résultats de l'effort tranchant.

ELU		ELS	
Combinaisons	$V_{\max}$ (MN)	Combinaisons	$V_{\max}$ (MN)
$1.35G+1.6AL2.7+0.9T$	3.966	$G+1.2 AL2.7+0.6T$	2.948
$1.35G+1.6B_c+0.9T$	-5.619	$G+1.2BC+0.6T$	-4.187
$1.35G+1.6B_t+0.9T$	-4.496	$G+1.2Bt+0.6T$	-3.345
$1.35G+1.35M_c120+0.9T$	-4.444	$G+MC120+0.6T$	-3.292
$1.35G+1.35D240+0.9T$	-5.109	$G+D240+0.6T$	-3.213

- Réactions d'appui :

Tableau V.17 : Récapitulation des résultats des réactions d'appui.

ELU		ELS	
Sollicitations	$R_{\max}$ (MN)	Sollicitations	$R_{\max}$ (MN)
Pile : $1.35G+1.35M_c120 +0.9T$	10.244	Pile : $G+ M_c120+0.6T$	6.597
Culée : $1.35G+1.6B_c+0.9T$	3.914	Culée : $G+1.2B_c+0.9T$	2.913

V.3.2. Modélisation Avec Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional v22

V.3.2.1. Présentation de logiciel

Le logiciel de conception structurelle d'Autodesk, Robot Structural Analysis Professional, est un logiciel d'analyse par éléments finis adapté aux ingénieurs qui ont besoin d'une solution d'analyse structurelle leur permettant de modéliser, d'analyser et de concevoir une gamme de matériaux tels que des structures en acier et des structures en béton, conformes aux Eurocodes, aux codes américains et aux normes britanniques parmi d'autres.



Figure V.30 : Autodesk Robot Structural Analysis v22.

V.3.2.2. Méthodologie de modélisation

- Définir la trajectoire et la longueur du pont

La trajectoire de pont a été importée à partir du fichier [.DWG] d'AutoCAD



Figure V.31 : La trajectoire sur Autocad

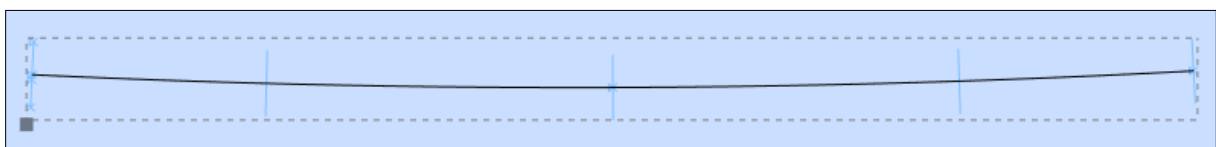


Figure V.32 : La trajectoire sur Robot

- Définition des matériaux de construction et les sections (T1, T2 et T2)

Les sections ont été importées à partir du fichier [.DXF] d'AutoCAD :

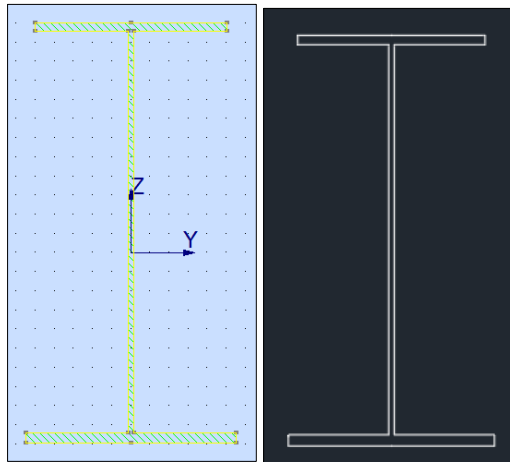


Figure V.33 : La section en format [.DXF].

- Définir les poutres principales et les entretoises

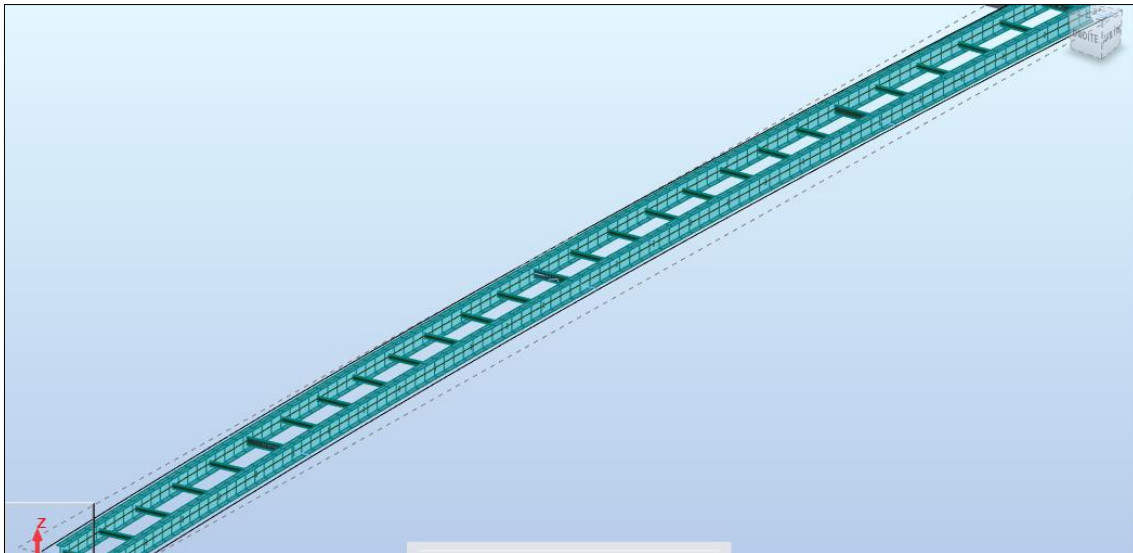


Figure V.34 : Vue en 3D de la structure métallique.

- Définir la dalle et le contour d'application

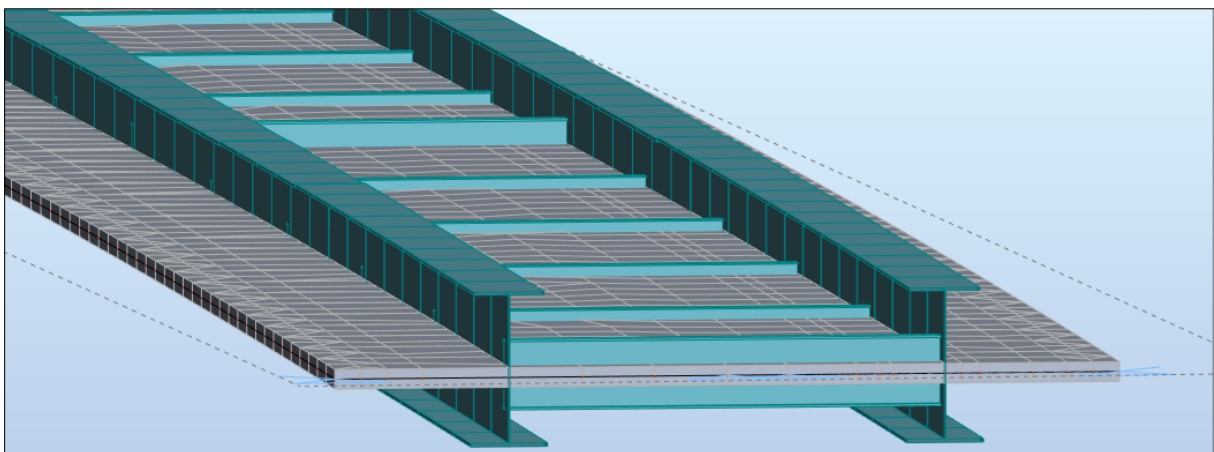


Figure V.35 : Vue 3D de la section mixte.

- **Résolution de problème des entretoises**

Le logiciel Robot est basé sur la modélisation par axe neutre, donc il considère qu'il y a contact entre les entretoises et la dalle, ce que n'est pas vrai. Une solution consiste à faire abaisser les entretoises pour qu'il n'ait pas de contact entre elles et la dalle, puis créer des liaisons rigides entre les positions initiales et les positions finales des entretoises.

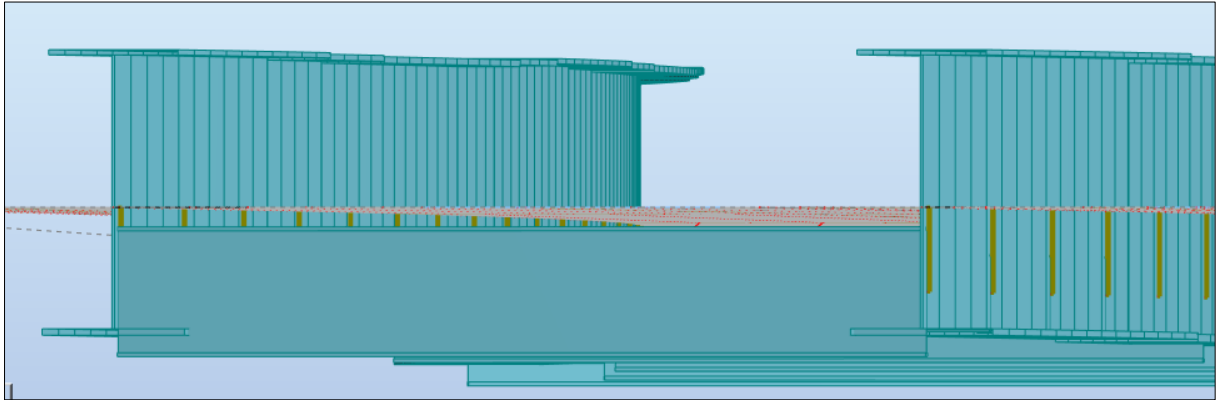


Figure V.36 : Liaisons rigide.

Et afin de prendre en compte la position réelle des poutres principales, on excentre ces derniers comme le montre la figure ci-dessous :

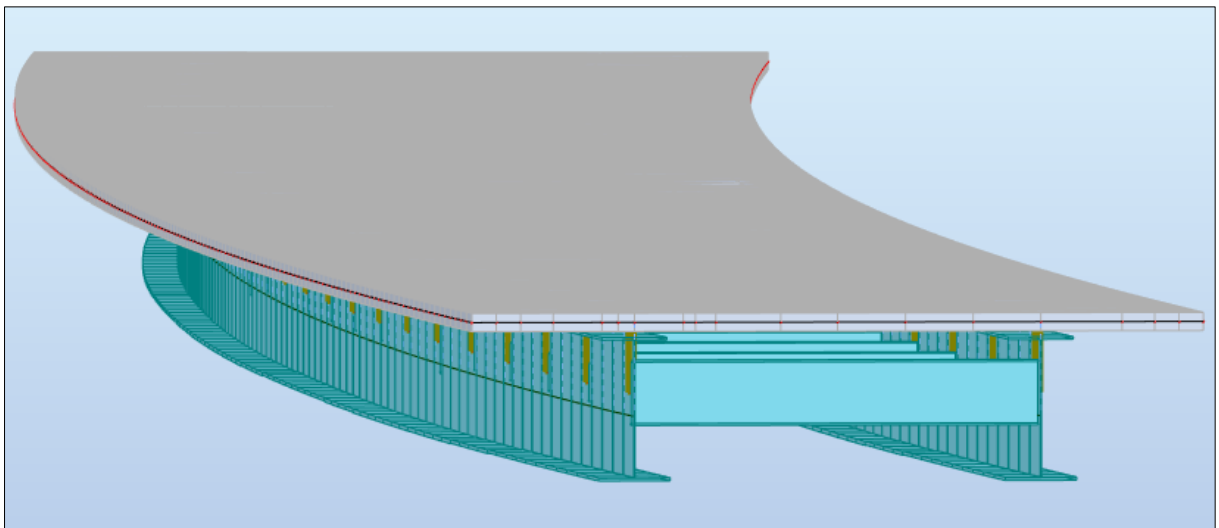


Figure V.37 : Vue 3D du tablier.

V.3.2.3. Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons

- **Définition des actions permanentes :**

Les actions permanentes comprennent notamment :

- Les actions dues à la charge permanente (poids propre).
- Les actions dues à la charge permanente complémentaire (revêtement, les barrières de sécurité, corniche, trottoirs...)

L'application de ces charges sur le modèle a été faite avec précision, leur positionnement est strictement respecté d'une façon qui reflète la réalité.

- **Système de charge A(L) :**

Les surcharges A(L) sont modélisées comme des charges réparties sur les voies ; il y a donc 18 cas tel que : $AL_{i,j}$ (i = nombres des voies chargée et j = le cas de chargement).

Par exemple : $AL1.6$ (Une voie chargée de 6ème cas de chargement) :

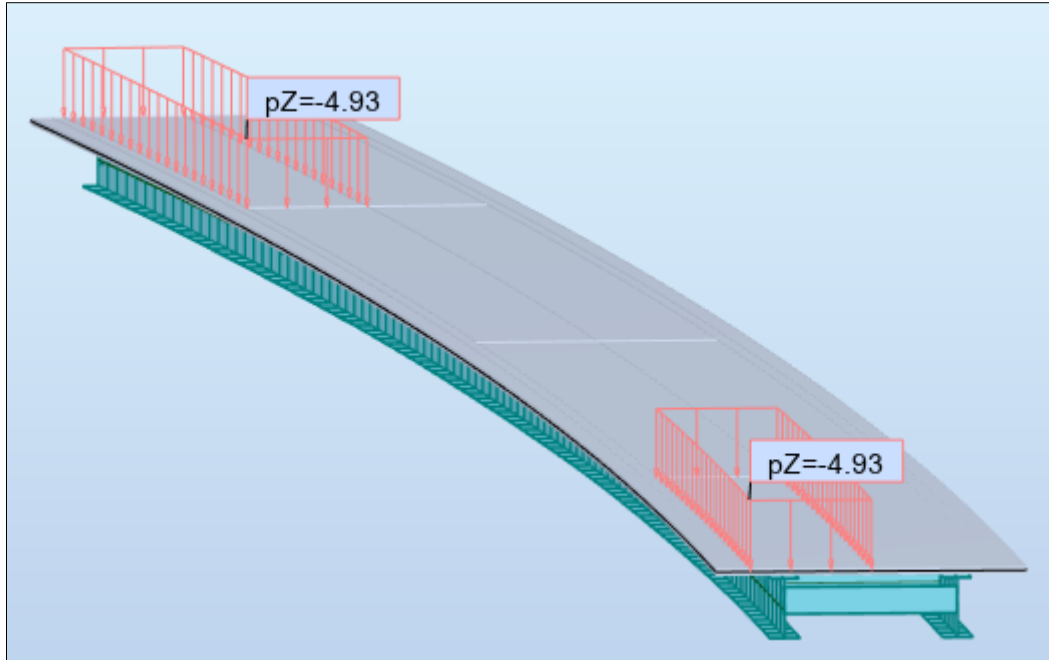


Figure V.38 : Cas de chargement AL (exp : $AL1.6$).

- **Définition de système de charges B :**

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi Bc1

Nouveau Supprimer

Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge					
1	force concentrée	F=72	X=0	S=2		
2	force concentrée	F=72	X=1.5	S=2		
3	force concentrée	F=36	X=6	S=2		
4	force concentrée	F=72	X=10.5	S=2		
5	force concentrée	F=72	X=12	S=2		

Dimensions du convoi

b= 2 d1= 0 d2= 0

Unités

longueur - (m) force - (kN)

Ajouter Fermer Aide

Figure V.39 : Système de charges B_c .

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

Bt1

Nouveau Supprimer

Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge					
1	force concentrée	F=96	X=0	S=2		
2	force concentrée	F=96	X=1.35	S=2		
*						

Dimensions du convoi

b= 2 d1= 0 d2= 0

Unités

longueur - (m) force - (kN)

Ajouter Fermer Aide

Figure V.40 : Système de charges Bt.

- Définition des charges militaires :

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

Mc120

Nouveau Supprimer

Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge					
1	surfactive uniforme	P=90.16	X=0	S=3.3	DX=6.1	DY=1
2	surfactive uniforme	P=90.16	X=36.6	S=3.3	DX=6.1	DY=1
3	surfactive uniforme	P=90.16	X=73.2	S=3.3	DX=6.1	DY=1
4	surfactive uniforme	P=90.16	X=109.8	S=3.3	DX=6.1	DY=1
5	surfactive uniforme	P=90.16	X=146.4	S=3.3	DX=6.1	DY=1

Dimensions du convoi

b= 4.3 d1= 0 d2= 0

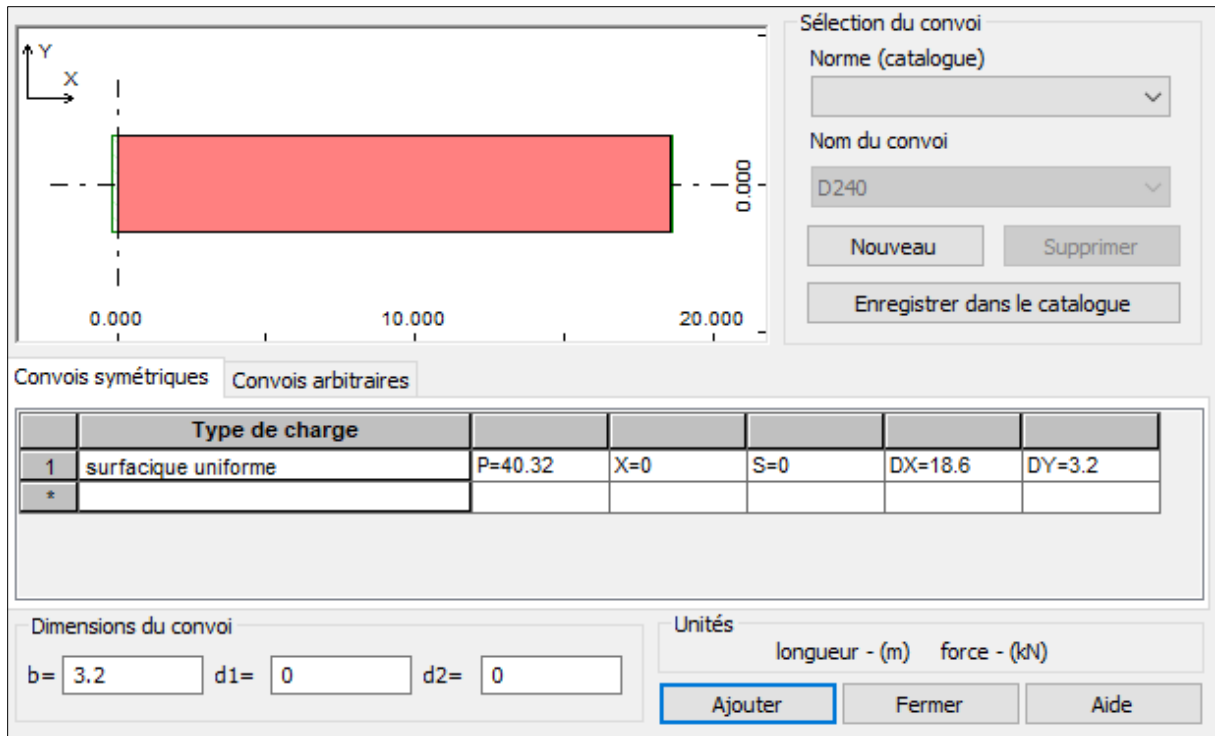
Unités

longueur - (m) force - (kN)

Ajouter Fermer Aide

Figure V.41 : Système de charges Mc120.

- Définition des charges exceptionnelles :



Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

D240

Nouveau Supprimer

Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge					
1	surfacique uniforme	P=40.32	X=0	S=0	DX=18.6	DY=3.2
*						

Dimensions du convoi

b= 3.2 d1= 0 d2= 0

Unités

longueur - (m) force - (kN)

Ajouter Fermer Aide

Figure V.42 : Système de charges D240.

- Les combinaisons d'actions :

Sont les mêmes combinaisons introduites au CSI Bridge (voir tableau IV.14).

V.3.2.4. Résultats obtenus

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

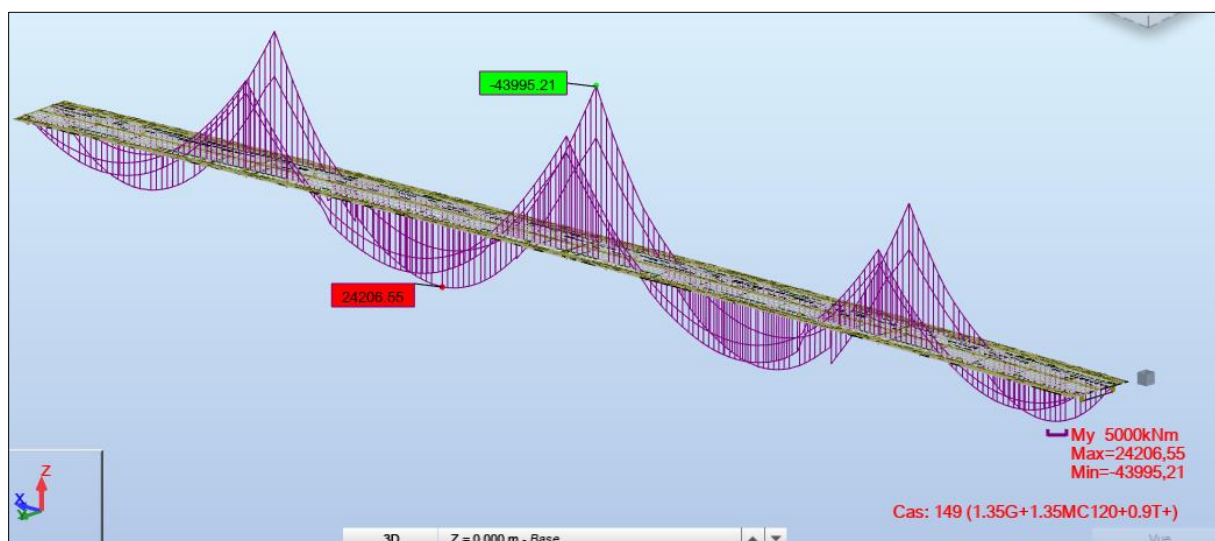


Figure V.43 : Moment fléchissant max sur pile à l'ELU.

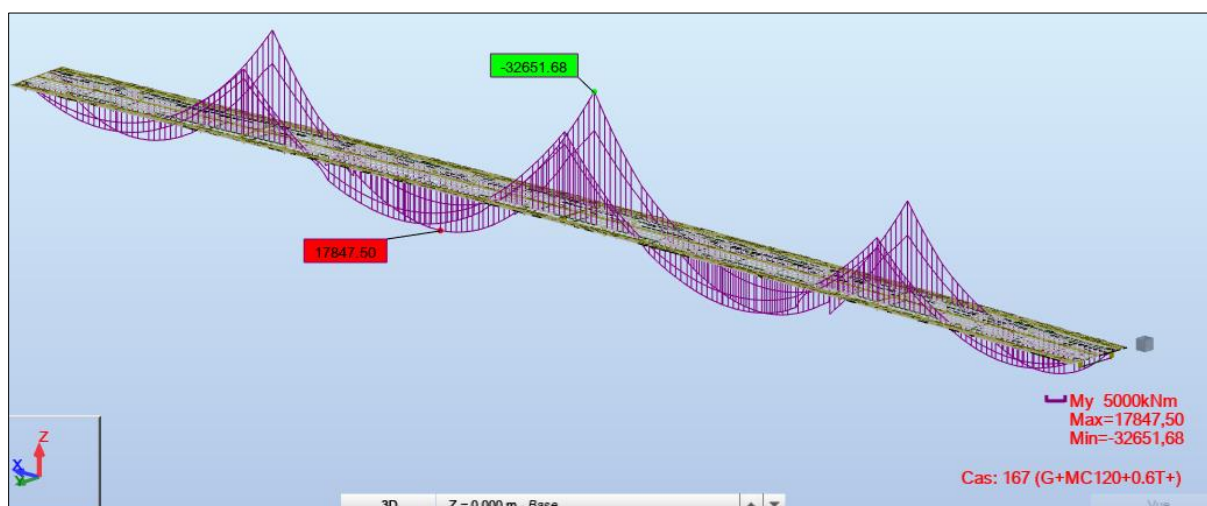


Figure V.44 : Moment fléchissant max sur pile à l'ELS.

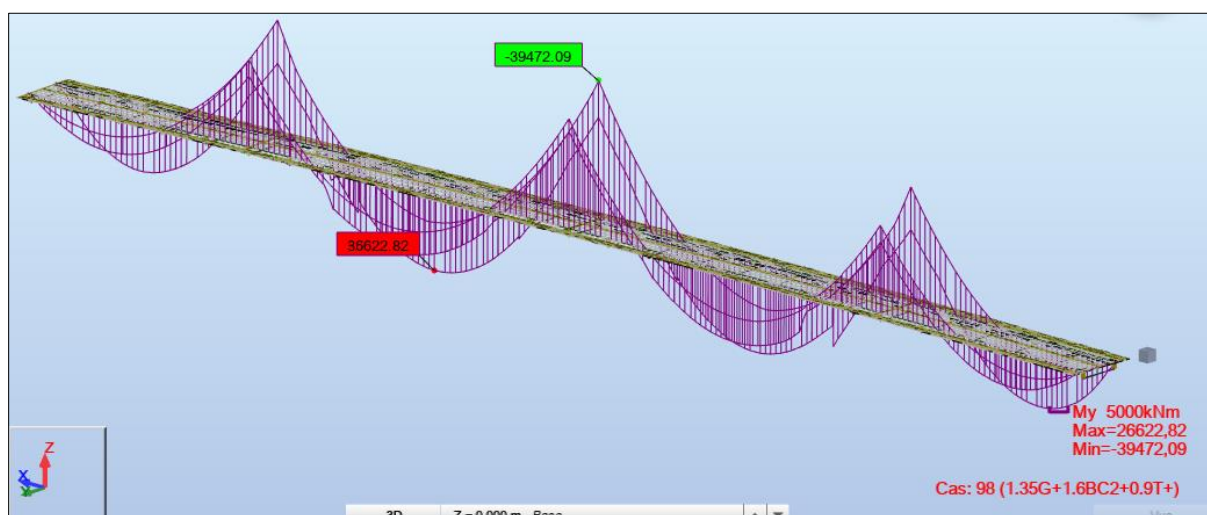


Figure V.45 : Moment fléchissant max à mi-travée à l'ELU.

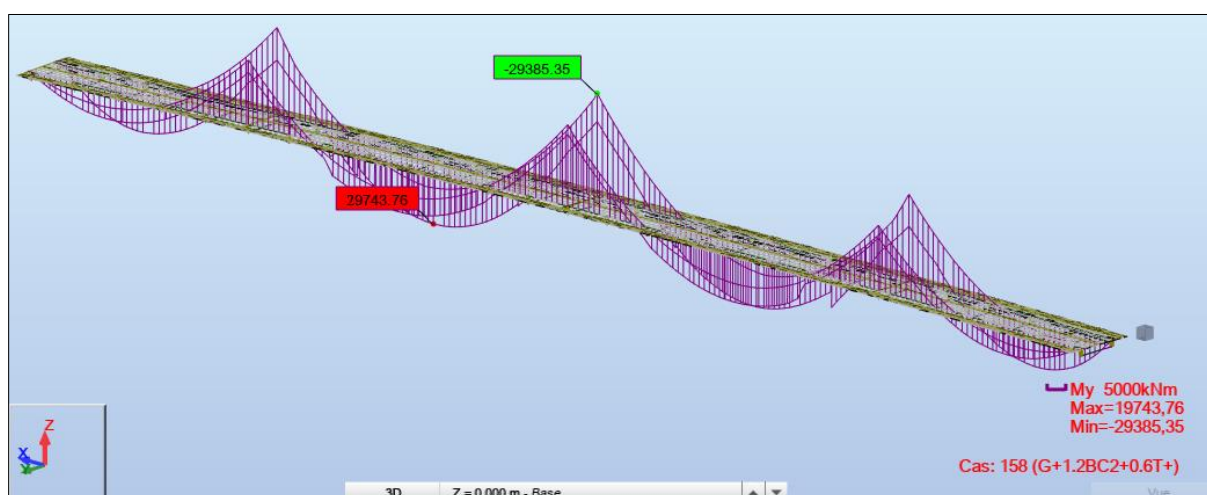


Figure V.46 : Moment fléchissant max à mi-travée à l'ELS.



Figure V.47 : Effort tranchant max à l'ELU.

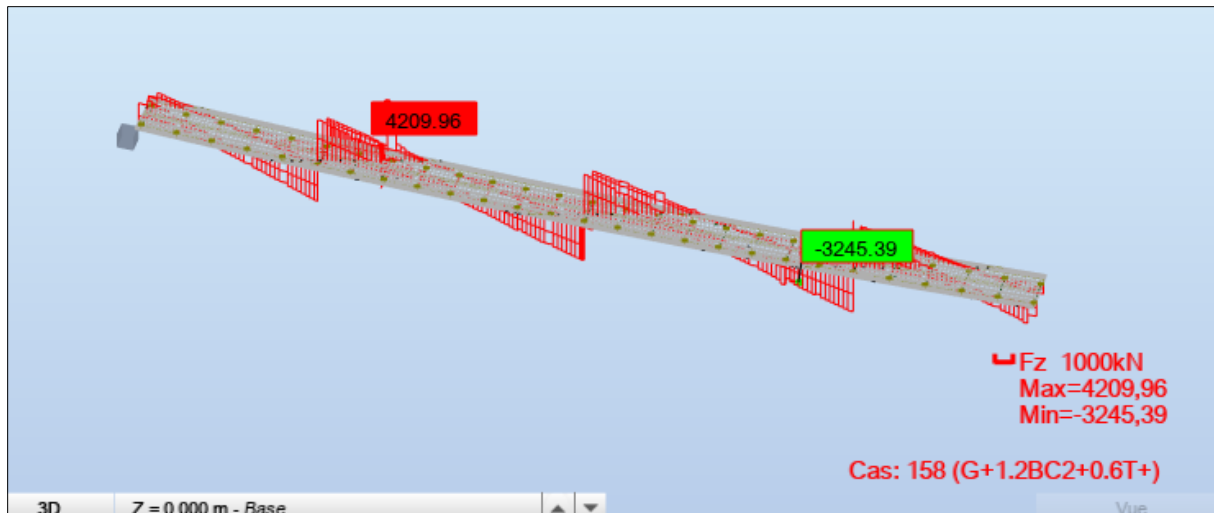


Figure V.48 : Effort tranchant max à l'ELS.

V.3.2.5. Comparaison Entre Les Résultats des 2 modèles (CSI Bridge et Autodesk RSA)

Tableau V.18 : Comparaison entre les valeurs maximales des efforts M et T.

Combinaison	ELU		ELS	
	CSI Bridge	Robot	CSI Bridge	Robot
Moments max sur pile (MN.m)	-43.818	-43.995	-32.69	-32.652
Moment max à mi-travée (MN.m)	38.513	36.623	28.631	29.744
Effort tranchant maximale (MN)	5.619	5.637	4.187	4.210
Erreur moyenne (%)	1.88		1.52	

V.4. CONCLUSION

Une bonne modélisation avec une bonne estimation des charges nous amène à des résultats d'efforts les plus réels que possible, ceci peut être prouvé en utilisant deux modèles différents.



Chapitre VI

ETUDE DE LA SECTION MIXTE



VI.1. INTRODUCTION

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

VI.2. HYPOTHESE DE CALCUL

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

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

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

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

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

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

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

VI.2.1. Coefficient d'Equivalence entre Acier et Béton

VI.2.1.1. Coefficient d'Equivalence pour les Chargements à Court Terme

Dans une structure mixte, la flexion longitudinale ayant une courte durée d'application est reprise par la section mixte homogénéisée (fissurée ou non). Pour homogénéiser la section mixte (non fissurée), on divise l'aire du béton par un coefficient d'équivalence appelé coefficient d'équivalence pour les chargements à court terme n_0 :

$$n_0 = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21\,000}{22\,000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}}$$

Avec : f_{cm} : Valeur moyenne de la résistance en compression d'un cylindre en béton à 28 j.

$$f_{cm} = f_{c28} + 8 = 35 + 8 = 43 \text{ MPa}$$

Donc :

$$n_0 = 6.16$$

VI.2.1.2. Coefficient d'Equivalence Pour Les Chargements à Long Terme

Le coefficient d'équivalence pour le calcul de la structure à long terme est noté n_L . Il dépend du type de charge appliqué sur la poutre (par l'intermédiaire du coefficient ψ_L) et du fluage du béton à l'instant considéré (par l'intermédiaire de la fonction de fluage $\varphi(t, t_0)$) :

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi(\infty, t_0))$$

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

1^{er} cas : correspond à la phase de construction avant coulage de la dalle. La section résistante est la section en métal. Dans ce cas ($n = \infty$).

2^{ème} cas : correspond à l'installation de la superstructure. Il s'applique alors des charges relativement longues par rapport à celles que subit l'ouvrage. Nous sommes alors dans un cas de chargement à long terme ($n = 18$).

3^{ème} cas : correspond à l'application des surcharges, pour lequel on utilise un coefficient ($n = n_0 = 6$).

L'effet du retrait sera pris en compte par un coefficient ($n = 15$).

Tableau VI.1 : Coefficient d'équivalence n.

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

VI.3. CALCUL DE LA SECTION MIXTE

VI.3.1. Caractéristiques Géométriques du PRS

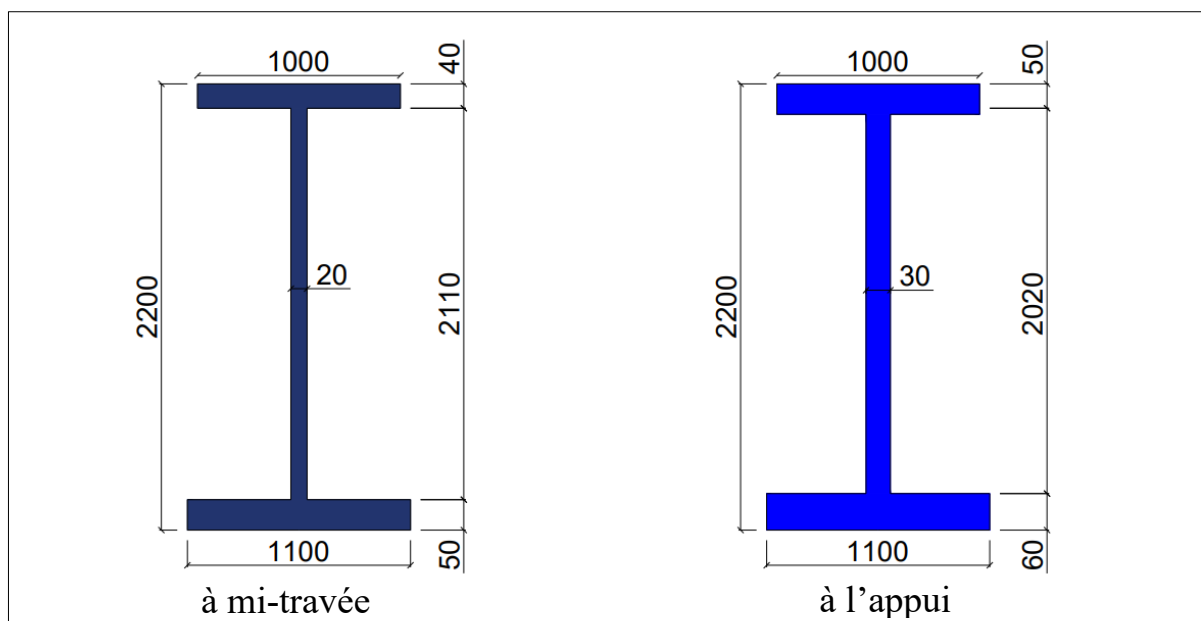


Figure VI.1 : Section de poutre.

VI.3.1.1. Section à mi-travée

- **La Surface**

$$S = \sum a_i \cdot b_i = 0.1372 \text{ m}^2$$

- **Centre de gravité**

$$y_{G_a} = \frac{\sum y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 0.9855 \text{ m}$$

- **Moments d'inertie**

$$I_X = \sum \frac{a_i \cdot b_i^3}{12} + S_i \cdot (y_{G_a} - y_i)^2 = 0.1241 \text{ m}^4$$

$$I_Y = \sum \frac{b_i \cdot a_i^3}{12} = 0.0089 \text{ m}^4$$

VI.3.1.2. Section sur appui

- **La Surface**

$$S = \sum a_i \cdot b_i = 0.1787 \text{ m}^2$$

- **Centre de gravité**

$$y_{G_a} = \frac{\sum y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 1.0074 \text{ m}$$

- **Moments d'inertie**

$$I_X = \sum \frac{a_i \cdot b_i^3}{12} + S_i \cdot (y_{G_a} - y_i)^2 = 0.1547 \text{ m}^4$$

$$I_Y = \sum \frac{b_i \cdot a_i^3}{12} = 0.0108 \text{ m}^4$$

VI.3.2. Caractéristiques Géométriques de la Dalle**VI.3.2.1. Détermination de la largeur efficace**

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

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

Où :

b_0 : entraxe entre les files de goudons extérieures.

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

Où :

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

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

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

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

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

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

Avec :

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

On a :

$$b_0 = 0.6 \text{ m.}$$

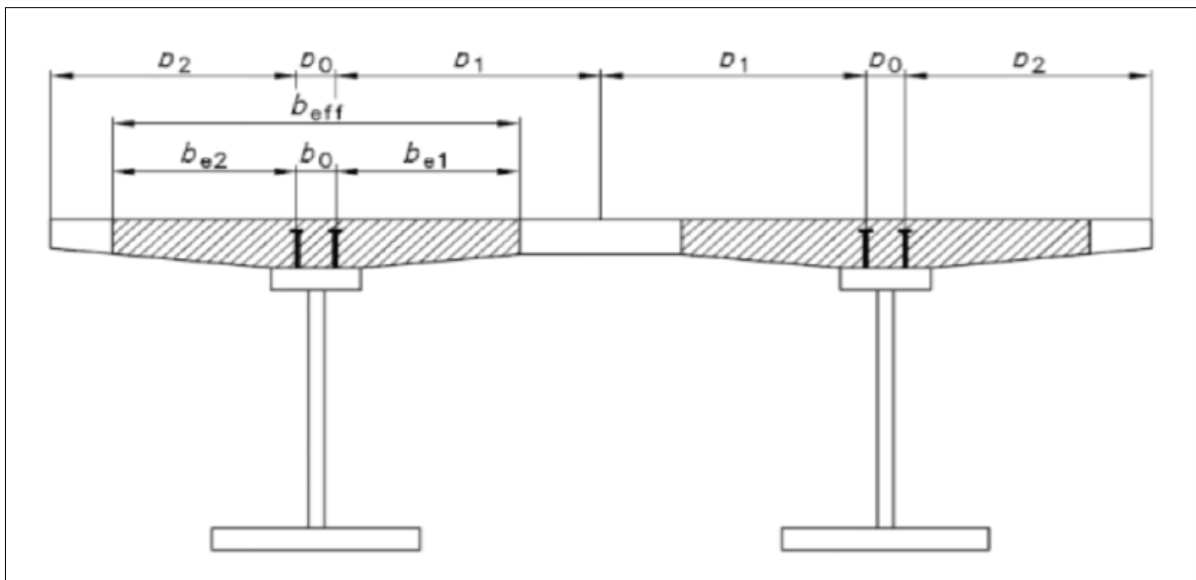


Figure VI.2 : Définition de la largeur efficace.

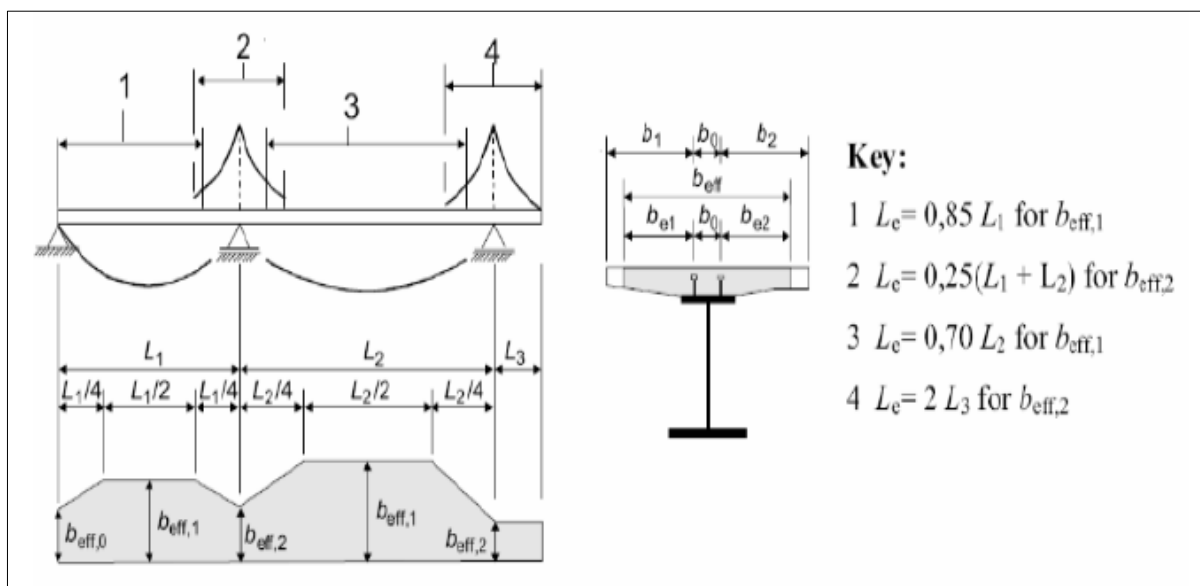


Figure VI.3 : Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.

- **b_{eff} (sur appui d'extrémité)**

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

$$L_e = 0.8 \times L_1 = 0.8 \times 40 = 32 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min \{ 4; 2.825 \} = 2.825 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_2 \right\} = \min \{ 4; 2.2 \} = 2.2 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.55 + 0.025 \times \frac{40}{2.825} = 0.904.$$

$$\beta_2 = 0.55 + 0.025 \times \frac{40}{2.2} = 1.$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff}0} = 0.6 + 0.904 \times 2.825 + 1 \times 2.2 = 5.354 \text{ m}.$$

- **b_{eff} (mi-travée 01)**

$$L_e = 0.85 \times L_1 = 0.85 \times 40 = 34 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min \{ 4.25; 2.825 \} = 2.825 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_2 \right\} = \min \{ 4.25; 2.2 \} = 2.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff}1} = 0.6 + 2.825 + 2.2 = 5.625 \text{ m}.$$

- **b_{eff} (sur pile 01)**

$$L_e = 0.25 \times (L_1 + L_2) = 0.25(40 + 60) = 25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min \{ 3.125; 2.825 \} = 2.825 \text{ m}$$

$$\text{Et } b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_2 \right\} = \min \{ 3.125; 2.2 \} = 2.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff}2} = 0.6 + 2.825 + 2.2 = 5.625 \text{ m}.$$

- **b_{eff} (mi-travée 02)**

$$L_e = 0.7 \times L_2 = 0.7 \times 60 = 42 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min \{ 3.125; 2.825 \} = 2.825 \text{ m}$$

$$\text{Et } b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_2 \right\} = \min \{ 3.125; 2.2 \} = 2.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff}1} = 0.6 + 2.825 + 2.2 = 5.625 \text{ m}.$$

- **b_{eff} (sur pile 02)**

$$L_e = 2 \times L_3 = 2 \times 13 = 26 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min \{ 3.25; 2.825 \} = 2.825 \text{ m}$$

$$\text{Et } b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_2 \right\} = \min \{ 3.25; 2.2 \} = 2.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_{\text{eff}2} = 0.6 + 2.825 + 2.2 = 5.625 \text{ m.}$$

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

$$b_{\text{eff}} = 5.625 \text{ m.}$$

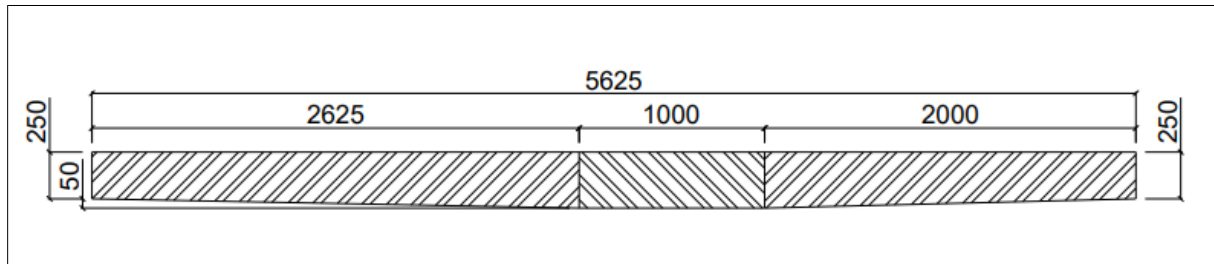


Figure VI.4 : La section de la dalle.

VI.3.3. Caractéristiques géométriques de la dalle

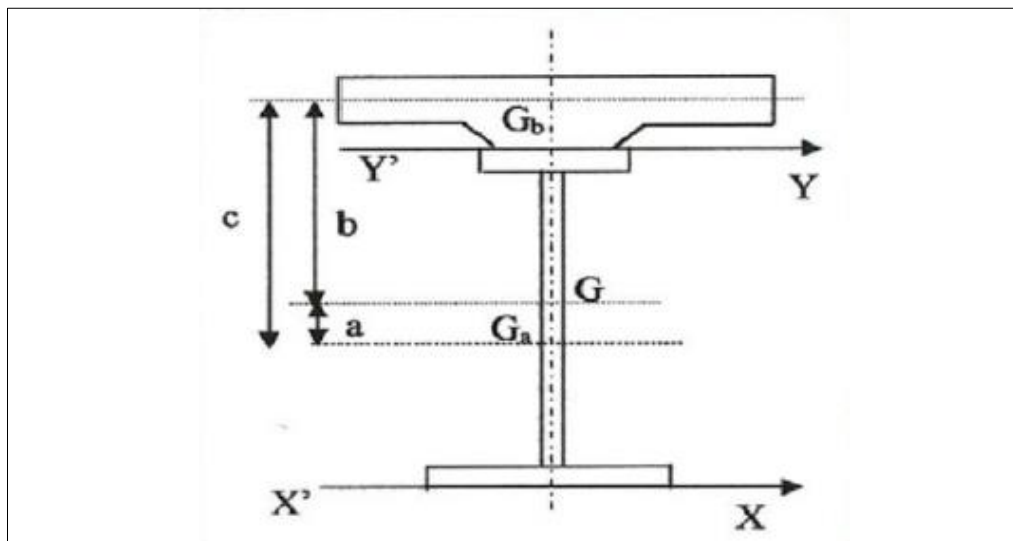


Figure VI.5 : Centre de gravité de la section mixte.

VI.3.3.1. Calcul de surface

- Section à mi-travée

$$S_n = S_a + \left(\frac{S_b}{n} \right) \Rightarrow \begin{cases} S_a = 0.1372 \text{ m}^2 \\ S_b = 1.5619 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Où :

S_a = Section d'acier.

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence.

Ce que donne :

$$\begin{cases} S_6 = 0.3975 \text{ m}^2 \\ S_{18} = 0.2240 \text{ m}^2 \\ S_{15} = 0.2413 \text{ m}^2 \\ S_{\infty} = 0.1372 \text{ m}^2 \end{cases}$$

- **Section sur appui**

$$\begin{cases} S_a = 0.1787 \text{ m}^2 \\ S_b = 1.5619 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_6 = 0.4390 \text{ m}^2 \\ S_{18} = 0.2655 \text{ m}^2 \\ S_{15} = 0.2828 \text{ m}^2 \\ S_{\infty} = 0.1787 \text{ m}^2 \end{cases}$$

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

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

On a donc :

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

Où :

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

- **Section à mi- travée**

$$c = 1.3752 \Rightarrow \begin{cases} a_6 = 0.9006 \text{ m} \\ b_6 = 0.4746 \text{ m} \end{cases}, \begin{cases} a_{18} = 0.5328 \text{ m} \\ b_{18} = 0.8424 \text{ m} \end{cases}, \begin{cases} a_{15} = 0.5934 \text{ m} \\ b_{15} = 0.7818 \text{ m} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} a_{\infty} = 0.0000 \text{ m} \\ b_{\infty} = 1.3752 \text{ m} \end{cases}$$

- **Section sur appui**

$$c = 1.3537 \Rightarrow \begin{cases} a_6 = 0.8027 \text{ m} \\ b_6 = 0.5510 \text{ m} \end{cases}, \begin{cases} a_{18} = 0.4425 \text{ m} \\ b_{18} = 0.9112 \text{ m} \end{cases}, \begin{cases} a_{15} = 0.4984 \text{ m} \\ b_{15} = 0.8553 \text{ m} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} a_{\infty} = 0.000 \text{ m} \\ b_{\infty} = 1.3537 \text{ m} \end{cases}$$

VI.3.3.3. L'inertie de la section mixte

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

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

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

I_B : inertie propre du béton par rapport à G_b .

- Section à mi-travée

$$\begin{cases} I_A = 0.0102 \\ I_B = 0.1241 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I_6 = 0.2008 \text{ m}^2 \\ I_{18} = 0.1176 \text{ m}^2 \\ I_{15} = 0.1304 \text{ m}^2 \\ I_\infty = 0.0102 \text{ m}^2 \end{cases}$$

- Section sur appui

$$\begin{cases} I_A = 0.0102 \\ I_B = 0.1547 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I_6 = 0.2302 \text{ m}^2 \\ I_{18} = 0.1258 \text{ m}^2 \\ I_{15} = 0.1411 \text{ m}^2 \\ I_\infty = 0.0102 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VI.3.3.4. Les caractéristiques mécaniques de la section mixte

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

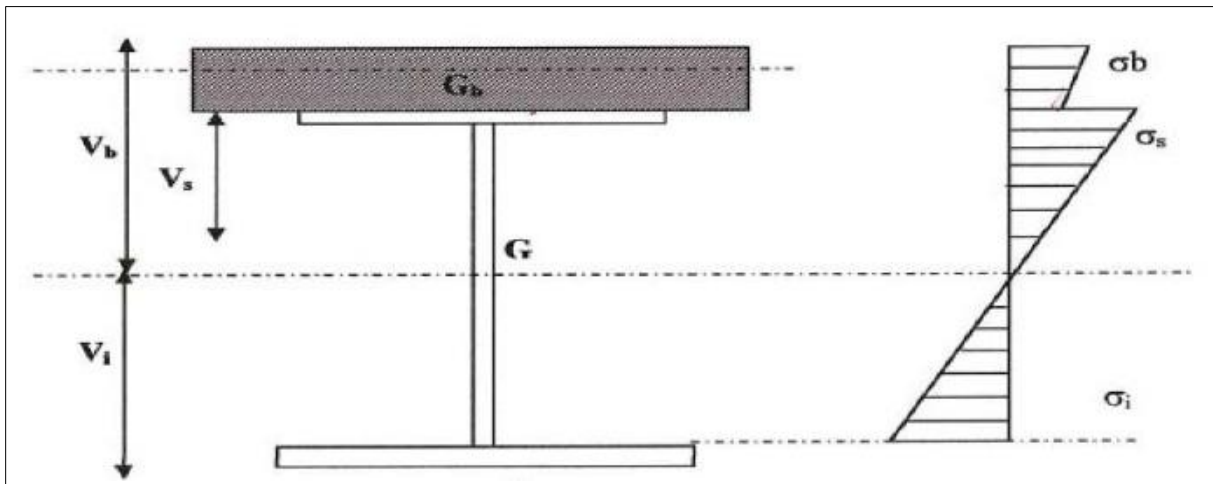


Figure VI.6 : La distribution des contraintes dans une section mixte.

On a :

- Section à mi-travée

$$V : \begin{cases} V_{bn} = b_n + 0.1393 \text{ m.} \\ V_{sn} = b_n - 0.1607 \text{ m.} \\ V_{in} = a_n + 0.9855 \text{ m.} \end{cases} \quad W : \begin{cases} W_{bn} = \frac{I}{V_{bn}} \text{ m}^3. \\ W_{sn} = \frac{I}{V_{sn}} \text{ m}^3. \\ W_{in} = \frac{I}{V_{in}} \text{ m}^3. \end{cases}$$

- Section sur appui :

$$V : \begin{cases} V_{bn} = b_n + 0.1393 \text{ m.} \\ V_{sn} = b_n - 0.1607 \text{ m.} \\ V_{in} = a_n + 1.0074 \text{ m.} \end{cases} \quad W : \begin{cases} W_{bn} = \frac{I}{V_{bn}} \text{ m}^3. \\ W_{sn} = \frac{I}{V_{sn}} \text{ m}^3. \\ W_{in} = \frac{I}{V_{in}} \text{ m}^3. \end{cases}$$

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

n	6	18	15	∞
S_a (m ²)	0.1372	0.1372	0.1372	0.1372
S_b (m ²)	1.5619	1.5619	1.5619	1.5619
c (m)	1.3752	1.3752	1.3752	1.3752
S_n (m ²)	0.3975	0.2240	0.2413	0.2413
a_n (m)	0.9006	0.5328	0.5934	0.0000
b_n (m)	0.4746	0.8424	0.7818	1.3752
I_a (m ⁴)	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102
I_b (m ⁴)	0.1241	0.1214	0.1214	0.1214
I_n (m ⁴)	0.2008	0.1176	0.1304	0.0102
V_{bn} (m)	0.6139	0.9817	0.9211	1.5145
V_{sn} (m)	0.3139	0.6817	0.6211	1.2145
V_{in} (m)	1.8861	1.5183	1.5789	0.9855
W_{bn} (m ³)	0.3271	0.1198	0.1416	0.0067
W_{sn} (m ³)	0.6396	0.1725	0.2100	0.0084
W_{in} (m ³)	0.1065	0.0775	0.0826	0.0104

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

n	6	18	15	∞
S_a (m ²)	0.1787	0.1787	0.1787	0.1787
S_b (m ²)	1.5619	1.5619	1.5619	1.5619
c (m)	1.3752	1.3752	1.3752	1.3752
S_n (m ²)	0.4390	0.2655	0.2828	0.1787
a_n (m)	0.8027	0.4425	0.4984	0.0000
b_n (m)	0.5510	0.9112	0.8553	1.3537
I_a (m ⁴)	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102
I_b (m ⁴)	0.1547	0.1547	0.1547	0.1547
I_n (m ⁴)	0.2302	0.1258	0.1411	0.0102
V_{bn} (m)	0.6903	1.0505	0.9946	1.4930
V_{sn} (m)	0.3903	0.7505	0.6946	1.1930
V_{in} (m)	1.8101	1.4499	1.5058	1.0074
W_{bn} (m ³)	0.3334	0.1198	0.1418	0.0068
W_{sn} (m ³)	0.5897	0.1198	0.2031	0.0085
W_{in} (m ³)	0.1272	0.0868	0.0937	0.0101

VI.3.4. Le Retrait du Béton

VI.3.5. Définition

On désigne le raccourcissement lent dans le temps d'un élément, indépendamment de la charge. Le retrait est causé par l'évaporation de l'eau passive et par le rétrécissement du gel de ciment enrobant les granulats. La composition du béton, la géométrie de la pièce et les conditions climatiques sont les facteurs qui influencent ce retrait ; on distingue trois origines physiques de retrait :

VI.3.6. Retrait Thermique ϵ_{th}

Il s'effectue à court terme et traduit la différence de température existant au moment du durcissement entre le béton et la charpente métallique déjà en place.

L'expérience acquise sur les chantiers montre clairement que, tant que l'épaisseur de béton reste inférieure à 30 cm les effets thermiques sont nuls ou très faibles.

Le retrait thermique peut donc atteindre, selon le dosage et la nature du ciment, 400 à 500. 10⁻⁶ au cœur des pièces dès que l'épaisseur dépasse une certaine valeur.

Par ailleurs la température maximale est atteinte environ 10 heures après le bétonnage avec un ciment à prise rapide et 20 heures après le bétonnage avec un ciment classique.

Il est intéressant de choisir l'heure de bétonnage pour faire en sorte que le pic de température soit atteint au moment où la température extérieure est la plus élevée.

VI.3.7. Retrait Endogène ϵ_{ca}

Le retrait endogène est dû à la déformation de la pâte de ciment au cours de son hydratation ; il est attribué au fait que le volume des hydrates formés est inférieur de 8 à 10 % à la somme des volumes des constituants consommés dans la réaction ; après la prise, le retrait observé est nettement inférieur à cette

Valeur, car le squelette minéral déjà constitué s'oppose, par sa rigidité mécanique croissante, à ce retrait. Il s'effectue à court terme, juste après la mise en œuvre du béton, et traduit la poursuite de l'hydratation du ciment après la prise, ce qui entraîne une diminution du volume initialement mis en œuvre. Ce retrait varie cependant entre (0.5 et 1.1) 10⁻⁴ pour les bétons dont le rapport E/C est supérieur à 0,45 mais il augmente très vite quand ce rapport tombe en-dessous de 0,40 et peut atteindre 3x10⁻⁴. Ces valeurs sont celles d'un béton non armé. La présence des armatures les réduit d'environ 15 %, lorsque l'on considère le retrait de la dalle de béton armé.

VI.3.8. Retrait de dessiccation ϵ_{cd}

Dans le Cas de la dalle coulée en place la démarche doit tenir compte, avant tout, des épaisseurs de la dalle : Si le refroidissement de la dalle n'est pas gêné et si son épaisseur est partout inférieure à 20 cm, il y a peu de retrait thermique et, sauf utilisation d'un béton HP (et notamment un béton à monter rapide en résistance), le retrait total reste modéré. Si l'épaisseur est supérieure à 30 cm, il faut limiter la chaleur d'hydratation (au niveau de la formulation du béton) ou utiliser des techniques qui permettent d'en limiter les effets mécaniques (via des isolations thermiques ou le phasage du bétonnage). Entre 20 et 30 cm, l'ensemble des

paramètres influents devra être considéré, notamment les conditions d'environnement et le degré d'isolation thermique du coffrage de l'intrados.

Pour diminuer l'intensité de la fissuration, on pourra utiliser les voies suivantes :

- Utiliser un ciment CPA prise mer (à faible % en aluminates) sans dépasser 350 kg/m.
- Compléter la granulométrie du béton avec un tiller calcaire (de taille moyenne inférieure à 0,5 μm).
- Optimiser la compacité du squelette granulaire.
- Réduire la teneur en eau initiale en utilisant un super plastifiant dosé à saturation.

VI.3.9. Calcul du retrait à la mise en service

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

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

VI.3.9.1. Retrait endogène

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5(35 - 10) \cdot 10^{-6} = 6.25 \times 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0.2 \times t)^{0.5}} = 1 - 0.15 = 0.85.$$

On déduit :

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0.85 \times 6.25 \times 10^{-6} = 5.31 \times 10^{-6}$$

VI.3.9.2. Retrait de dessiccation

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

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

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

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

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

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

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

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

D'où on déduit :

$$\varepsilon_{cd0} = 1.41 \times 10^{-4}$$

Le coefficient k_h dépend du rayon moyen :

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

A_c : l'aire de la section de béton.

$$A_c = 3.12 \text{ m}^2$$

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

$$u = 23 - 2 - (11.25 - 1.5) = 11.25 \text{ m.}$$

$$h_0 = 0.55 \text{ m} = 550 \text{ mm} \geq 500 \Rightarrow h_{kh} = 0.7 \text{ (tableaux 3.3 EN1992 - 1 - 1 - 2004).}$$

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

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04\sqrt{h_0^3}} = 0.05.$$

D'où on déduit :

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0.05 \times 0.7 \times 1.41 \times 10^{-4} = 4.94 \times 10^{-6}$$

VI.3.9.3. Retrait à la mise en service

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 5.31 \times 10^{-5} + 0.494 \times 10^{-5} = 5.8 \times 10^{-5}$$

- **Calcul du retrait au temps infini**

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

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

Par suit, on a :

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

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 6.25 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(\infty, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0} = 1 \times 0.7 \times 1.41 \times 10^{-4} = 9.87 \times 10^{-5}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{cs}(\infty) = 10.5 \times 10^{-5}$$

- **Calcul du retrait thermique**

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

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

Ce qui est relativement élevé.

Avec :

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

L'allongement du béton, qui résulte de sa montée en température, est donc partiellement transmis au métal par la connexion. De plus, la poutre métallique au contact avec la dalle subit un certain échauffement, qui diminue d'autant l'effet du retrait thermique.

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

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

- **Bilan retrait à court terme**

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

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{th} = 5.31 \times 10^{-5} + 4.94 \times 10^{-6} + 10^{-4} = 1.58 \times 10^{-4}$$

- **Bilan des retraits à court terme**

Pour les vérifications au temps infini, on applique un retrait à la totalité de la dalle, après achèvement des phases de bétonnage.

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 10.5 \times 10^{-5}$$

VI.3.10. Hypothèse de calcul des contraintes dues aux retraits

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

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

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

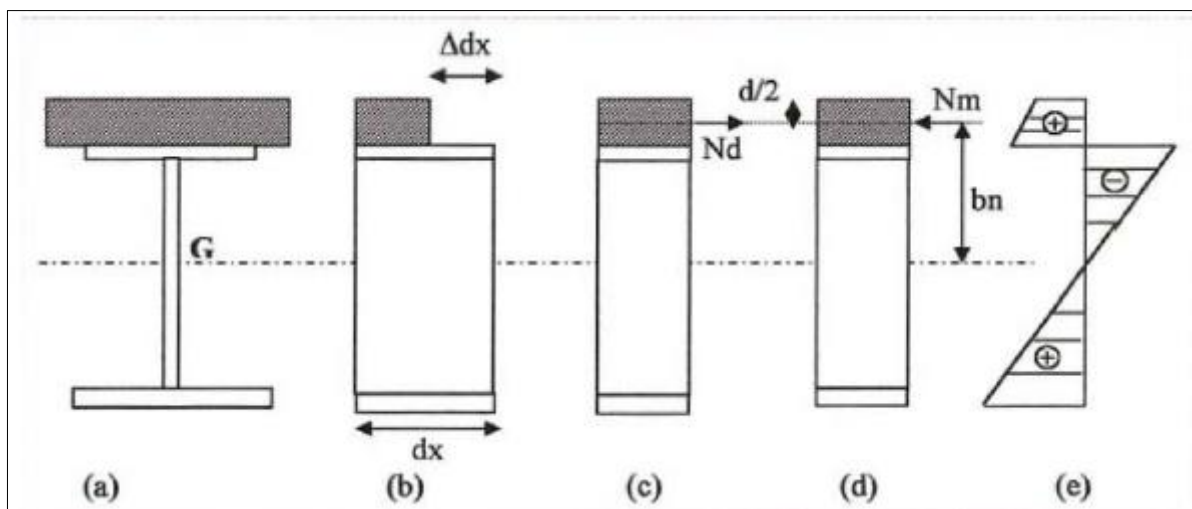


Figure VI.7 : Effets du retrait du béton dans la section mixte.

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

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

Avec :

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

ε_r : coefficient de retrait.

En considérant que :

$$\Delta x = \varepsilon_r \cdot dx \text{ (Figure b).}$$

Avec ε_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à : $\varepsilon_r = 1.62 \times 10^{-4}$.

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

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

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

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

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

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

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

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

Notations :

$n = 15$ (Coefficient d'équivalence).

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

B : section de béton.

A : section d'acier.

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

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

$$\beta = \frac{B_n}{B_n + A} = \frac{B_{15}}{B_{15} + A} = \frac{\frac{1.5619}{15}}{\frac{1.5619}{15} + 0.1372} = 0.43$$

$$W_{15} = b_{15} \cdot B_{15} = 0.7818 \times \frac{1.5619}{15} = 0.0814 \text{ m}^3.$$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r = \frac{E_a}{n} \cdot \varepsilon_r = \frac{2.1 \times 10^5}{15} \times 1.62 \times 10^{-4} = 2.27 \text{ MPa}$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 2.27 \times 0.0814 = 0.184 \text{ MN.m}$$

VI.3.10.1. Contraintes Résultantes

- Dans le béton

$$\sigma_{sr} = \sigma_b \cdot (1 - \beta) - \frac{M}{W_b} = 2.27 \times (1 - 0.43) - \frac{0.031}{0.1416} = 1.07 \text{ MPa.}$$

- Dans l'acier

$$\sigma_{sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot \left(\frac{M}{W_b} \right) = -15 \times 0.43 \times 2.27 - 15 \times \left(\frac{0.031}{0.21} \right) = -16.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ir} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot \left(\frac{M}{W_i} \right) = -15 \times 0.43 \times 2.27 - 15 \times \left(\frac{0.031}{0.0826} \right) = -20.27 \text{ MPa}$$

VI.3.10.2. Contraintes pondérées dues au retrait

$$\alpha = 1.32$$

$$\sigma_{br} = 1.32 \times 1.07 = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr} = 1.32 \times (-16.86) = -22.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ir} = 1.32 \times (-20.27) = -26.76 \text{ MPa}$$

VI.3.11. Vérification des Contraintes de Cisaillement (ELS)

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

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

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

h : la hauteur de l'âme.

On a un effort tranchant maximum égale a :

$$T = 4.187 \text{ MN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T}{h \cdot e} = \frac{4.187}{2.11 \times 0.02} = 99.22 \text{ MPa}$$

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

Alors :

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

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

VI.3.12. Dénivellation des Appuis

La dénivellation des appuis est un phénomène qui caractérise les ponts hyperstatiques, ce phénomène est dû à la présence de contrainte de traction dans le béton au niveau des zones d'appuis intermédiaire ; plusieurs solutions sont envisageables afin de diminuer ces contraintes de traction ou d'annuler.

La solution la plus répandue et retenue systématiquement en Algérie étant la précontrainte par dénivellation d'appuis intermédiaires.

Notre cas est une travée continue mixte sur 5 appuis.

Après la pose des poutres métalliques, on remonte par les vérins l'appui intermédiaire par une hauteur. Cette dénivellation va créer dans les poutres un moment de flexion. Après le soudage des connecteurs, et la pose des armatures de la dalle et le coulage du béton, on attend pendant quelques jours ; le durcissement de béton. Ces étapes toutes les vont créer l'abaissement de l'appui intermédiaire à son niveau initial.

VI.3.12.1. Dénivellation retour $n = 18$

La dénivellation des appuis est calculée à partir de la formule de Clapeyron.

$$L_i M_{i-1} + 2(L_i \cdot L_{i+1}) \cdot M_i + L_{i+1} \cdot M_{i+1} = 6EI \left(\frac{V_{i+1} - V_i}{L_{i+1}} - \frac{V_i - V_{i-1}}{L_i} \right)$$

$$M_0 \cdot L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 L_2 = 6EI \left(-\frac{\Delta}{L} - \frac{\Delta}{L} \right)$$

$$M_1 \cdot L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = 6EI \left(-\frac{\Delta}{L} - \frac{\Delta}{L} \right)$$

$$M_2 \cdot L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4 L_4 = 6EI \left(-\frac{\Delta}{L} - \frac{\Delta}{L} \right)$$

On suppose que l'inertie est constante et :

$$M_0 = M_4 = 0, \quad M_1 = M_3, \quad L_1 = L_4 = 40 \text{ m}, \quad L_2 = L_3 = 60 \text{ m}.$$

M_1, M_2, M_3 : moments sous poids propre au niveau des appuis intermédiaire

$$M_1 = M_3 = 17.381 \text{ MPa et } M_2 = 22.101 \text{ MN.m}$$

$$\Delta_{\text{retour(max)}} = \frac{L_3^2 \cdot (M_1 + M_2)}{3EI} = \frac{60^2 (22.101 + 17.381)}{3 \times 2.1 \times 10^5 \times 0.1258} = 0.0179 \text{ m} = 1.79 \text{ cm}$$

$$M_{\text{retour}} = \frac{3EI\Delta}{L^2} = \frac{3 \times 2.1 \times 10^5 \times 0.0179 \times 0.1258}{60^2} = 0.39 \text{ MN.m}$$

VI.3.12.2. Dénivellation aller $n = \infty$

Au cours de dénivellation allée, seule l'acier travaille puisque le béton n'est pas encore coulé $n = \infty$.

$$\Delta = 0.0179 \text{ m}$$

$$M_{\text{aller}} = \frac{3EI\Delta}{L^2} = \frac{3 \times 2.1 \times 10^5 \times 0.0179 \times 0.0102}{60^2} = 0.032 \text{ MN.m}$$

VI.3.13. Vérification à l'Etat Limite de Service

VI.3.13.1. Vérification des Contraintes Normales

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

- **Vérification Pour l'acier**

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

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

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

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

- **Vérification pour le béton**

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 21 \text{ MPa}$$

VI.3.13.2. Etapes de Vérification

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

- **Etape 1**

Mise on place de l'ossature métallique est de dénivellation aller.

$$n = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s1} = \frac{M_{cp} + M_{\Delta aller}}{W_s} \\ \sigma_{i1} = \frac{-(M_{cp} + M_{\Delta aller})}{W_i} \\ \sigma_{b1} = 0 \end{array} \right.$$

- **Etape 2**

Dans cette étape on procède à la dénivellation retour après prise du béton, la section travaille en mixte.

$$n = 18 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s2} = \sigma_{s1} + \frac{M_{\Delta retour}}{W_s} \\ \sigma_{i2} = \sigma_{i1} - \frac{M_{\Delta aller}}{W_i} \\ \sigma_{b2} = \frac{M_{\Delta retour}}{n \cdot W_b} \end{array} \right.$$

- **Etape 3**

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

$$n = 15 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s3} = \sigma_{s2} + \sigma_{\text{retrait}} + \frac{M_{\text{CCP}}}{W_s} \\ \sigma_{i3} = \sigma_{i2} + \sigma_{\text{retrait}} - \frac{M_{\text{CCP}}}{W_i} \\ \sigma_{b3} = \sigma_{b2} + \frac{M_{\text{CCP}}}{W_b} \end{array} \right.$$

- **Etape 4**

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

$$n = 6 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s4} = \sigma_{s3} + \frac{M}{W_s} \\ \sigma_{i4} = \sigma_{i3} - \frac{M}{W_i} \\ \sigma_{b4} = \sigma_{b3} + \frac{M}{n \cdot W_b} \end{array} \right.$$

VI.3.13.3. Vérification des contraintes sur la section mi-travée

Tableau VI.4 : Les résultats des contraintes à mi-travée.

Charges	n	M (MN.m)	σ_b (MPa)	σ_a sup (MPa)	σ_a inf (MPa)
CP	∞	17.094	0	203.5	164.37
Δ_{aller}	∞	0.032	0	3.81	3.08
Δ_{retour}	18	0.39	3.26	2.26	5.03
CCP	18	5.007	3.29	29.026	64.61
Retrait	15	0.184	1.23	0.88	2.23
Surcharge	6	32.687	9.93	51.11	260.66
σ_1 (MPa)			0	207.31	167.45
σ_2 (MPa)			0.18	209.57	162.42
σ_3 (MPa)			3.47	228.59	102.84
σ_4 (MPa)			4.7	229.47	167.45
$\sigma_{\text{admissible}}$ (MPa)			21	237	266.25

VI.3.13.4. Vérification des contraintes sur la section des appuis

Tableau VI.5 : Les résultats des contraintes à l'appui.

Charges	n	M (MN.m)	σ_b (MPa)	σ_a sup (MPa)	σ_a inf (MPa)
CP	∞	8.931	0	105.07	88.43
Δ_{aller}	∞	0.032	0	3.76	3.17
Δ_{retour}	18	0.39	3.26	1.92	4.16
CCP	18	2.576	2.05	15.36	29.68
Retrait	15	0.184	1.29	0.91	1.96
Surcharge	6	28.631	8.58	48.55	225.09
σ_1 (MPa)			0	108.14	91.6
σ_2 (MPa)			3.26	110.06	87.44
σ_3 (MPa)			5.3	126.32	118.64
σ_4 (MPa)			13.88	174.87	156.16
$\sigma_{\text{admissible}}$ (MPa)			21	237	266.25

VI.4. LES PHENOMENES D'INSTABILITE ELASTIQUE

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

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

VI.4.1. La Classe de Résistance

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

ε : coefficient de réduction plastique.

f_y : la valeur nominale de la limite élastique .

$$t_{\max} = \max(t_w, t_f) = t_f = 50 \text{ mm} > 40$$

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

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.84$$

- **Ame (paroi fléchie)**

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon \text{ tq : } c = d = 2110 \text{ mm et } t = t_w = 30 \text{ mm}$$

$$\frac{2020}{30} = 67.33 > 72\varepsilon = 60.48 \text{ (ame n'est pas de classe 1)}$$

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

$$67.33 \leq 83\varepsilon = 69.72 \Rightarrow \text{ame classe 2}$$

- **Semelle (paroi comprimée)**

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon \text{ tq : } c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{1000 - 30}{2} = 485 \text{ mm et } t = t_f = 40 \text{ mm}$$

$$\frac{485}{50} = 9.7 > 9\varepsilon = 7.56 \text{ (semelle n'est pas de classe 1)}$$

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon$$

$$9.7 > 8.4 \text{ (semelle n'est pas de classe 2)}$$

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

$$9.7 \leq 14\varepsilon = 11.76 \text{ semelle classe 3}$$

Or on a une âme de classe 3 non enrobé : $d = 2020 > 2 \cdot (20 \times t_w \times \varepsilon) = 1008$

Alors on peut reclasser à la section 02, Donc on a un profilé PRS de classe 02.

VI.4.2. Résistance en section

Critère de vérification :

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

N_{Ed} : effort normal sollicitant de calcul.

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

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

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

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

La combinaison la plus défavorable est : $1.35G + 1.6B_c + 0.9T = -2.94 \text{ MN}$

$$N_{Ed} = -2.940 \text{ MN et } N_{pl,Rd} = \frac{178700 \times 335 \times 10^{-6}}{1} = 59.86 \text{ MN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2.94}{59.86} = 0.05 \leq 1 \text{ (Résistance en section vérifiée).}$$

VI.4.3. Vérification de la Poutre Fléchie

VI.4.3.1. La vérification au moment fléchissant

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

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

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

$$W_{pl} = \frac{I_y}{y_G} = \frac{0.1547}{1.0074} = 0.16 \text{ m}^3$$

$$M_{Ed} = 43.818 \text{ MN.m} \text{ et } M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{0.16 \times 335}{1} = 53.6 \text{ MN.m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} = \frac{43.818}{53.6} = 0.82 \leq 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

VI.4.3.2. La vérification de l'effort tranchant

Le critère suivant doit être vérifié :

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

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

A_v : c'est l'aire de cisaillement.

$$A_v = (H - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 62400 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} = 5.619 \text{ MN} \text{ et } V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{621400 \times 335 / \sqrt{3}}{1} = 120.18 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = \frac{5.619}{120.18} = 0.05 \leq 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

VI.4.3.3. Interaction moment – effort tranchant

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = 0.05 \leq 0.5 \text{ donc : interaction négligeable}$$

VI.4.4. Le déversement

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Le moment critique élastique négatif au droit d'un appui intermédiaire peut être pris égal à :

$$M_{cr} = \frac{K_c \cdot C_4}{L} \cdot \sqrt{\left(G \cdot I_{at} + \frac{K_s \cdot L^2}{\pi^2} \right) \cdot E_a \cdot I_{afz}}$$

$$C_4 = \pi^2 \sqrt{\alpha} + \frac{1}{\sqrt{\alpha}}$$

$$\alpha = \frac{E_a \cdot I_{afz} \cdot h_s^2}{\left(G I_{at} + K_s \frac{L^2}{\pi^2} \right) L^2}$$

$$K_c = \frac{\frac{h_s I_y}{I_{ay}}}{\frac{(Z_f - Z_s)^2 + i_x^2}{e} + 2(Z_f - Z_j)}$$

$$e = \frac{A \cdot I_{ay}}{A_a \cdot Z_c (A - A_a)}$$

$$i_x^2 = \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}$$

$$Z_f = \frac{h_s I_{afz}}{I_{az}}$$

$$Z_j = 0.4 h_s \left(\frac{2 I_{afz}}{I_{az}} - 1 \right)$$

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

$$k_1 = 4 \frac{E \cdot I_2^*}{a}$$

$$k_2 = \frac{E \cdot t_w \cdot b^2}{16 \cdot h_s \left(1 + \frac{4 \cdot n \cdot t_w}{b} \right)}$$

$$I_{at} = \frac{\alpha^*}{12} \cdot b_1^3 \cdot h_s^2 \cdot t_f$$

$$\alpha^* = \frac{1}{1 + \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^2 \cdot \left(\frac{t_1}{t_2} \right)}$$

Où :

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

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

A : l'aire de la section mixte équivalente.

A_a : l'aire de la section en acier.

K_c : est un coefficient donné en annexe B (B.1.3 ou B.1.4).

K_s : une rigidité transversale par unité de longueur de la poutre.

K₁ : la rigidité de flexion de la dalle.

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

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

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

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

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

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

n : est le coefficient d'équivalence.

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

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

a : entraxe des poutre.

$$K_1 = 4 \times \frac{210000 \times 0.1176}{6.25} = 15805.44 \text{ MN/m.}$$

$$K_2 = \frac{210000 \times 0.03 \times 1^2}{16 \times 2.105 \times \left(1 + 4 \times \frac{6.16 \times 0.03}{1}\right)} = 107.55 \text{ MN/m.}$$

$$k_s = \frac{15805.44 \times 107.55}{15805.44 + 107.55} = 106.82 \text{ MN/m.}$$

$$Z_j = 0.4 \times 2.105 \left(\frac{2 \times 0.0067}{0.0108} - 1 \right) = 0.203 \text{ m.}$$

$$Z_f = 2.105 \times \frac{0.0067}{0.0108} = 1.31 \text{ m}$$

$$i_x^2 = \frac{0.1547 + 0.0108}{0.1787} = 0.93 \text{ m}^2$$

• **Le centre de cisailment** -----

On va calculer le centre de cisailment basée sur le livre [MECHANICS OF MATERIALS_3^{ed}_edition/P9].

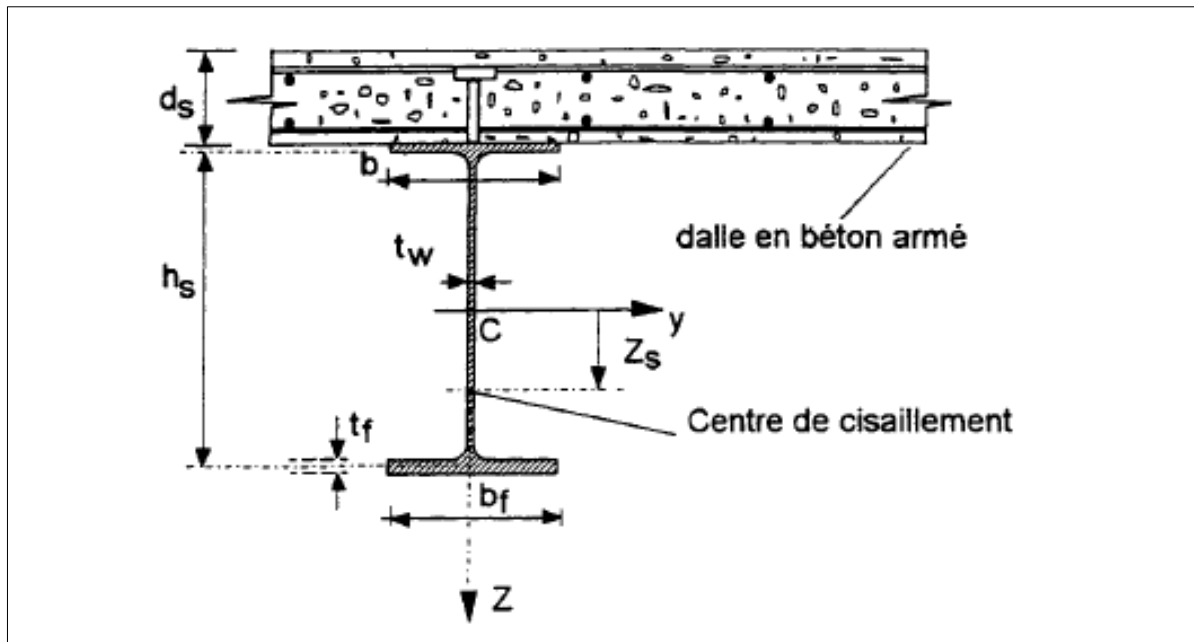


Figure VI.8 : centre de cisailment.

$$Z_c = \frac{F_{\text{sup}} + F_{\text{inf}}}{V} = \frac{0.189V + 0.392V}{V} = 0.581 \text{ m.}$$

$$e = \frac{0.2655 \times 0.1547}{0.1787 \times 0.581 \times (0.2655 - 0.1787)} = 4.56 \text{ m.}$$

$$\alpha^* = \frac{1}{1 + \left(\frac{1}{1.1}\right)^3 \cdot \left(\frac{0.05}{0.06}\right)} = 0.615$$

$$I_t = \frac{0.615}{12} \times 1^3 \times 2.105^2 \times 0.05 = 0.0114 \text{ m}^6$$

$$K_c = \frac{\frac{2.105 \times 0.1258}{0.1547}}{\frac{(0.203 - 0.581)^2 + 0.93}{4.56} + 2 \times (0.581 - 0.203)} = 1.73$$

$$\alpha = \frac{210000 \times 0.0067 \times 2.105^2}{\left(81000 \times 0.0114 + 106.82 \times \frac{40^2}{\pi^2}\right) \times 40^2} = 2.15 \times 10^{-3}$$

$$C_4 = \pi^2 \sqrt{2.134 \times 10^{-3}} + \frac{1}{\sqrt{2.15 \times 10^{-3}}} = 26.6$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{335 \times 0.16 \times 1}{5796.87}} = 0.1 < 0.4 \text{ (il n'ya aucun risque de déversement).}$$

VI.4.5. Le Voilement

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

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

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

k_τ : coefficient de voilement par cisaillement.

$$\frac{a}{d} = \frac{7.5}{2.02} = 3.71 > 1$$

a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

Donc :

$$k_\tau = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} \right] = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{7.5}{2.02}\right)^2} \right] = 5.63$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{2.02}{0.03} = 67.33 > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau} = 30 \times 0.84\sqrt{5.63} = 59.79 \text{ (risque de voilement).}$$

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

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

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

$$\overline{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{t_w}}{37.4 \varepsilon \sqrt{k_\tau}} = \frac{67.33}{74.54} = 0.9$$

$$0.8 < \overline{\lambda}_w < 1.2$$

Donc :

$$\tau_{ba} = [1 - 0.625(\overline{\lambda}_w - 0.8)] \cdot \left(\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \right) = [1 - 0.625(0.9 - 0.8)] \cdot \left(\frac{335}{\sqrt{3}} \right) = 181.32 \text{ MPa}$$

$$V_{a,Rd} = 2.02 \times 0.03 \times \frac{181.32}{1.1} = 9.98 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{a,Rd}} = \frac{5.619}{9.98} = 0.56 < 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

VI.5. ETUDE DES ENTRETOISES

VI.5.1. Introduction

L'entretoise intervient dans le mode de fonctionnement de la poutraison. Le rôle joué par les éléments transversaux s'exprime dans plusieurs domaines. Le comportement de l'entretoise est très dépendant du type de poutraison auquel il est associé, et réciproquement .il en résulte des solutions et des dispositions constructives propres à chaque tablier.

Sur appuis, un entretoisement spécial et renforcé est nécessaire, en effet, les appareils d'appuis sont des pièces de durée de vie inférieur à celle du pont et lorsque on les change, on soulève l'ouvrage avec des vérins, l'entretoise sert à prendre ces efforts.

En travées, il y'a des entretoises souples fait d'un profilé en (IPE) sur les montants et placé environ aux dessus des poutres pour stabilité au diversement.

Donc deux types d'entretoises se présentent :

- Entretoise sur appuis (PRS 1000).
- Entretoise courante (IPE 600).

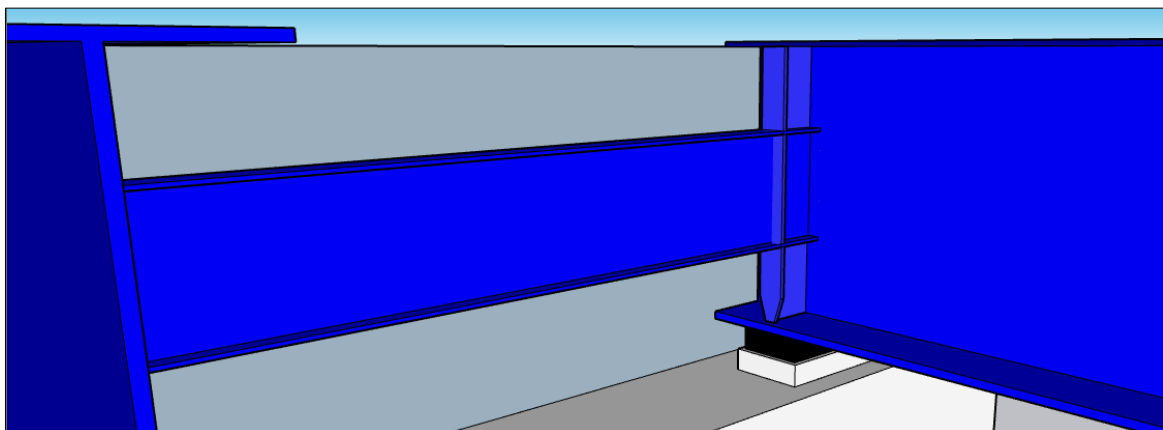


Figure VI.9 : Entretoise en vue 3D.

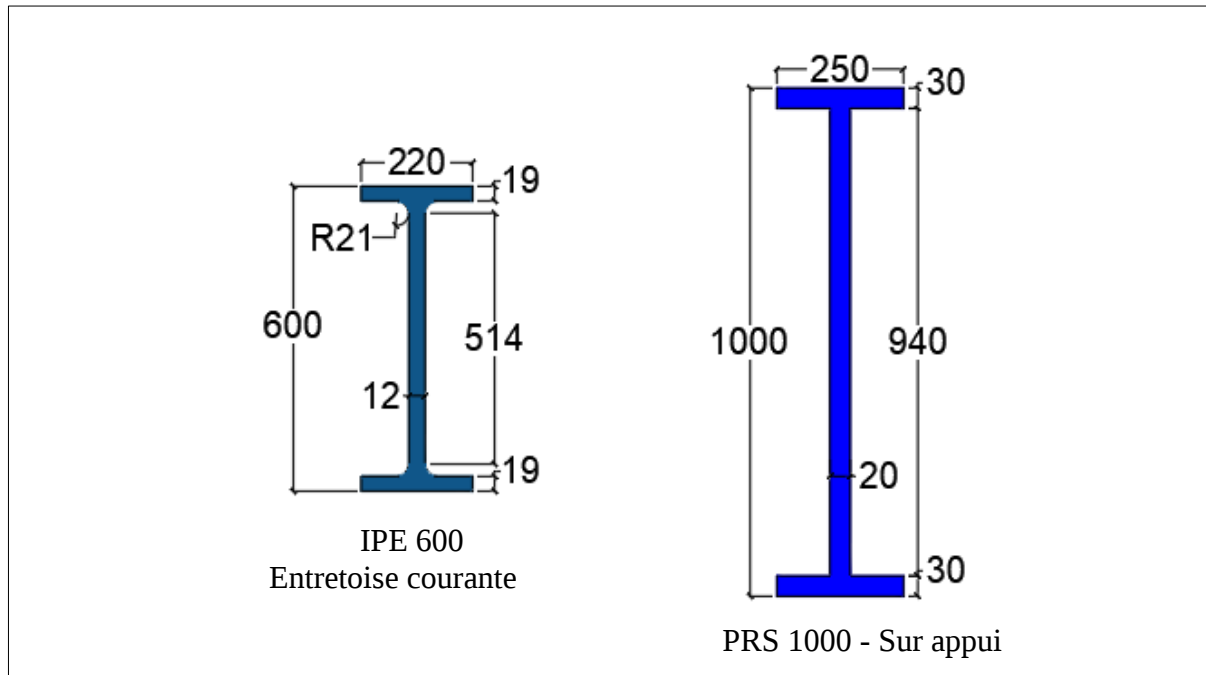


Figure VI.10 : PRS 1000 et IPE 600.

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

Tableau VI.6 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise.

	$M_{\max}$ (KN.m)	$T_{\max}$ (KN)
Entretoise courante	349.09	209.95
Entretoise sur appuis	896.46	365.62

VI.5.2. Entretoise sur Appuis

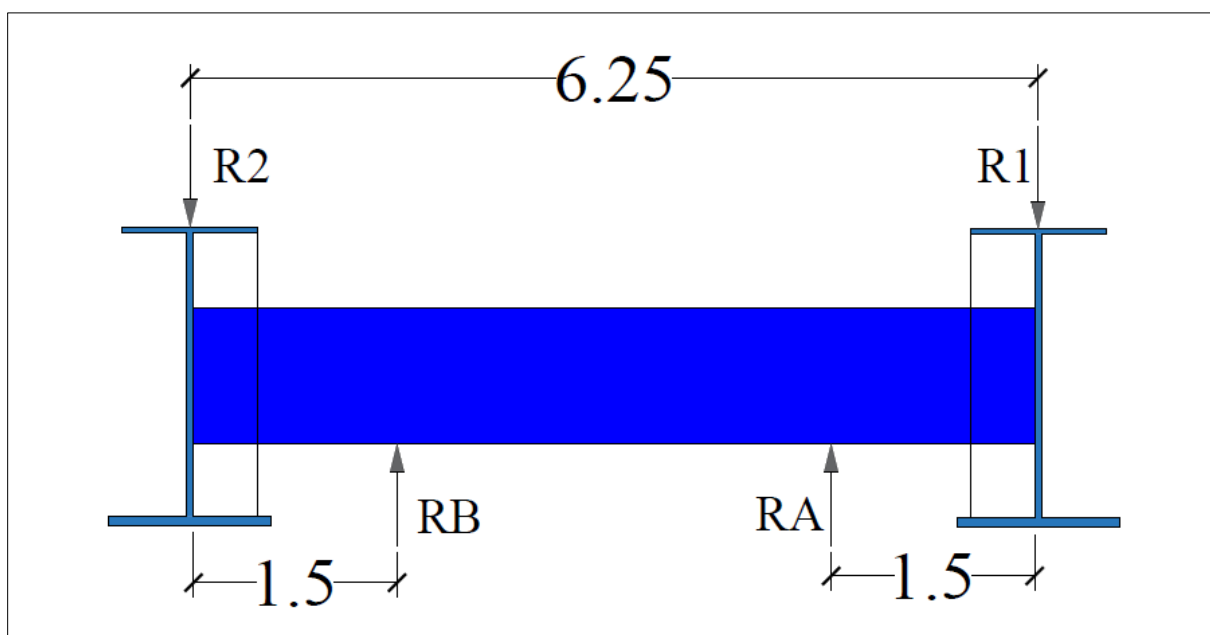


Figure VI.11 : Entretoise sur pile P2.

On place le 1er vérin à 1.5 m de la poutre, telle que $R_1 = 4.4$ MN et $R_2 = 4.083$ MN (réactions des d'appuis sous charge permanente).

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises, nous sommes calculons manuellement par Autodesk Robot Structural Analysis.



Figure VI.12 : Modèle Robot Analysis.

Les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

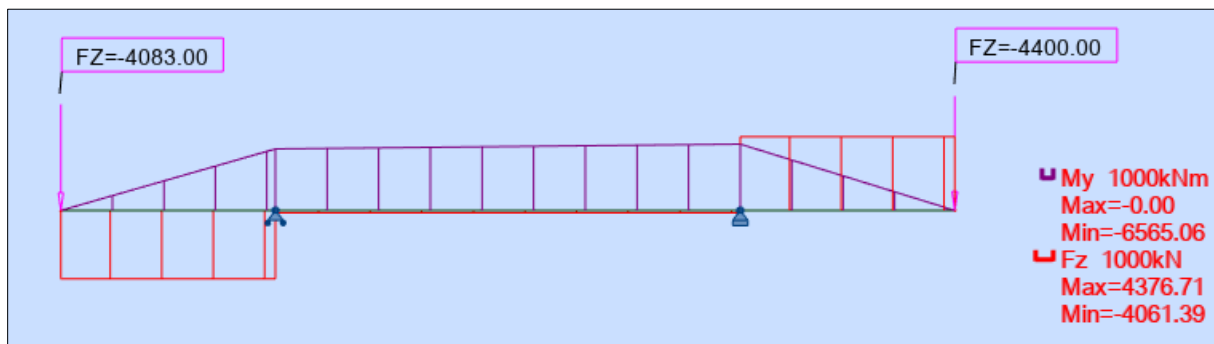


Figure VI.13 : Les résultats de calculs.

$$V_{\max} = 4.376 \text{ MN et } M_{\max} = 6.565 \text{ MN.m}$$

VI.5.2.1. Vérification de contrainte

$$\sigma = \frac{M}{\frac{I}{V}} = \frac{6.565}{\frac{0.049}{0.5}} = 66.99 \text{ MPa} < 0.6f_e = 213 \text{ MPa}$$

VI.5.2.2. Vérification au cisaillement

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

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

$$\tau = \frac{4.376}{0.02 \times 1} = 218.8 \text{ MPa}$$

$$\tau > \tau_{\text{adm}} \text{ (Condition n'est pas vérifiée)}$$

Il y a un risque de cisaillement. On augmente l'épaisseur d'âme ($e = 0.035$ mm).

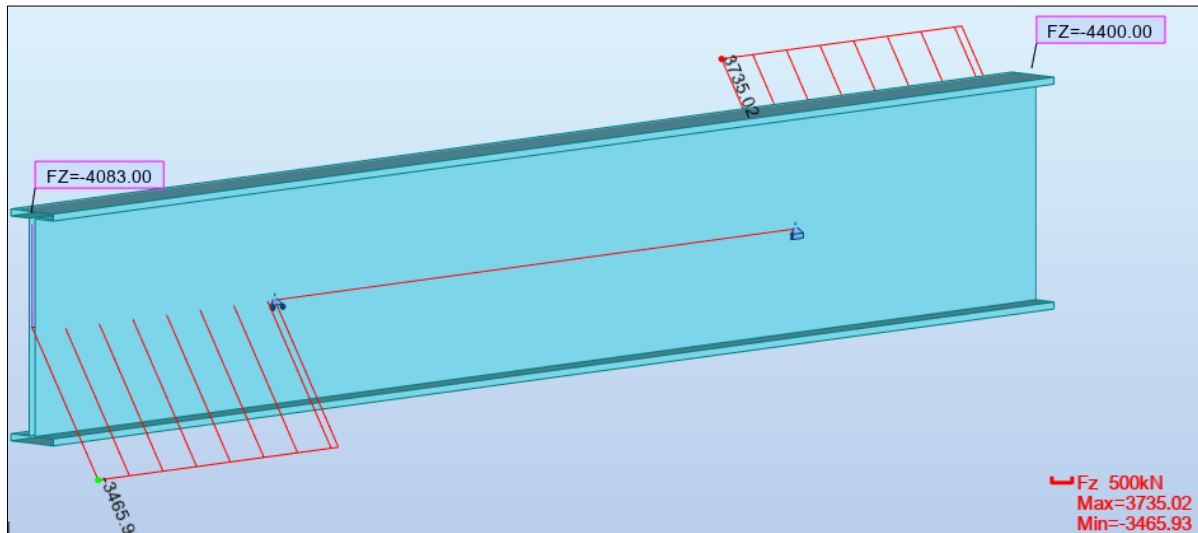


Figure VI.14 : L'affichages des nouveaux résultats.

$$V_{\max} = 4.272 \text{ MN}$$

$$\tau = \frac{4.272}{0.035 \times 1} = 122 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

VI.5.2.3. Vérification au voilement d'âme

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

k_τ : coefficient de voilement par cisaillement.

$$\frac{a}{d} = \frac{6.25}{0.94} = 6.65 > 1$$

$$k_\tau = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} \right] = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{6.25}{0.94}\right)^2} \right] = 5.43$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{0.94}{0.02} = 47 < 30\varepsilon\sqrt{k_\tau} = 30 \times 0.84\sqrt{5.43} = 58.72 \text{ (y a pas de risque de voilement).}$$

VI.5.2.4. Vérification au voilement des semelles

La condition de non voilement par compression des semelles des poutres fléchies ; Pour les éléments de semelles ayant un bord libre on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{b}{e} = \frac{250}{30} = 8.33 \leq 15. \sqrt{\frac{240}{\sigma_e}} = 15. \sqrt{\frac{240}{213}} = 15.92$$

Une autre condition de disposition constructive pour l'épaisseur de l'âme doit respecter le critère suivant :

$$e_a \geq 0.006h_a \Leftrightarrow 20 \text{ mm} \geq 0.006 \times 940 = 5.64 \text{ mm.}$$

VI.5.3. Entretoise Courante

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

VI.5.3.1. Vérification de l'entretoise sous une charge transversale de vent

On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à $2,00 \text{ KN/m}^2$.

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

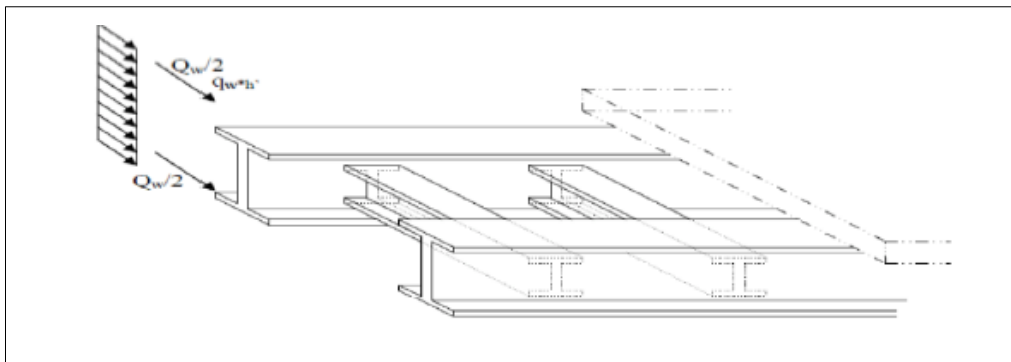


Figure VI.15 : Effet de vent sur la dalle mixte.

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

$$h' = h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle}} + \text{trottoirs} + \text{corniche} = 2.74 \text{ m.}$$

La force résultante de vent est alors :

$$Q_w = 3 \times 8 \times 2.74 = 65.76 \text{ KN}$$

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

D'où les efforts suivant dans les entretoises :

- **Le moment fléchissant**

$$M_e = \frac{Q_w}{2} \times h_m = \frac{65.76}{2} \times 1.1 = 36.17 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant**

$$V_e = \frac{Q_w}{2} \times \frac{h}{b} = \frac{65.76}{2} \times \frac{0.6}{2} = 9.86 \text{ KN}$$

On calcule alors :

$$\sigma = M_e \times \frac{V_a}{I} = 36.17 \times \frac{0.2905}{0.0921} = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_e}{h_w t_w} = \frac{9.86}{0.562 \times 0.012} = 1.46 \text{ MPa}$$

Où :

h : hauteur de l'entretoise

$h_m = h_{poutre}/2$.

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

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

I : moment d'inertie de l'entretoise.

Et on vérifie bien que :

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

VI.5.3.2. Vérification au cisaillement

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

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

$$\tau = \frac{209.95}{0.514 \times 0.012} = 34.04 \text{ MPa}$$

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

VI.6. LES CONNECTEURS

VI.6.1. Introduction

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

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

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

VI.6.2. Les Types des Connecteurs

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories.

VI.6.2.1. Goujons à tête

Il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode.

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

C'est le type de connecteurs dont l'utilisation est la plus répandue, tant dans le domaine du bâtiment que dans celui des ponts.

VI.6.2.2. Equerres en acier façonné à froid

Il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet. Ils sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiment.

VI.6.2.3. Butées

Il s'agit-là de connecteurs rigides, soudés sur la poutre métallique, qui ne permettent pas la redistribution des efforts rasants, on les utilise plutôt rarement, essentiellement dans les ponts, pour l'introduction locale d'efforts rasants.

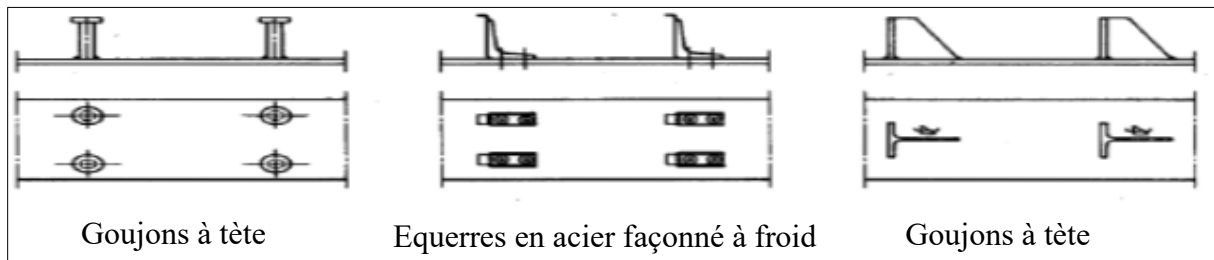


Figure VI.16 : Exemple des connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton.

Il existe encore d'autres façons de réaliser la connexion entre l'acier et le béton (par exemple des boulons précontraints ou des ancrages réalisés à l'aide de barres d'armature). L'emploi des goujons à tête est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et la rapidité de pose.

De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant, en raison de leur flexibilité.

Les équerres clouées, représentent une alternative intéressante aux goujons, dans la mesure où leur mise en œuvre est possible même en cas de mauvaises conditions atmosphériques, et cela sans recourir au courant électrique.

Pour notre cas, on a choisi le type (Goujons Nelson ST37 3K), de diamètre $d = 22$ mm, de hauteur 180 mm et la limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 345$ MPa, qui a une plus grande facilité de mise en œuvre en usine, et la pose de goujons sur chantier suppose la disponibilité d'une puissance électrique suffisante.

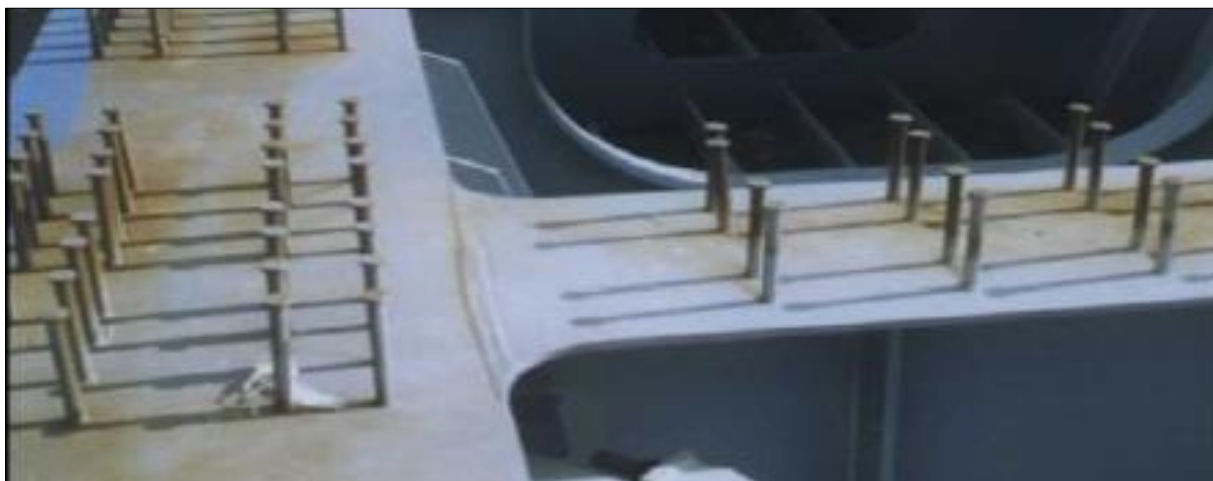


Figure VI.17 : Connecteurs de type goujons.

VI.6.2.4. Résistance ultime des goujons

La résistance ultime des goujons à tête dépend du mode de rupture de la connexion. Un des deux modes de rupture correspond à l'écrasement du béton au contact du goujon, l'autre mode se produit par cisaillement de la tige du goujon.

Les expressions suivantes donnent les résistances ultimes correspondant à ces deux modes de rupture :

$$V_{R1} = \frac{67d^2\sqrt{f_{c28}}}{1.30}$$

$$V_{R2} = 0.7A_d f_u$$

Avec :

d : diamètre de la tige du goujon ($d = 22 \text{ mm}$).

f_{c28} : la résistance à la compression du béton ($f_{c28} = 35 \text{ MPa}$).

A_d : Aire de section de tige du goujon ($A_d = \frac{\pi d^2}{4} = 379.94 \text{ mm}^2$).

f_u : Résistance à la traction de l'acier du goujon ($f_u = 345 \text{ MPa}$).

Donc :

$$V_{R1} = \frac{67 \times 22^2 \sqrt{35}}{1.3} = 147.57 \text{ KN}$$

$$V_{R2} = 0.7 \times 379.94 \times 345 = 91.76 \text{ KN}$$

La résistance ultime au cisaillement d'un goujon est donc égale à la plus petite des valeurs données par :

$$V_{Rd} = \min(V_{R1} ; V_{R2}) = 91.76 \text{ MN}$$

VI.6.2.5. Calcul de la connexion

La détermination du nombre et de l'espacement des connecteurs peut relever d'une méthode de calcul élastique.

La méthode consiste tout d'abord à déterminer le flux de cisaillement longitudinal :

$$V_{Ed} = V \frac{\mu_c}{I_{mixte}}$$

V : Effort tranchant de calcul.

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

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

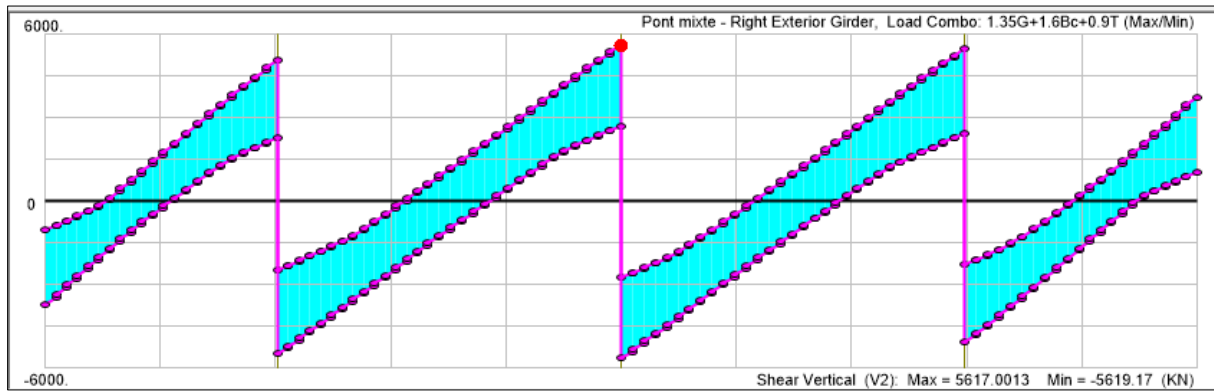


Figure VI.18 : Diagramme de l'effort tranchant max.

$V(\text{Travée intermédiaire}) = 5619.17 \text{ KN}$; $V(\text{Travée de rive}) = 3730.43 \text{ KN}$

$$I_{\text{mixte}} = 0.2302 \text{ m}^2 ; \mu_c = 2.1137 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{Ed}}(\text{Travée intermédiaire}) = 5619.17 \times \frac{2.1143}{0.0102} = 1164.77 \text{ MN/m}$$

$$V_{\text{Ed}}(\text{Travée de rive}) = 3730.43 \times \frac{2.1143}{0.0102} = 773.26 \text{ MN/m}$$

VI.6.2.6. Le nombre total des connecteurs

- **Travée intermédiaire**

Le nombre de connecteurs à placer sur le tronçon de longueur, avec un espacement qui peut être pris uniforme, est alors donné par :

$$n \geq \frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rd}}} = \frac{1164.77}{91.76} = 12.69$$

Soit donc $n = (5 \times 3)$ goujons par mètre carré.

Avec :

$$e_T = 150 \text{ mm et } e_L = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \leq 800 \text{ mm}$$

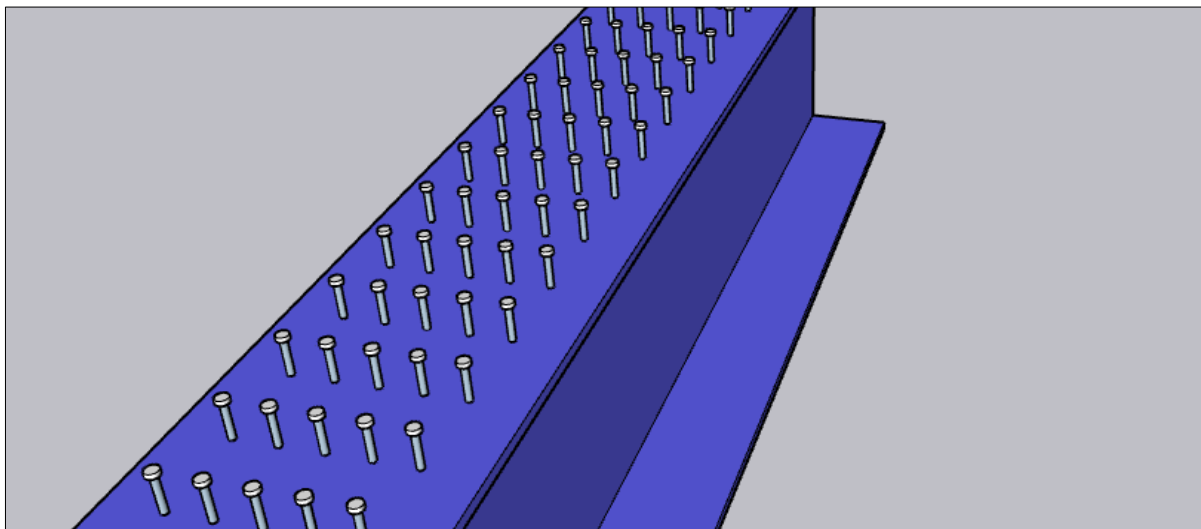


Figure VI.19 : Distribution des goujons sur la travée intermédiaire.

- Travée de rive

$$n \geq \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{773.26}{91.76} = 8.43$$

Soit donc $n = (5 \times 2)$ Goujons par mètre carré.

Avec :

$$e_T = 150 \text{ mm et } e_L = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm} \leq 800 \text{ mm}$$

Donc le nombre total des goujons :

$$n_{TOTAL} = 2 \times 5(3 \times 60 + 2 \times 40) = 2600 \text{ goujons.}$$

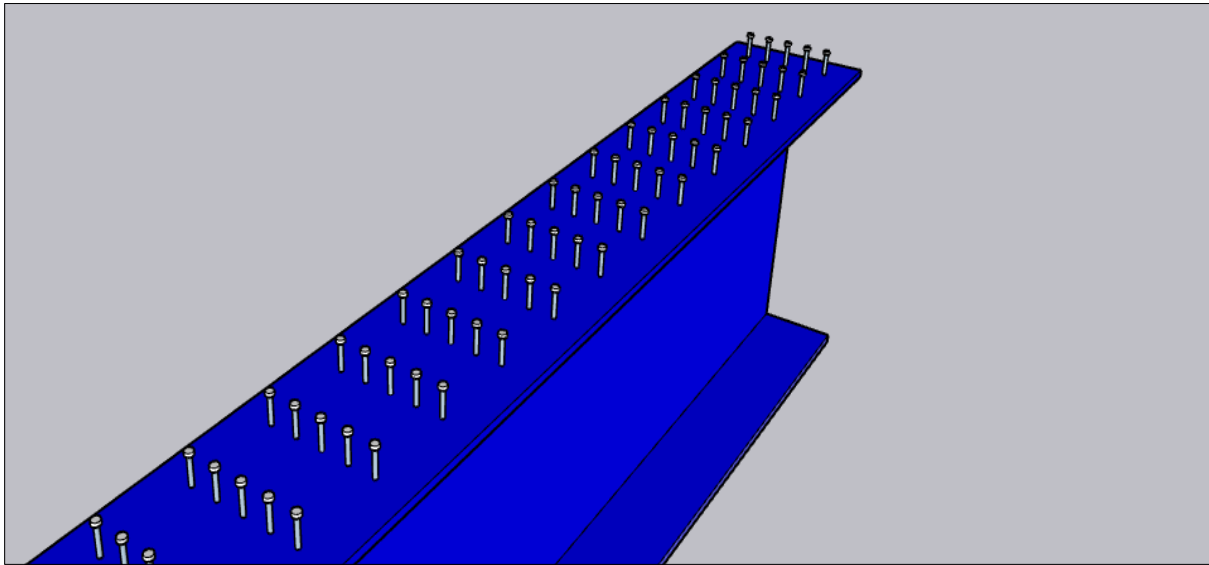


Figure VI.20 : Distribution des goujons sur la travée de rive.

VI.7. LES ASSEMBLAGES

VI.7.1. Introduction

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

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

VI.7.2. Définition du Soudage

Le soudage est une opération qui consiste à exécuter le plus souvent un cordon de métal fondu liant deux pièces à assembler. Le résultat de cette opération est un joint soudé qui assure la continuité de la matière entre les parties.

On distingue deux types de soudage :

- Le soudage homogène lorsque les deux pièces à assembler sont de composition chimique identique ou voisine ainsi que le métal d'apport utilisé pour la confection des joints.

- Le soudage hétérogène lorsque la composition chimique des pièces est différente ou lorsque le métal d'apport est différent. Dans ce cas le métal d'apport est toujours un alliage présentant un joint de fusion inférieur à celui des pièces.

VI.7.3. Le Principe de Soudage

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes, cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode. La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créée.

VI.7.4. Types de Soudures

Les combinaisons possibles entre les types de soudure et forme de joints sont montrées schématiquement aux images ci-dessous cela illustre d'une part quelles sont les possibilités concrètes de réalisation d'un joint soudé, et permet d'autre part de classer les détails soudés selon la forme du joint ou selon le type de soudure.

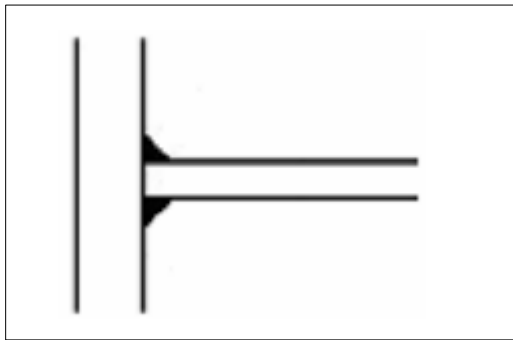


Figure VI.22 : Assemblage en T.

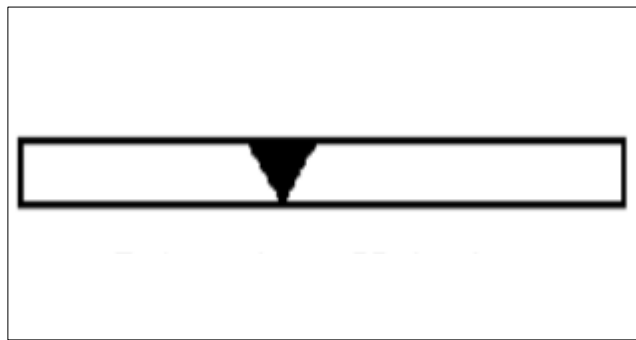


Figure VI.21 : Soudures en bout.

VI.7.4.1. Joint dans l'âme

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plates, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 7mm.

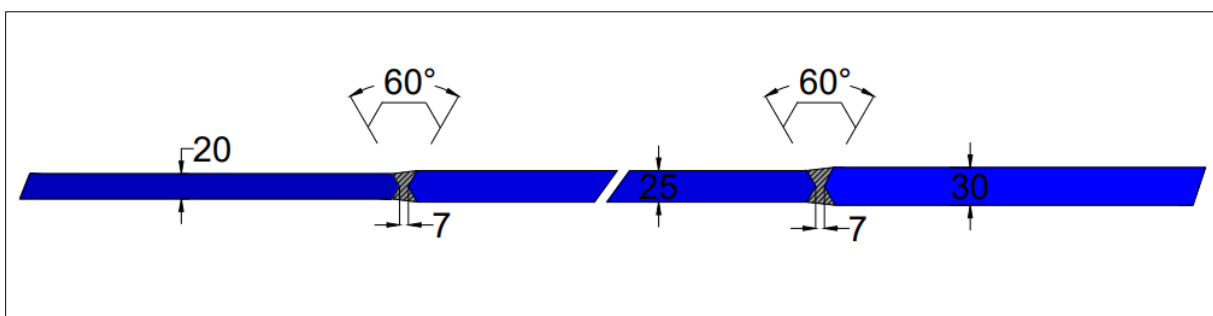


Figure VI.23 : Liaison d'âme.

VI.7.4.2. Joint de semelle

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- Un espacement de 9 à 10mm.

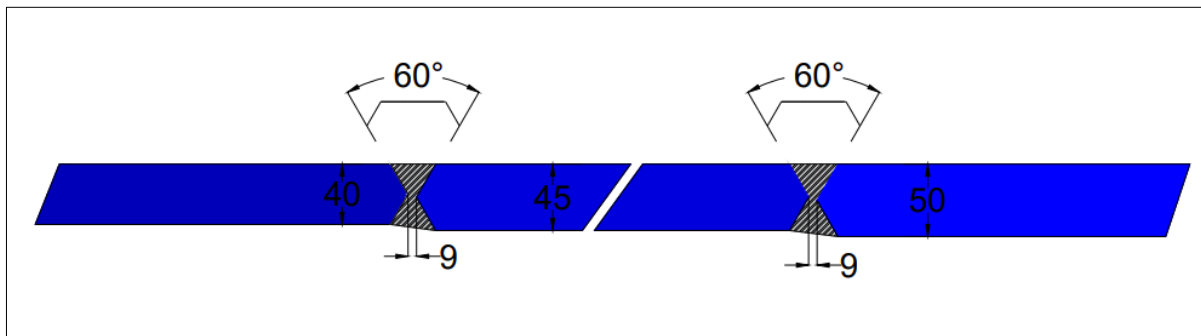


Figure VI.24 : Détail de soudure de la semelle supérieure.

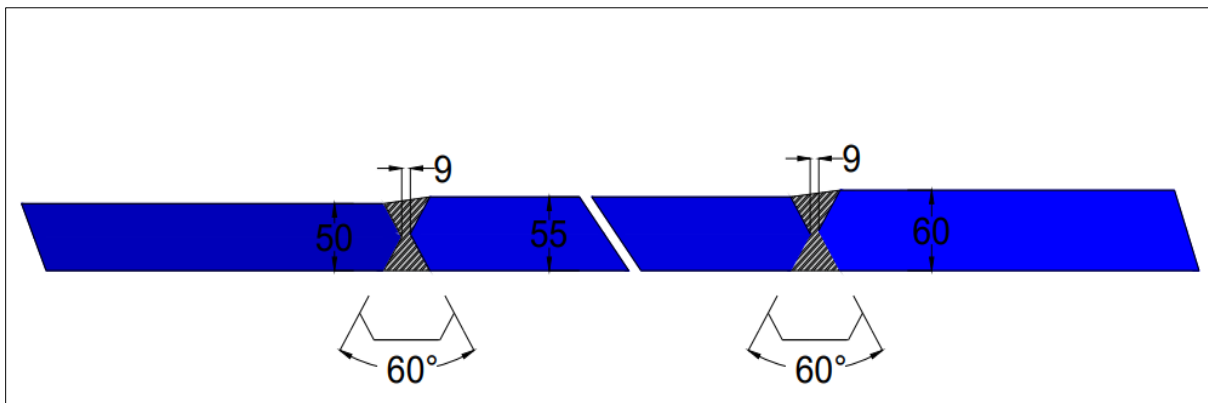


Figure VI.25 : Détail de soudure de la semelle inférieure.

VI.7.4.3. Joint de l'âme avec les semelles

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120° . Des angles inférieurs à 60° sont également autorisés.

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

VI.7.5. Calcul des Soudures

VI.7.5.1. Gorge utile

La gorge utile, « a », d'une soudure d'angle, est la hauteur du plus grand triangle (à côtés égaux ou inégaux) pouvant s'inscrire à l'intérieur des faces à souder et de la surface de la soudure, mesurée perpendiculairement au côté extérieur de ce triangle.

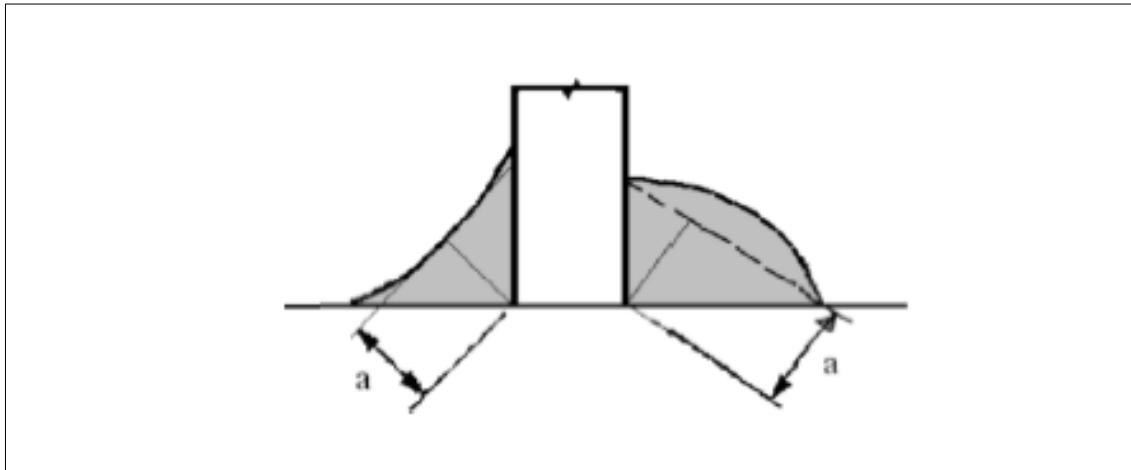


Figure VI.26 : Gorge d'une soudure d'angle.

VI.7.5.2. Cordons entre âme et semelle d'une poutre PRS

Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une soudure d'angle soit par la méthode simplifiée soit par la méthode directionnelle. Nous utiliserons la méthode directionnelle.

Dans la méthode directionnelle, les forces transmises par une longueur unitaire de soudure sont décomposées en composants parallèles et transversaux à l'axe longitudinal de la soudure et perpendiculaires et transversaux au plan de sa gorge.

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

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

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

Où :

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

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

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

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

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

Tableau VI.7 : Paramètre dépendant de la nuance d'acier ($40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$).

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

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

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

Soit :

V : L'effort tranchant.

μ : Moment statique de la semelle.

I : Moment d'inertie de la section.

Alors :

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

L'épaisseur utile du cordon de soudure :

$$a(T1) \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{t_w}{2} = 1.2 \times \frac{20}{2} = 12 \text{ mm}$$

$$a(T2) \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{t_w}{2} = 1.2 \times \frac{25}{2} = 15 \text{ mm}$$

$$a(T3) \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{t_w}{2} = 1.2 \times \frac{30}{2} = 18 \text{ mm}$$

VI.7.5.3. Soudage des entretoises :

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

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

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

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

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

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

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

Tableau VI.8 : Paramètre dépendant de la nuance d'acier ($t \leq 40$ mm).

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

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

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

$$F_{w,Ed}(\text{PRS 1000}) = 355 \times 0.02 \times 1 = 6.7 \text{ MN}$$

$$F_{w,Ed}(\text{IPE 600}) = 355 \times 0.012 \times 0.6 = 2.41 \text{ MN}$$

$$a(\text{PRS 1000}) \geq 29.63 \text{ mm} \quad \text{et} \quad a(\text{IPE 600}) \geq 10.67 \text{ mm}$$

VI.7.6. Contrôle des Soudures

Le contrôle des joints soudés est indispensable pour garantir la qualité requise. On peut classer les différentes méthodes de contrôle en deux catégories :

Les contrôles destructifs, qui s'appliquent essentiellement à des éprouvettes servant au contrôle des procédés de soudage, comprenant principalement :

- Les macrographies (examen à l'œil nu ou à la lampe binoculaire avec polissage)
- Les essais de traction.
- Les essais de pliage.
- Les essais de dureté.
- Les essais de résilience.

Les examens par ressuage et par magnétoscopie permettent de détecter uniquement les fissures superficielles ou celles débouchant en surface des joints soudés. Ces examens sont faciles à exécuter, ils ne demandent que très peu de matériel et sont relativement fiables.

Les examens par radiographie sont très utilisés pour révéler des anomalies volumiques, telles que les pores ou les inclusions de laitier à l'intérieur de la soudure ; par contre les fissures (surtout celles qui sont parallèles à la direction des rayons) sont très difficiles à détecter.

Les examens par ultrasons permettent de localiser les anomalies telles que les fissures et les défauts de collage avec une bonne précision en grandeur et en direction ; par contre, ce procédé nécessite un manipulateur très expérimenté du fait des multiples échos parasites que l'on peut observer sur l'écran et qui pourraient conduire à une interprétation erronée des résultats.

VI.7.7. Nettoyage des Soudures

Lorsque les pièces de charpente sont préparées et pré peint avant leur usinage, il faut veiller à masquer la zone des soudures (normalement une zone de 50mm de large suffit). Les couches de peinture existantes peuvent être enlevées par sablage ou polissage en nettoyant les soudures, il ne faut pas seulement considérer la soudure elle-même, mais aussi les dépôts alcalins laissés à la surface par certains procédés de soudage et les projections ou les goûtes au voisinage des soudures.

VI.8. ETUDE DE LA CORROSION

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

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

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

VI.8.1. Protection par Peinture

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

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

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

- Couche primaire ACQPA21251 époxyde zinc silicaté complexe.
- Couche intermédiaire ACQPA32281 époxyde vinylique.
- Couche définitive ACQPA33511 acrylique polyuréthane.

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

VI.9. ETUDE DE LA DALLE

VI.9.1. Introduction

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres, il s'agit de la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis.

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales ; Donc on étudier les deux types de flexions

- Flexion transversale des hourdis.
- Flexion localisée.

VI.9.2. La méthode de Réalisation d'une Dalle Connectée en Deuxième Phase

Plusieurs techniques permettent de réaliser la dalle sans la connecter immédiatement à la charpente. Ces techniques ont à priori beaucoup d'avantages. Elles permettent de réduire considérablement les effets du retrait thermique et du retrait endogène. Par ailleurs, la totalité du poids propre de la dalle est repris par la charpente métallique seule. Il en résulte une forte diminution des contraintes de traction dans la dalle en service.

De plus, il est souvent possible de mettre en œuvre une précontrainte longitudinale efficace dans la dalle, et donc d'éviter complètement la fissuration en service. La connexion est alors établie en deuxième phase, quelques semaines après la réalisation du hourdis.

Dans notre projet la dalle est préfabriquée en plusieurs plots reliées par un clavage en béton coulé en place.

En général la dalle est coulée par plots successifs sur une aire située à l'extrémité de l'ouvrage



Figure VI.27 : Les plots préfabriqués de la dalle.

La continuité du ferrailage passif est assurée par recouvrements de barres droites alternées, ce qui ne pose pas de problème majeur pour le montage des cages d'armature.

Pour des raisons d'encombrement, de sécurité et de facilité de coffrage, la meilleure solution semble être d'assurer le recouvrement par des armatures courbées 180°. La dimension minimale des clavages est donnée en épaisseur par la possibilité de pliage des aciers (diamètre du mandrin + 2 diamètres de l'acier + 60 mm d'enrobage) et en longueur par la résistance du recouvrement (en général 16 diamètres + 60 mm d'enrobage). Ceci conduit en pratique aux dimensions données dans le tableau ci-après

La qualité de la dalle dépend également essentiellement des performances du béton de deuxième phase. En effet, le retrait du béton de deuxième phase est bloqué par le béton de première phase. Pour éviter une fissuration certaine au droit des reprises de bétonnage, ce retrait doit donc être le plus faible possible.

Par ailleurs, la résistance du béton de deuxième phase doit être élevée, car ce béton subit des efforts concentrés importants au droit des connecteurs.

VI.9.3. Les résultats numériques

Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle, est effectué par le logiciel CSIBRIDGE, la structure est modélisée comme suit :

Poutre : élément barres FRAME.

Dalle : élément plaque SHELL.

Donc le tablier est modélisé comme une dalle supportée par deux poutres.

Les résultats sont donnés par le logiciel de calcul CSIBRIDGE.

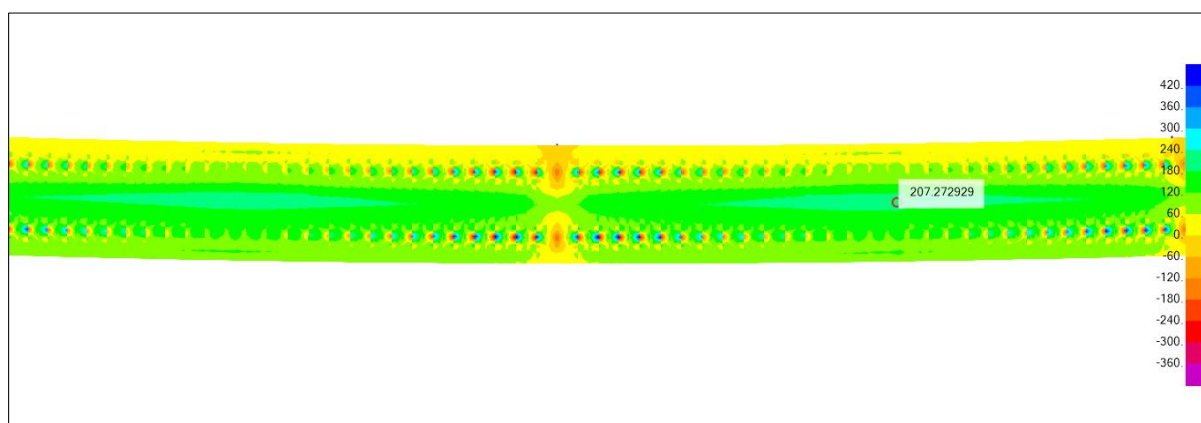


Figure VI.28 : Moments fléchissant longitudinal maximal à mi-travée ELU[1.35G+1.6B_t+0.9T].

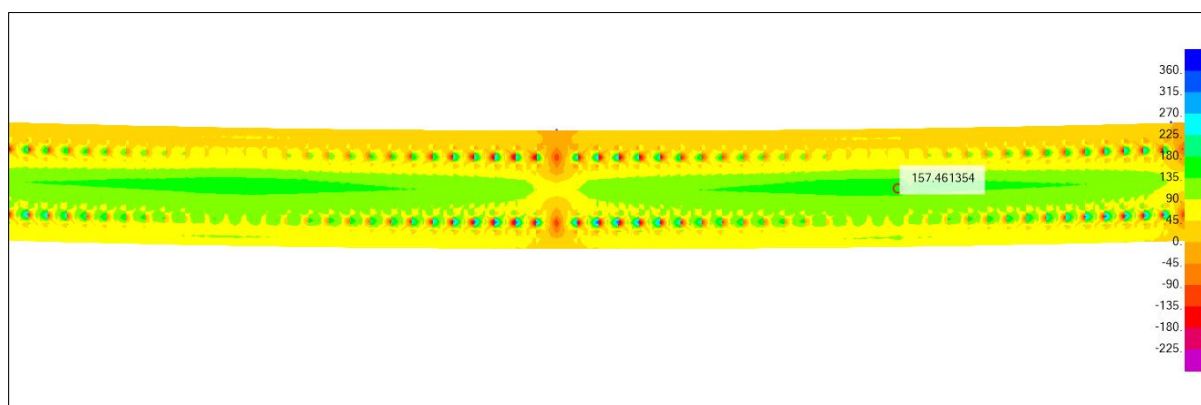


Figure VI.29 : Moments fléchissant longitudinal maximal à mi-travée ELS[G+1.2B_t+0.6T].

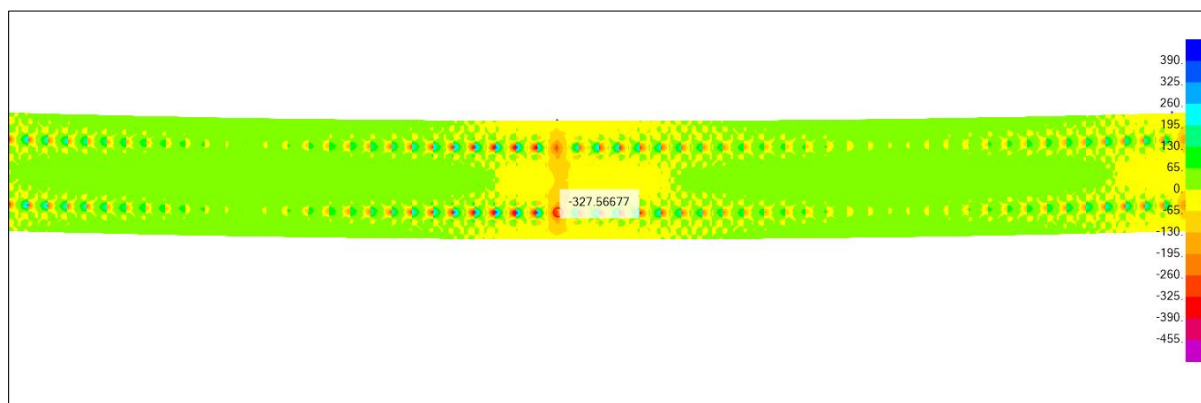


Figure VI.30 : Moments fléchissant longitudinal maximal à l'appui ELU[1.35G+1.6AL2.7+0.9T].

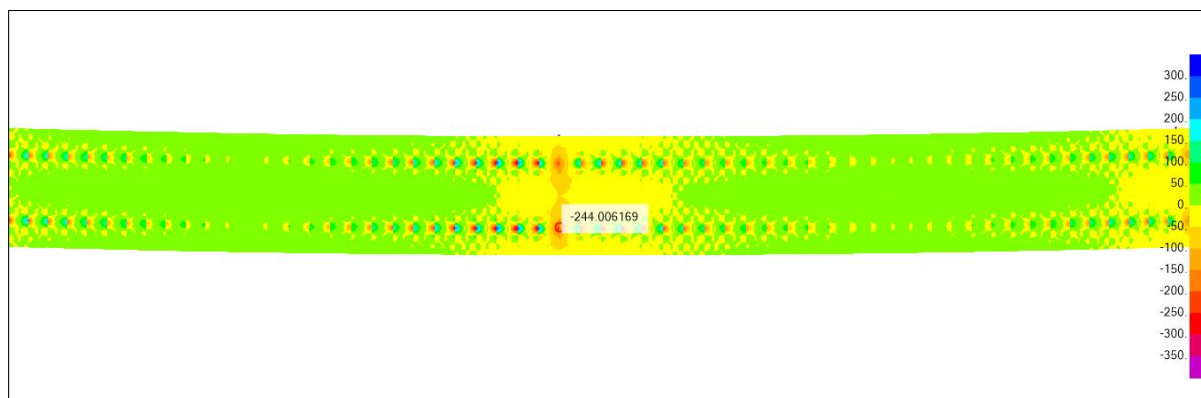


Figure VI.31 : Moments fléchissant longitudinal maximal à l'appui ELS[G+1.2AL2.7+0.6T].

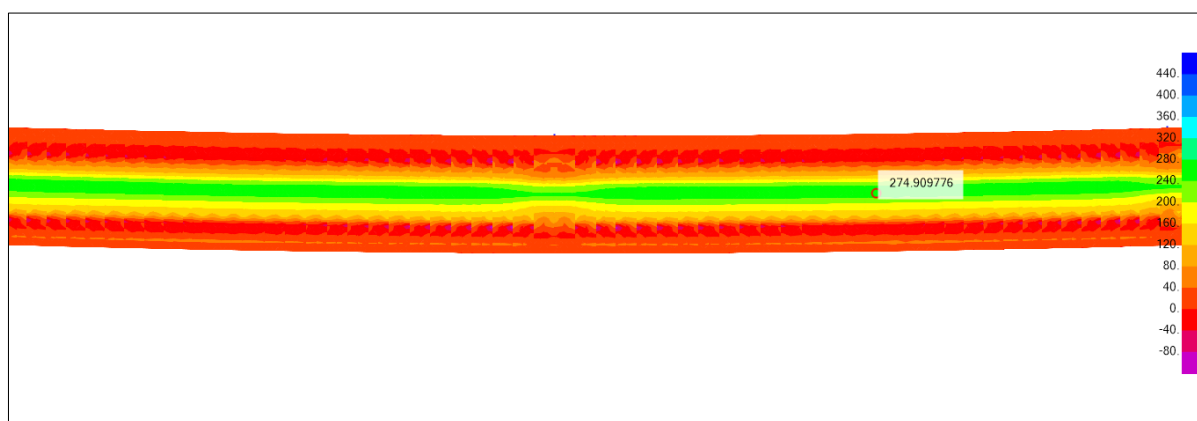


Figure VI.32 : Moments fléchissant transversal maximal à mi-travée ELU[1.35G+1.6B_t+0.9T].

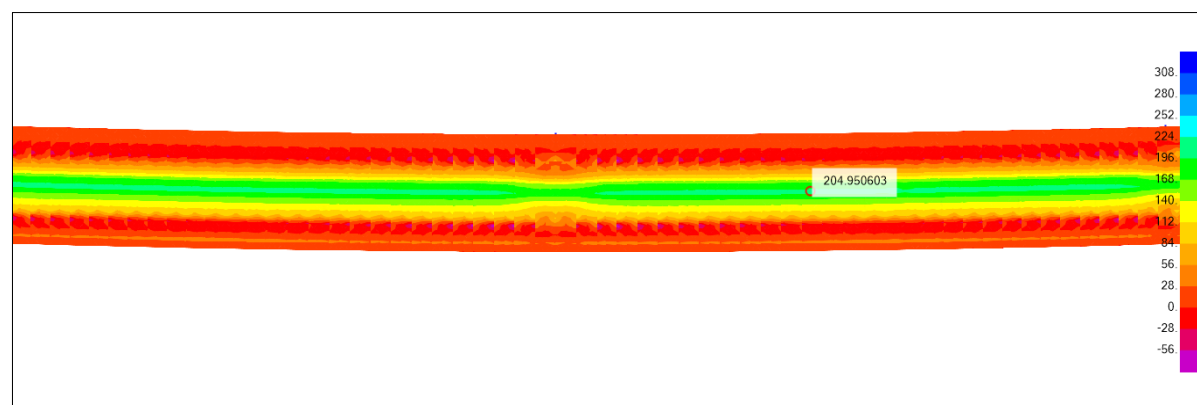


Figure VI.33 : Moments fléchissant transversal maximal à mi-travée ELS[G+1.2B_t+0.6T].

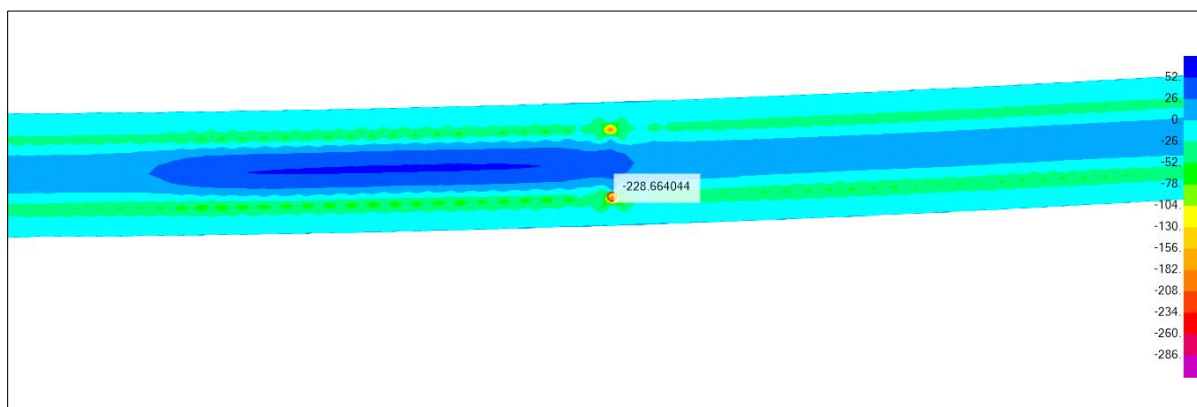


Figure VI.34 : Moments fléchissant transversal maximal à l'appui ELU[1.35G+1.6A_{L2.7}+0.9T].

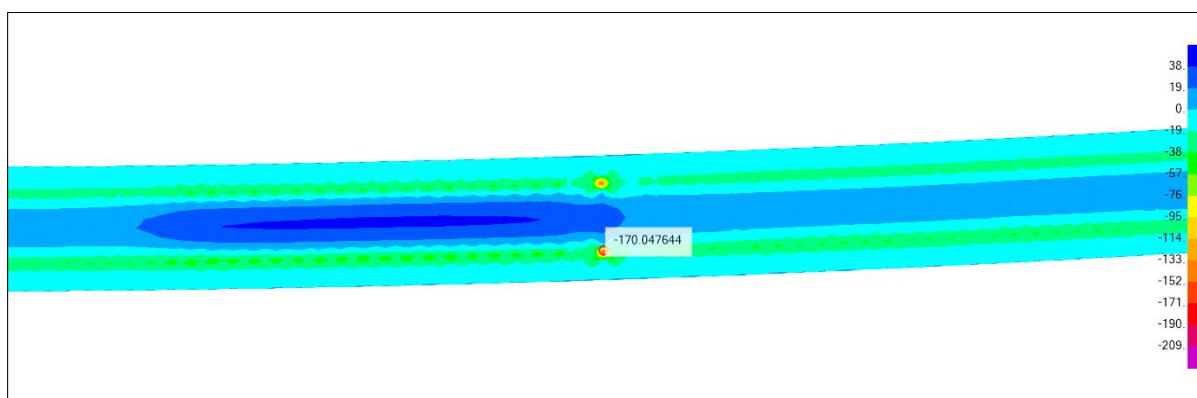


Figure VI.35 : Moments fléchissant transversal maximal à l'appui ELS[G+1.2A_{L2.7}+0.6T].

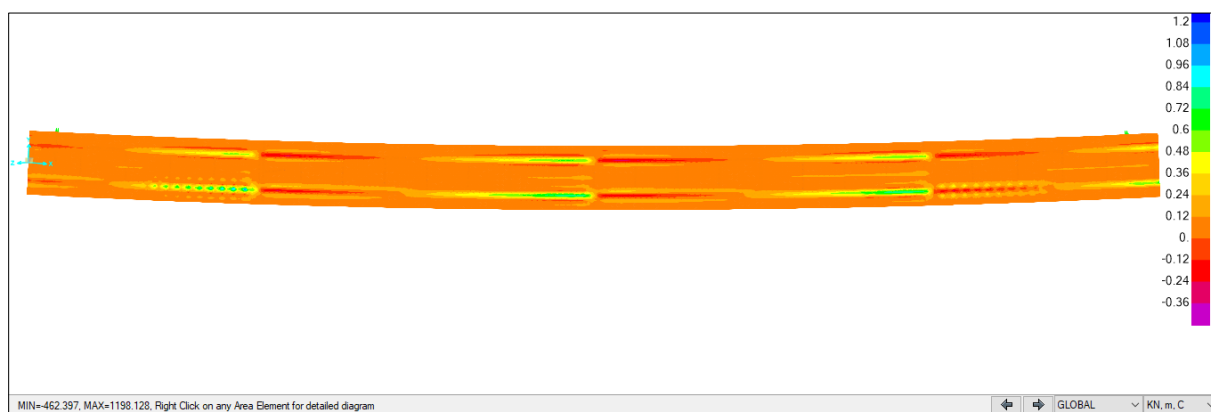


Figure VI.36 : Effort tranchant maximal longitudinal ELU[1.35G+1.6Bc+0.9T].

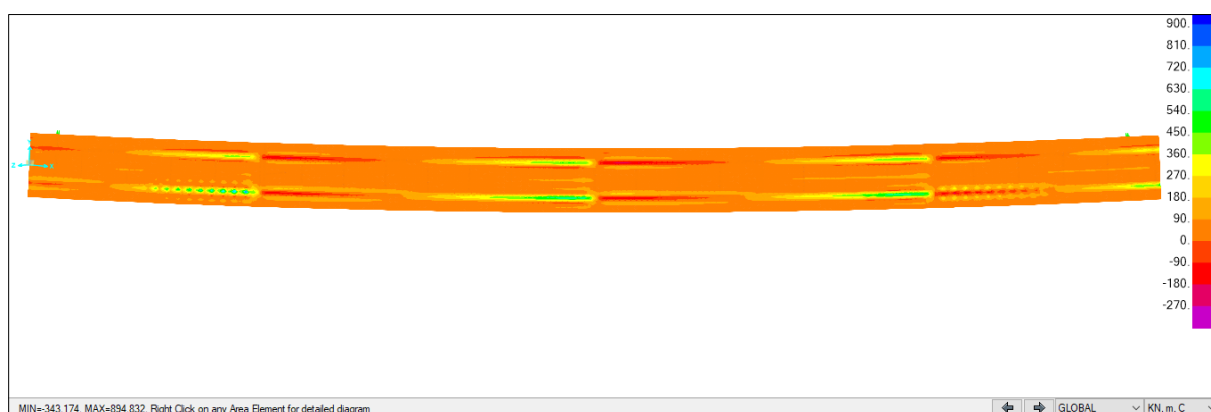


Figure VI.37 : Effort tranchant maximal longitudinal ELS[G+1.2Bt+0.6T].

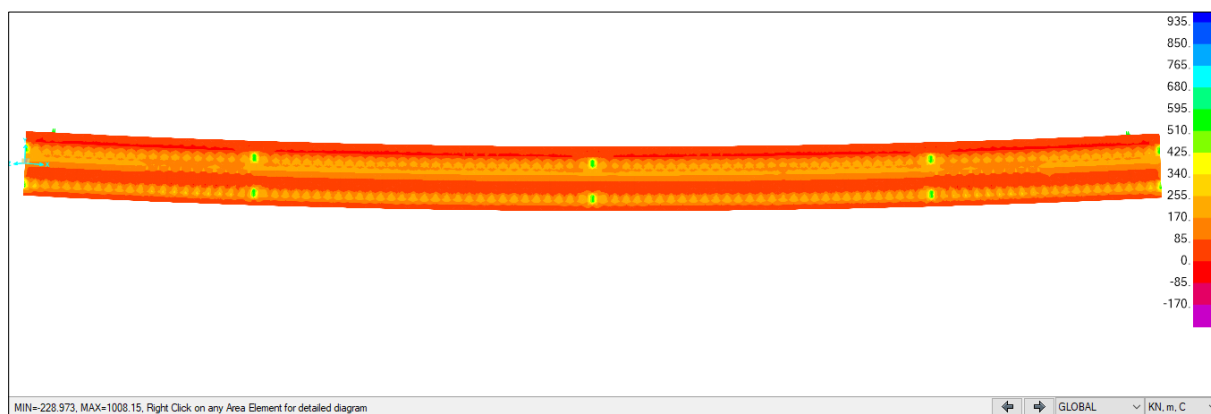


Figure VI.38 : Effort tranchant maximal transversal ELU[1.35G+1.6Bt+0.9T].

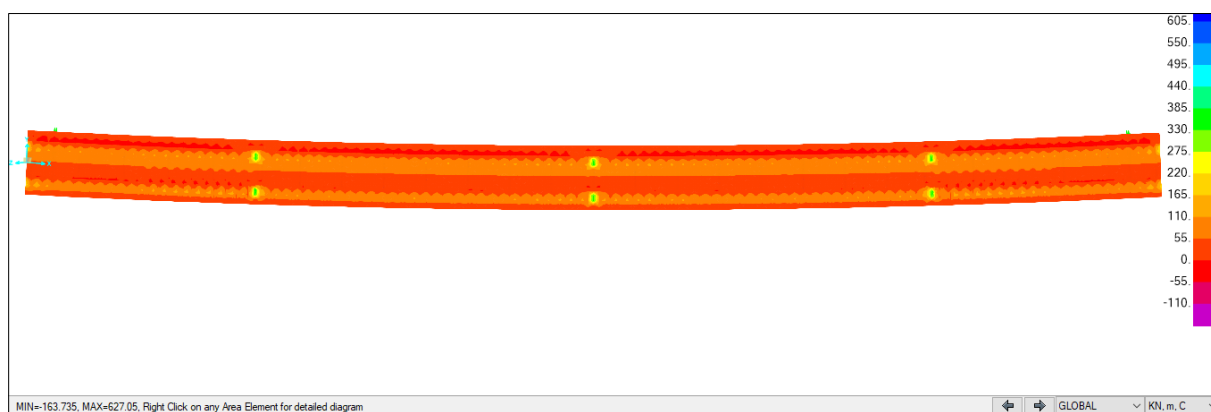


Figure VI.39 : Effort tranchant maximal transversal [G+M_c120+0.9T].

Tableau VI.9 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis (KN.m).

Moments fléchissant (KN.m)		ELU	ELS
Longitudinal	À mi-travée	207.273	157.461
	Sur appui	-327.566	-244.006
Transversale	À mi-travée	274.909	204.950
	Sur appui	-228.664	-170.047

Tableau VI.10 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN).

Effort tranchant (KN)	ELU	ELS
Longitudinal	1 198.12	894.832
Transversale	1 008.15	627.05

VI.9.4. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 pour la nappe supérieure et inférieure de la dalle suivant les deux directions. Le ferrailage s'effectuera pour une section de $100 \times 25 \text{ cm}^2$ au niveau des appuis et $100 \times 30 \text{ cm}^2$, la fissuration est jugée préjudiciable pour un enrobage de 5 cm. Les sections d'armature obtenues sont les suivantes :

Tableau VI.11 : Ferrailage de la dalle.

	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal	
	Supérieure	Inferieure	Supérieure	Inferieure
Section d'armature (KN.m/ml)	35.9	28.4	23.5	41.1
Choix des barres pour 1 ml	8 HA25	10 HA20	8 HA20	9 HA25

VI.9.5. Résistance aux Efforts Tranchants

VI.9.5.1. Sens longitudinal

$$T_u = 1198.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1198.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 4.44 \text{ MPa}$$

Armatures inclinées à $(\alpha = \frac{\pi}{4})$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.27 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right) = 6.84 \text{ MPa}$$

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

VI.9.5.2. Sens transversal

$$T_u = 1008.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1008.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 3.73 \text{ MPa}$$

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

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

VI.9.6. Condition de Non Fragilité

$$\frac{A}{h \cdot b} \geq \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = (0.06 \cdot f_{c28}) + 0.6 = 2.7 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} \geq b \cdot h \cdot \frac{0.35 \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 1 \times 0.27 \times \frac{0.35 \times 2.7}{400} = 6.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On utilise : 5 HA14}$$

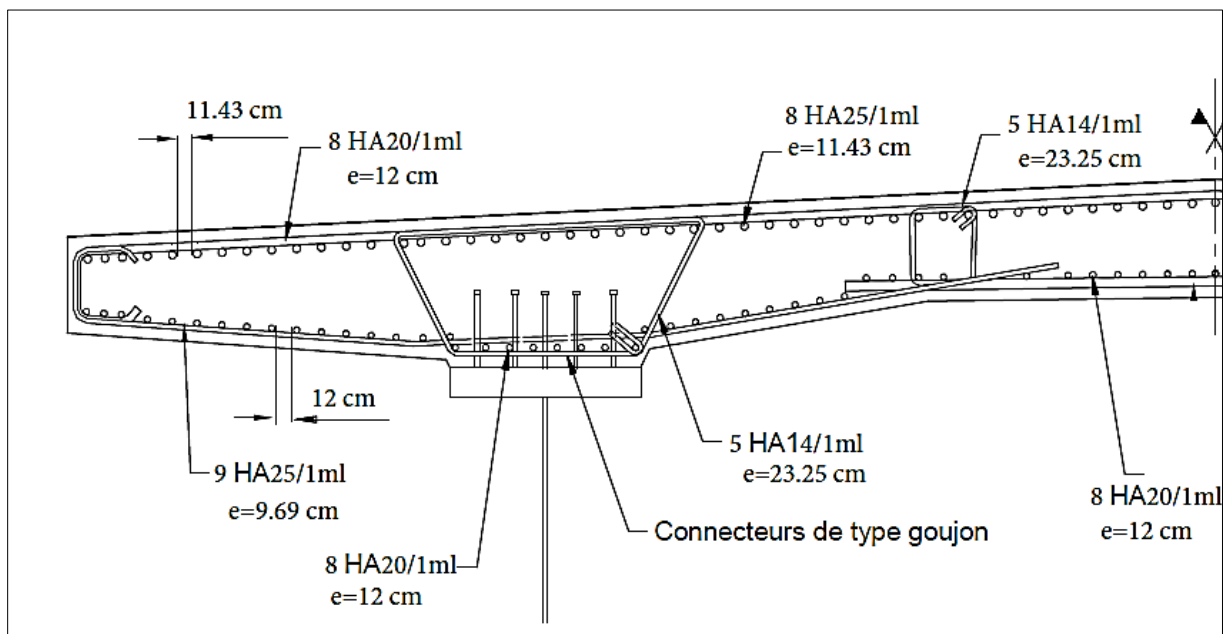


Figure VI.40 : Ferrailage de la dalle.

VI.10. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis d'étudier le tablier en termes de résistance aux contraintes aussi qu'au différents instabilités, en prenant en compte la notion d'équivalence et la dalle collaborant ou simplement « la section mixte ». Le tablier est aussi étudié du côté entretoisement, assemblages et corrosion.



Chapitre VII

LES EQUIPEMENTS DU PONT



VII.1. INTRODUCTION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le service d'un ouvrage, ils assurent le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durée de vie.

Ces dispositifs n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ils ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- Sécurité des personnes et de la circulation, ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières).
- Évacuation des eaux, et maintien de l'étanchéité.
- Fonctionnement correct de la structure (appareils d'appuis et joints de chaussée).

Dans le présent chapitre, nous ferons la conception et le choix de ces dispositifs.

VII.2. LES APPAREILS D'APPUIS

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



Figure VII.1 : Photo réelle d'un appareil d'appuis.

VII.2.1. Le rôle des appareils d'appuis

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

VII.3. Types des appareils d'appuis

Suivant leur matériau et leur utilisation on distingue différents types :

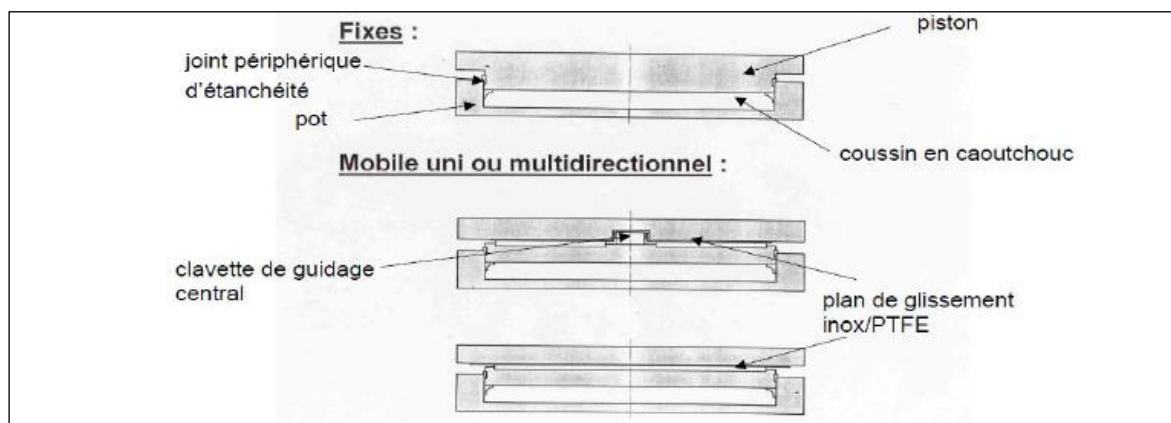


Figure VII.2 : Appareils d'appuis à pot.

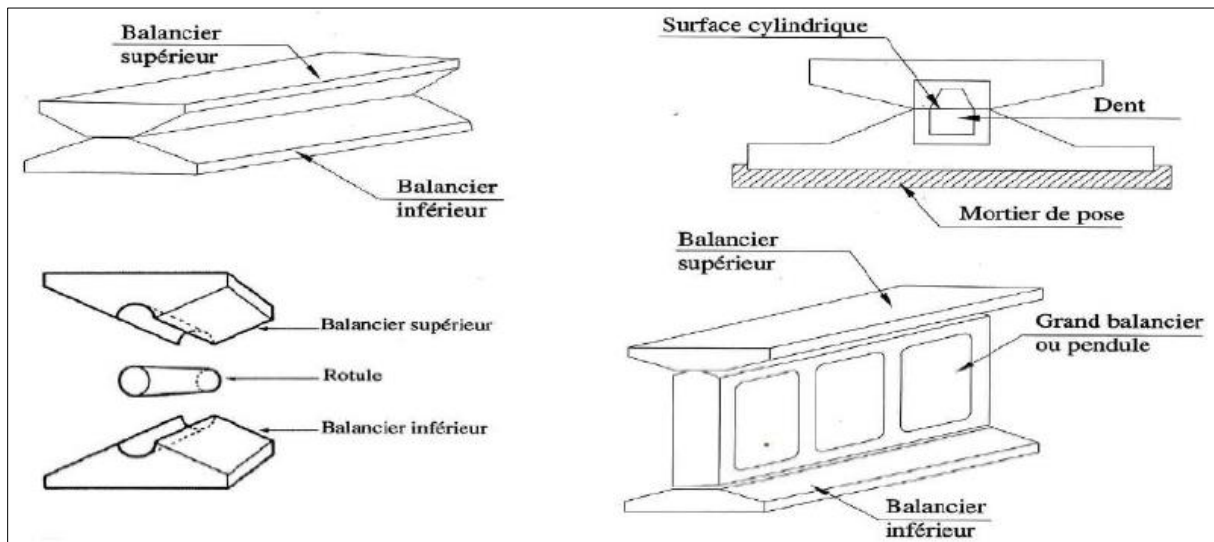


Figure VII.3 : Appareils d'appuis mobiles à balancier figure.

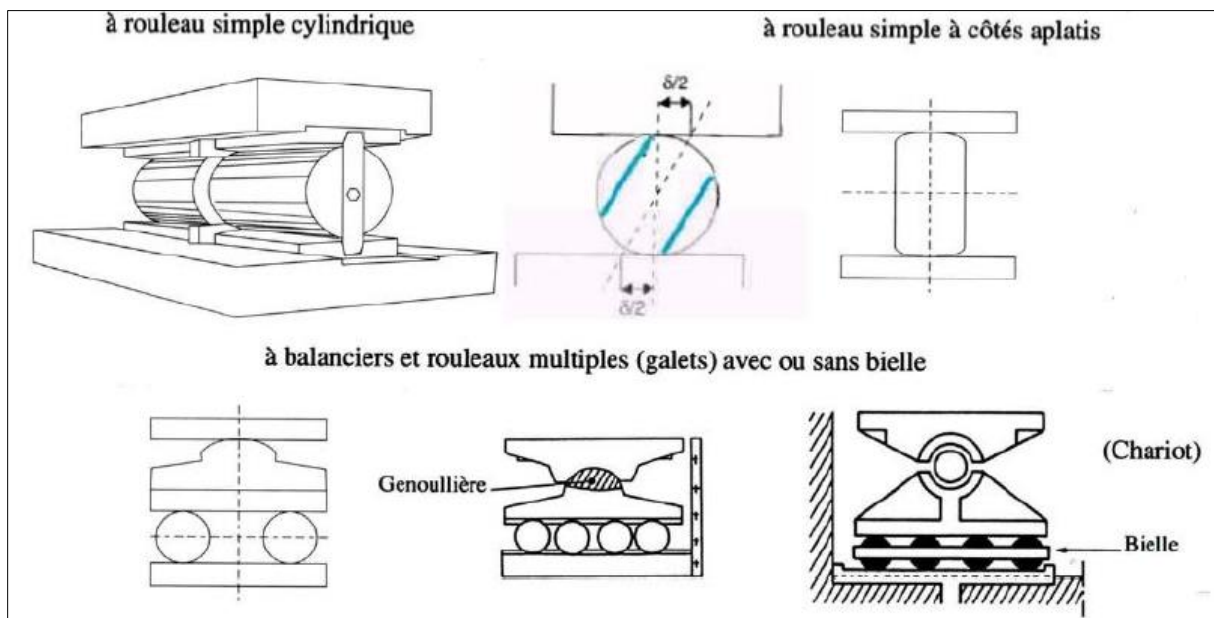


Figure VII.4 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple

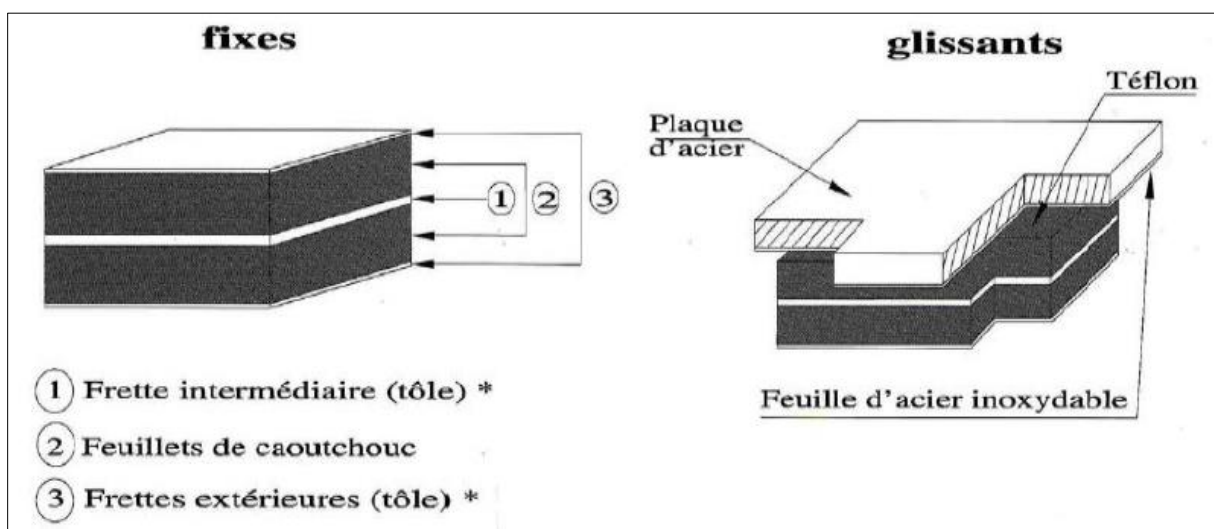


Figure VII.5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté.

Dans notre projet on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté. Ces derniers sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

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

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

On utilise les appareils d'appui du type B, ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$.

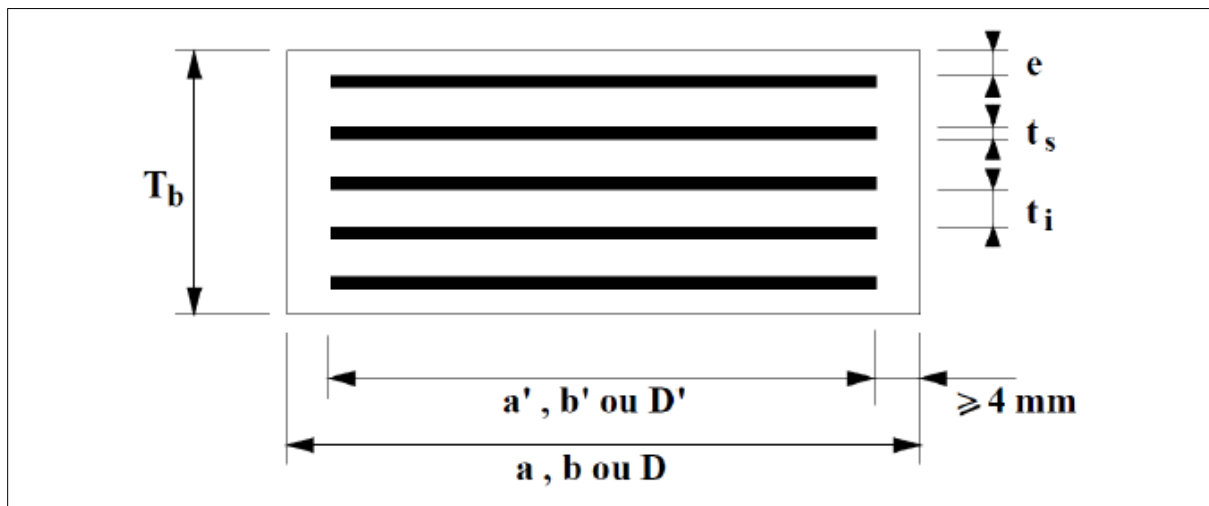


Figure VII.6 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

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

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

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$.

T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n t_i + 2 e$.

T_q : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; $T_q = n t_i + 2 e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

VII.3.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau VII.1 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.

Combinaisons	N _{Culée} max (MN)	N _{Pile} max (MN)
G	0.992	4.281
1.35G+1.6AL2.1+0.9T	2.136	5.283
1.35G+1.6AL2.8+0.9T	1.294	7.666
1.35G+1.6B _c +0.9T	3.914	8.868
1.35G+1.6B _t +0.9T	3.063	7.469
1.35G+1.35M _c 120+0.9T	2.912	7.460
1.35+1.35D240+0.9T	2.436	10.244

VII.3.2. Dimensionnement des Appareils d'Appuis

VII.3.2.1. Aire de l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement :

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

VII.3.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Condition de non flambement :

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

Avec :

a : est le grand côté de l'élastomère.

VII.3.2.3. Dimensionnement des frettes

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

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

Tel que :

$$\sigma_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a' \cdot b'}$$

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

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.2 : Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	Cas de la culée
$N_{\max}$	10.244 MN	3.914 MN
$a \times b$	$\geq 5122 \text{ cm}^2 \rightarrow (a \times b) = (800 \times 800) \text{ mm}^2$	$\geq 1957 \text{ cm}^2 \rightarrow (a \times b) = (500 \times 500) \text{ mm}^2$
T	$80 \leq T \leq 160$	$50 \leq T \leq 100$
T_s	$> 2.45 \text{ mm}$	$> 2.40 \text{ mm}$
On prendra	6 Feuilles d'élastomère : $t_i = 16 \text{ mm}$. 7 Frettes métalliques de : $t_s = 6 \text{ mm}$. Enrobage des chants : 5 mm. Enrobage extérieur : 6 mm	5 Feuilles d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$. 6 Frettes métalliques de : $t_s = 4 \text{ mm}$. Enrobage des chants : 5 mm Enrobage extérieur : 3 mm
$(a \times b \times T)$	$(800 \times 800 \times 150) \text{ mm}^3$	$(500 \times 500 \times 80) \text{ mm}^3$

VII.3.3. Vérifications du Dimensionnement

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

Tableau VII.3 : Les formules de vérification.

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times P_u < P_c$
Limite de la distorsion	$\delta \leq \delta_c$
Non-glissement	$H \leq f \times N$

VII.3.3.1. Résistance à la compression

Cas de la pile

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

$$\sigma_e = \frac{10.244}{0.8 \times 0.8} = 16.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Cas de la culée

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

$$\sigma_e = \frac{3.914}{0.5 \times 0.5} = 15.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

VII.3.3.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec :

$\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité.

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

P_c : la charge critique de flambement.

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

B : l'aire nominale de l'appui.

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

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

S : le facteur de forme.

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

Cas de la pile

$S = 12.5$
 $h = 0.15 \text{ m}$
 $B = 0.64 \text{ m}^2$
 $P_c = 52.8 \text{ MN}$
 $P_u = 10.244 \text{ MN}$
 $\gamma_s \times P_u = 30.732 \leq P_c = 52.8 \text{ MN}$
 $\Rightarrow$ Vérifiée.

Cas de la culée

$S = 12.5$
 $h = 0.08 \text{ m}$
 $B = 0.25 \text{ m}^2$
 $P_c = 24.61 \text{ MN}$
 $P_u = 3.914 \text{ MN}$
 $\gamma_s \times P_u = 11.742 \leq P_c = 24.61 \text{ MN}$
 $\Rightarrow$ Vérifiée.

VII.3.3.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

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

Pour :

$$p_{\text{pile}} = \frac{P_{u_{\text{pile}}}}{P_{c_{\text{pile}}}} = 0.194 < 0.25 \quad \text{et} \quad p_{\text{culée}} = \frac{P_{u_{\text{culée}}}}{P_{c_{\text{culée}}}} = 0.16 < 0.25$$

On trouve :

$$\delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$$

Tel que :

$$\delta_0 = \frac{b}{T} \quad \text{borné par } [0.7 < \delta_0 < 2]$$

b : petite côte de l'appui.

T : épaisseur totale d'élastomère.

Cas de la pile

$b = 800 \text{ mm} ; T = 150 \text{ mm}$
 $\delta_0 = 5.33$
 On prend : $\delta_0 = 2$
 $\delta_c = 1$
 $V_x = 0.0829 \text{ m}$
 $\delta = 0.6$
 $\delta \leq \delta_c$
 $\Rightarrow$ Vérifiée.

Cas de la culée

$b = 500 \text{ mm} ; T = 80 \text{ mm}$
 $\delta_0 = 6.25$
 On prend : $\delta_0 = 2$
 $\delta_c = 1.17$
 $V_x = 0.0989 \text{ m}$
 $\delta = 1.34$
 $\delta \leq \delta_c$
 $\Rightarrow$ Vérifiée.

VII.3.3.4. Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{\max} \quad \text{et} \quad f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

N : l'effort de compression vertical.

f : le coefficient de frottement.

Cas de la pile

$$N = 13.116 + 0.2 \times 1.925$$

$$N = 13.501 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 21.1 \text{ MP}$$

$$f = 0.128$$

$$H = 3.97 \text{ MN}$$

$$3.97 > 2.7$$

⇒ non Vérifiée.

Cas de la culée

$$N = (4.904 + 0.2 \times 1.572)$$

$$N = 5.218 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 20.872 \text{ MP}$$

$$f = 0.129$$

$$H = 0.088 \text{ MN}$$

$$0.088 < 0.673$$

⇒ Vérifiée.

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile.

VII.4. DÉS D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

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

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

$$\Rightarrow \begin{cases} a_1 \geq 1000 \text{ m} \\ b_1 \geq 1000 \text{ m} \\ b_1 \geq 500 \text{ mm} \end{cases}$$

$$(a_1 \times b_1 \times h_1) = (1000 \times 1000 \times 500) \text{ mm}$$

VII.4.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile

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

VII.4.2.1. Armatures de chainage

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

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

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

$$A_c = \frac{0.25 \times 10.244}{434.78} = 58.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 30HA16}$$

VII.4.2.2. Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descente de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times 10.244}{434.78} = 29.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 16HA16}$$

VII.4.2.3. Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times 10.244}{434.78} = 9.43 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 10HA12}$$

VII.4.2.4. Frette inférieure

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

$$A_i = \frac{0.1 \times 10.244}{434.78} = 23.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 12HA16}$$

VII.4.3. Dimensionnement des Dés d'Appuis au Niveau de la Culée

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

$$\Rightarrow \begin{cases} a_1 \geq 700 \text{ m} \\ b_1 \geq 700 \text{ m} \\ b_1 \geq 350 \text{ mm} \end{cases}$$

$$(a_1 \times b_1 \times h_1) = (700 \times 700 \times 350) \text{ mm}$$

VII.4.4. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée**VII.4.4.1. Armatures de chainage**

$$A_c = \frac{0.25 \times 3.914}{434.78} = 22.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 16HA14}$$

VII.4.4.2. Armatures horizontales

$$A_h = \frac{0.125 \times 3.914}{434.78} = 11.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 10HA12}$$

VII.4.4.3. Frette supérieure

$$A_s = \frac{0.04 \times 3.914}{434.78} = 3.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 6HA10}$$

VII.4.4.4. Frette inférieure

$$A_i = \frac{0.1 \times 3.914}{434.78} = 9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 12HA10}$$

VII.5. JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VII.5.1. Calcul de Souffle

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

- La température.
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

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

Avec :

W : souffle total du joint ;

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage). ($W_D = 1.1$ cm).

W_T : souffle thermique. ($W_T = 0.69$ cm).

W_S : souffle sismique.

Les souffles W_T , W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques ($W_S = 24.1$ cm).

Donc : $W = 9.4$ cm.

VII.5.2. Type de Joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en utilisant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 09.98 cm il faut considérer la famille de joints appelée W_d (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

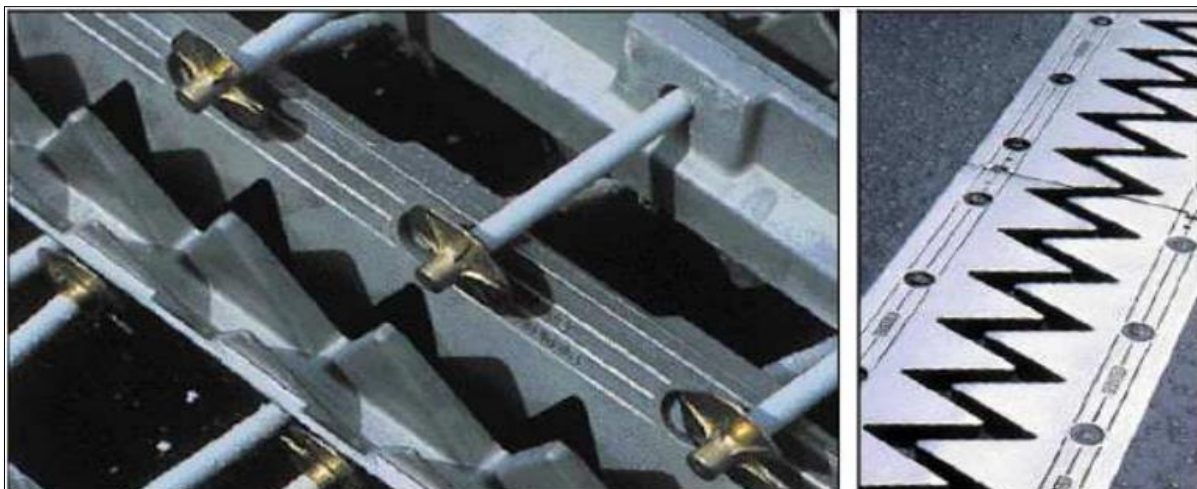


Figure VII.7 : Joint du type W_d .

Tableau VII.4 : Modèles des joints W_d.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, on a choisi le joint **Wd110**. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 40 à 150 mm.

VII.6. CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude statique et sismique de l'infrastructure dans le chapitre suivant.



Chapitre VIII

ETUDE SISMIQUE



VIII.1. INTRODUCTION

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en : groupe 2 (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique : IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone : $A = 0.2$ (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme) : $T1 = 0.15$ s, $T2 = 0.40$ s, $S = 1.1$.
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) : $\xi = 5\%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est : $G = 1.2$ MPa.
- Les raideurs des appareils d'appui : $K_{aa,pile} = 5.57$ MN/m & $K_{aa,culée} = 2.17$ MN/m.

VIII.3. METHODE DE CALCUL

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant certains critères simultanément (les conditions de l'article 4.3.1.2 des RPOA).

Et car la méthode du spectre de réponse est plus générale, on la choisit donc pour effectuer les calculs suivants.

VIII.4. COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

La combinaison des forces sismiques est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action sismique maximale E , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de 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.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

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

VIII.5. SPECTRE DE REPONSE

Pour faire notre calcul multimodal, on a besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en combinant les deux parties poutre et voussoir, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

Le spectre de réponse élastique **Sae** constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisés pour le calcul sont :

VIII.5.1. Spectre de Réponse de la Composante Horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \times AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \times AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0S \end{cases}$$

$S_{ae}(T, \xi)$: accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

η : facteur de correction de l'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1$$

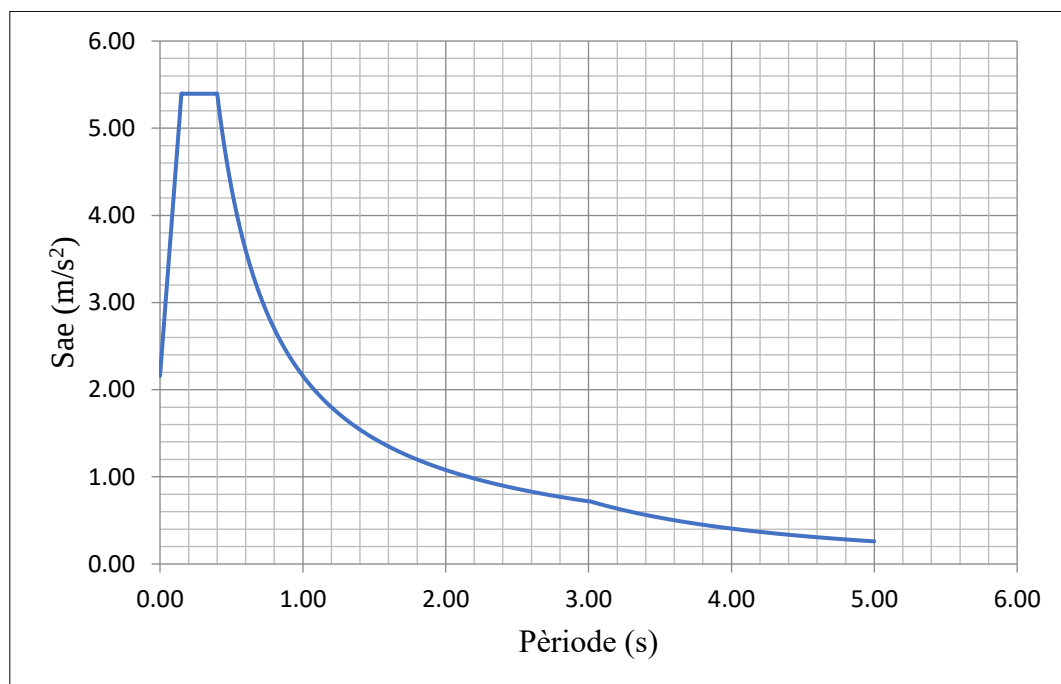


Figure VIII.1 : Spectre de réponse élastique $S_{ae}(T)$ - composante horizontale.

VIII.5.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} \alpha A_g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \alpha \times A_g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \alpha \times A_g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \alpha \times A_g \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0S \end{cases}$$

α : coefficient d'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

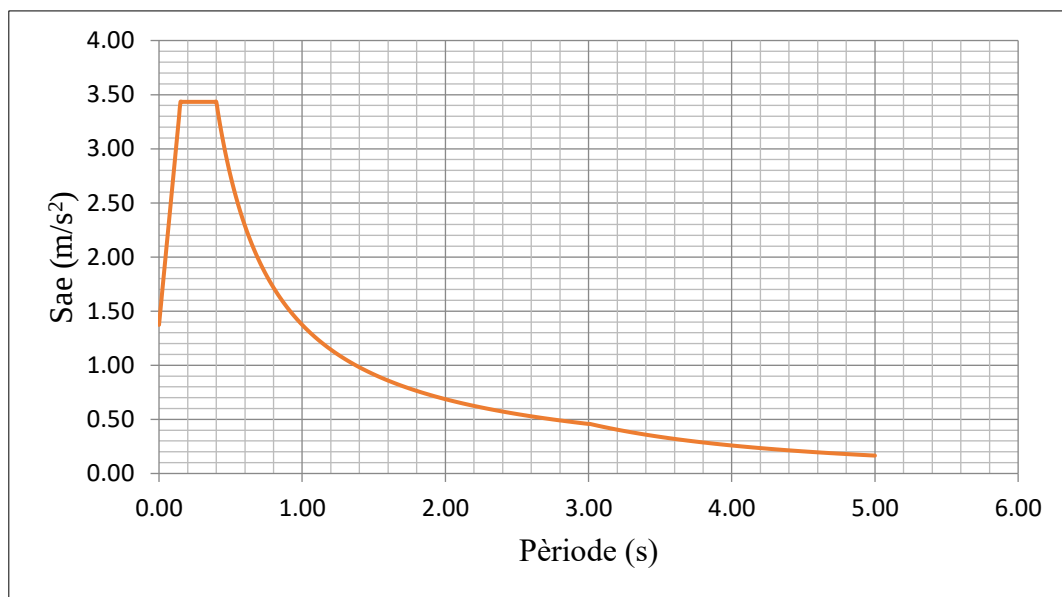


Figure VIII.2 : Spectre de réponse élastique $S_{ae}(T)$ - composante verticale.

VIII.6. MODES SIGNIFICATIFS

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\sum(M_i)c$ atteint au moins 90% de la masse totale du pont M_T (ou 70% à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

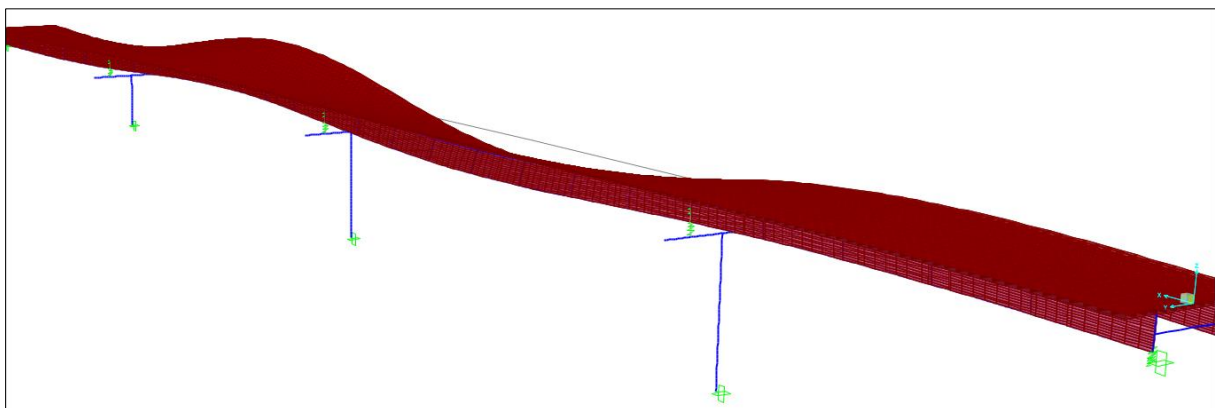


Figure VIII.3 : Exemple des déformations (Mode 05).

L'analyse modale du pont étudié a été menée, en considérant 200 modes (la masse modale effective = 90.56 % de la masse totale du pont MT).

Tableau VIII.1 : Modes propres.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
01	1.612	0.192	67.224	0.000	0.192	67.224	0.000
02	1.431	70.860	0.199	0.000	71.052	67.423	0.000
03	1.284	0.001	0.002	0.000	71.053	67.425	0.000
04	0.770	0.004	1.698	0.000	71.057	69.123	0.000
05	0.642	0.001	0.000	0.000	71.058	69.123	0.000
...	...	...	...	...	...	...	...
196	0.042	0.000	0.089	0.000	90.560	85.510	73.138
197	0.042	0.000	0.018	0.000	90.561	85.529	73.138
198	0.042	0.000	0.016	0.000	90.561	85.545	73.138
199	0.042	0.000	0.010	0.000	90.561	85.555	73.138
200	0.042	0.000	0.007	0.000	90.561	85.562	73.138

VIII.7. LES REACTIONS D'APPUI

Les efforts sismiques seront combinés comme préconisé dans le guide de conception courant en zone sismique :

Tableau VIII.2 : Efforts sismiques à la base des piles.

Appuis	Ex (KN)	Ey (KN)	Ez (KN)	E1(KN)	E2 (KN)	E3 (KN)
C01	870.273	462.332	844.604	1 262.354	976.795	1 244.386
P01	1 782.988	1 262.899	1 587.856	2 638.215	2 274.152	2 501.622
P02	1 730.069	1 314.301	1 601.208	2 604.722	2 313.684	2 514.519
P03	1 195.788	832.195	1 576.611	1 918.430	1 663.915	2 185.006
C02	868.271	469.856	844.347	1 262.532	983.641	1 245.785

VIII.7.1. Directions Principales de Sollicitations et Repère Géométrique

Après la combinaison des sollicitations issues de chaque mode de vibration pour une seule direction du séisme, et après les combiner avec l'effet des deux autres séismes orthogonaux, il faut enfin projeter les valeurs finales sur les axes des repères locaux, car on est dans le cas d'un pont courbe (on suppose que les axes Z du repère global et l'axe z du repère local sont alignés).

Pour les efforts agissants sur le tablier, cette projection se fait automatiquement par le logiciel de calcul.

Pour les moments à la base des piles, cette projection se fait manuellement afin de trouver les moments longitudinaux et transversaux :

$$E_L = \pm E_1 \cos \theta_z \pm E_2 \sin \theta_z$$

$$E_T = \pm E_1 \sin \theta_z \pm E_2 \cos \theta_z$$

$$E_V = \pm E_3$$

θ_z : l'angle en plan que fait l'axe longitudinal du tablier avec l'axe principal de l'ouvrage, dont les valeurs absolues sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Efforts sismiques par rapport les repères locaux des appuis.

Appuis	θ_z (°)	E_L (KN)	E_T (KN)	E_V (KN)
C01	0	1 262.354	976.795	1 244.386
P01	0.507	2 658.235	2 250.718	2 501.622
P02	1.857	2 678.329	2 228.063	2 514.519
P03	3.218	2 008.809	1 553.599	2 185.006
C02	3.716	1 323.628	899.747	1 245.785

Afin d'alléger ce chapitre, le reste des résultats qu'on est besoin, une partie est donnée au chapitre précédent, et l'autre au chapitre suivant.

VIII.8. CONCLUSION

L'évaluation du risque sismique est très importante, ce dernier a des conséquences souvent désastreuses sur les structures de génie civil et par conséquent sur la vie humaine. D'où la nécessité d'une bonne estimation de ses effets.



Chapitre IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Cela, nous amène à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont. Pour la conception des piles, on prendra le même qui est au (chapitre III).

IX.2.1. Vérification de la Stabilité de la Pile vis-à-vis du Flambement

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

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

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

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

i : rayon de giration.

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{2.779}{13.531}} = 0.453 \text{ m} \Rightarrow \lambda_x = \frac{12}{0.453} = 26.49 \leq 70$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{81.061}{13.531}} = 2.448 \text{ m} \Rightarrow \lambda_y = \frac{12}{2.448} = 4.902 \leq 70$$

Donc pas de risque de flambement.

IX.2.2. Evaluation de la Raideur Totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis :

$$K_{APP} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pille}} + \frac{1}{K_{A-APP}}} \quad \text{tq : } K_{Pille} = \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{A-APP} = G \frac{a \times b}{T}$$

Avec :

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0.9 \text{ MPa}$ en cas statique, et 1.2 MPa en cas sismique.

E : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 27 \text{ MPa} \rightarrow E = 33\,000 \text{ MPa}$).

Tableau IX.1 : Raideurs statiques et dynamiques des appuis (MN/m).

Appui	h (m)	K _{Appareil d'appui}		K _{Pile}		K _{Appui longitudinale}		K _{Appui transversale}	
		K _s	K _d	K _{longitudinale}	K _{transversale}	K _s	K _d	K _s	K _d
C1	5.86	1.63	2.17	Infinie		1.630	2.170	1.630	2.170
P1	12	4.17	5.57	159.214	775.214	4.064	5.382	4.148	5.530
P2	11	4.17	5.57	206.702	1 006.438	4.088	5.424	4.153	5.539
P3	6.21	4.17	5.57	1 148.812	5 593.586	4.155	5.543	4.167	5.564
C2	7.62	1.63	2.17	Infinie		1.630	2.170	1.630	2.170

IX.2.3. Combinaison des Efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre des charges et surcharges, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU, à l'ELS et à l'ELA :

Tableau IX.2 : Combinaison des efforts à la base de chaque pile.

Réactions	Cas	Combinaison	Pile 01	Pile 02	Pile 03
R _v (KN)	ELS	G+1.2AL2.2+0.6T	15 238.214	/	/
		G+1.2AL2.3+0.6T	/	15 467.620	/
		G+1.2Bc+0.6T	/	/	12 767.862
	ELU	1.35G+1.35D240+0.9T	31 723.896	33 061.426	26 342.695
	ELA	G+0.3Ex+0.3Ey+Ez+0.4T	14 163.578	14 785.796	12 173.236
R _L (KN)	ELS	G+1.2Bc+0.6T	1 185.888	863.547	1 860.862
	ELU	1.35G+1.6Bc+0.9T	1 705.961	1 200.630	2 655.163
	ELA	G+Ex+0.3Ey+0.3Ez+0.4T	1 822.782	1 757.478	1 243.446
R _T (KN)	ELS	G+1.2Bc+0.6T	68.048	108.312	88.462
	ELU	1.35G+1.6Bc+0.9T	92.846	148.502	120.714
	ELA	G+0.3Ex+Ey+0.3Ez+0.4T	1 280.501	1 339.128	852.68
M _L (KN.m)	ELS	G+1.2Bc+0.6T	16 365.254	11 053.406	14 886.899
	ELU	1.35G+1.6Bc+0.9T	23 542.258	15 368.066	21 241.304
	ELA	G+0.3Ex+Ey+0.3Ez	20 344.892	18 340.986	8 919.260
M _T (KN.m)	ELS	G+1.2Bc+0.6T	8 602.812	8 195.583	8 614.256
	ELU	1.35G+1.6Bc+0.9T	11 524.139	10 964.418	11 533.171
	ELA	G+Ex+0.3Ey+0.3Ez+0.4T	17 943.825	18 673.791	9 819.172

IX.2.4. Ferrailage des Eléments de la Pile

IX.2.4.1. Ferrailage de cheville (sommier ou tête de pile).

Des efforts localisés non négligeables sont susceptibles de se produire à la partie supérieure des piles sous l'effet des charges verticales provenant du tablier. Sous l'action de ces charges, il y a risque de fissuration du béton d'une part suivant des plans verticaux, d'autre part suivant

des plans obliques (aux extrémités). C'est pourquoi des armatures de renforcement de sommier sont à déterminer (selon PP73).



Figure IX.1 : Chevêtre sur une pile voile.

- **Armatures de chaînage**

Ces armatures de chaînage seront généralement disposées en une seule nappe, ancrées aux extrémités. Leur section est déterminée de telle sorte qu'elle équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte :

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

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

$$A_c = \frac{0.25 \times 10.244}{434.78} = 58.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 12HA25}$$

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, des armatures horizontales sont placées sous le chaînage, sur une hauteur égale à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. Et doivent reprendre 12.5% de la même descente de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times 10.244}{434.78} = 29.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 10HA20}$$

- **Frettes inférieures (d'éclatement)**

Elles sont disposées à une profondeur entre E/3 et E à partir de la face supérieure de l'appui, tel que E est l'épaisseur de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1 \times 10.244}{434.78} = 23.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 12HA16}$$

- **Armatures verticales**

$$A_T = 14.02/\text{ml cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 5\text{HA}20/\text{ml avec : } St = 20 \text{ cm}$$

IX.2.4.2. Ferrailage de voile de la pile

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle et qui travaille à la flexion composée déviée.

Tableau IX.3 : Ferrailage de voile de la pile.

Armature	Efforts	ELS	ELU	ELA
Longitudinale	R_v (KN)	15 238.214	31 723.896	14 163.578
	M_L (KN.m)	16 365.254	23 542.258	20 344.892
	M_T (KN.m)	8 602.812	11 524.139	17 943.825
Transversale	R_L (KN)	1 185.888	1 705.961	1 822.782
	R_T (KN)	108.312	148.502	1 280.501

Le ferrailage de mur frontal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 :

Section d'acier :

$$As_1 = 45.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } 10\text{HA}25/\text{ml} ; \text{ avec } St = 12 \text{ cm}$$

$$As_2 = 20.9 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } 5\text{HA}25/\text{ml} ; \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$As_T = 11.46/\text{ml} \text{ on prend } 6\text{HA}16/\text{ml avec } St = 16.5 \text{ cm}$$

IX.2.5. Etude de fondation de la pile

IX.2.5.1. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Longueur : } L = 9.60 \text{ m.} \\ \text{Hauteur : } H = 1.80 \text{ m.} \\ \text{Largeur : } l = 6.0 \text{ m.} \end{array} \right.$$

- **Calcul des sollicitations**

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment.

Tableau IX.4 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	34 315.9	1 705.961	23 542.258
ELS	17 830.21	1 185.888	16 365.254
ELA	16 755.58	1 822.782	20 344.892

- **Nombre des pieux**

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier.

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Avec :

$N_{\max}$: l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : capacité portante d'un pieu à l'ELS.

Tableau IX.5 : Nombre de pieux sous la semelle.

$N_{\max}$ (KN)	17.830
Q_p (KN)	3.7
n_p	4.19
On prend	6 pieux (3×2) de 10 m de profondeur

- **Effort revenant à chaque pieux**

Effort revenant à chaque pieux

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum y^2}$$

Avec :

N_i : Effort normal maximal / minimal.

n : Nombre de pieu.

M : Moment maximal.

y : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Tableau IX.6 : Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	N _{max} (KN)	N _{min} (KN)
ELU	7 899.16	3 539.48
ELS	4 487.00	1 456.4
ELA	4 676.38	908.81

- Ferraillage de la semelle**

On applique la méthode des bielles tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

L : entraxe des deux files de pieux. (L = 3.6 m).

b : épaisseur de la pile. (b = 1 m).

d : hauteur utile de la semelle (h = H - 0.1 = 1.7 m).

On a :

$$\begin{cases} h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \Rightarrow h = 1.7 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.55 \text{ m} \\ \tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 48^\circ > 45^\circ \end{cases} \quad \text{les conditions sont vérifiées.}$$

$$A_s = \frac{N_i}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Tableau IX.7 : Calcul la section d'acier.

	N _i (KN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A _s (cm ²)
ELS	4487.00	333.33	116.47
ELA	4676.38	500	83.88

Armatures transversales inférieure :

$$A_{inf}^t = \frac{A_s}{3.2} = \frac{116.47}{3.2} = 36.40 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 8HA25, avec un espacement de 12.5 cm.}$$

Armatures transversales supérieure :

$$A_{sup}^t = \frac{A_{inf}^t}{4} = \frac{36.40}{4} = 9.5 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 8HA14, avec un espacement de 12.5 cm.}$$

Armatures longitudinales inférieure :

$$A_{\text{inf}}^l = \frac{A_{\text{inf}}^t}{3} = \frac{36.40}{3} = 12.13 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 5HA20, avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures longitudinales supérieure :

$$A_{\text{sup}}^l = \frac{A_{\text{inf}}^t}{10} = \frac{36.40}{10} = 3.6 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures latérales :

$$A_{\text{lat}}^l = \frac{A_{\text{inf}}^t}{10} = \frac{36.40}{10} = 3.6 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.}$$

IX.2.5.2. Etude des pieux

- **Actions sur les pieux**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^2} + c_u b y = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu.

c_u : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u b}}$$

Avec :

α : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{c_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.102}} = 0.236$$

D'où, on tire les valeurs de $(\chi_\phi^H, \chi_\phi^M)$ à partir du tableau WERNER.

Tableau IX.8 : Les paramètres de WARNER.

$\lambda \times l$	1	1.5	2	3	4	6
χ_ϕ^H	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
χ_ϕ^M	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

$$\lambda l = 2.36 \Rightarrow \begin{cases} \chi_{\varphi}^H = 1.30 \\ \chi_{\varphi}^M = 1.59 \end{cases}$$

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\varphi}^H}{\chi_{\varphi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau IX.9 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Etat	$H_{\max}$ (KN)	$\bar{P}$ (KN/Pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)
ELU	1 705.961	284.37	- 983.92
ELS	1 185.888	197.648	- 683.86
ELA	1 822.782	303.797	- 1 051.14

• Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

$$A_s = 71.3 \text{ cm}^2 ; \text{ Donc : on prend 23HA20.}$$

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

La figure IX.2 montre le détail de ferrailage de la pile.

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

IX.3.1. Efforts dus à la Culée

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v :

$$K_h = 0.2 ; K_v = 0.3 \times K_h = 0.06$$

K_h : Coefficient sismique horizontal ;

K_v : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

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

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

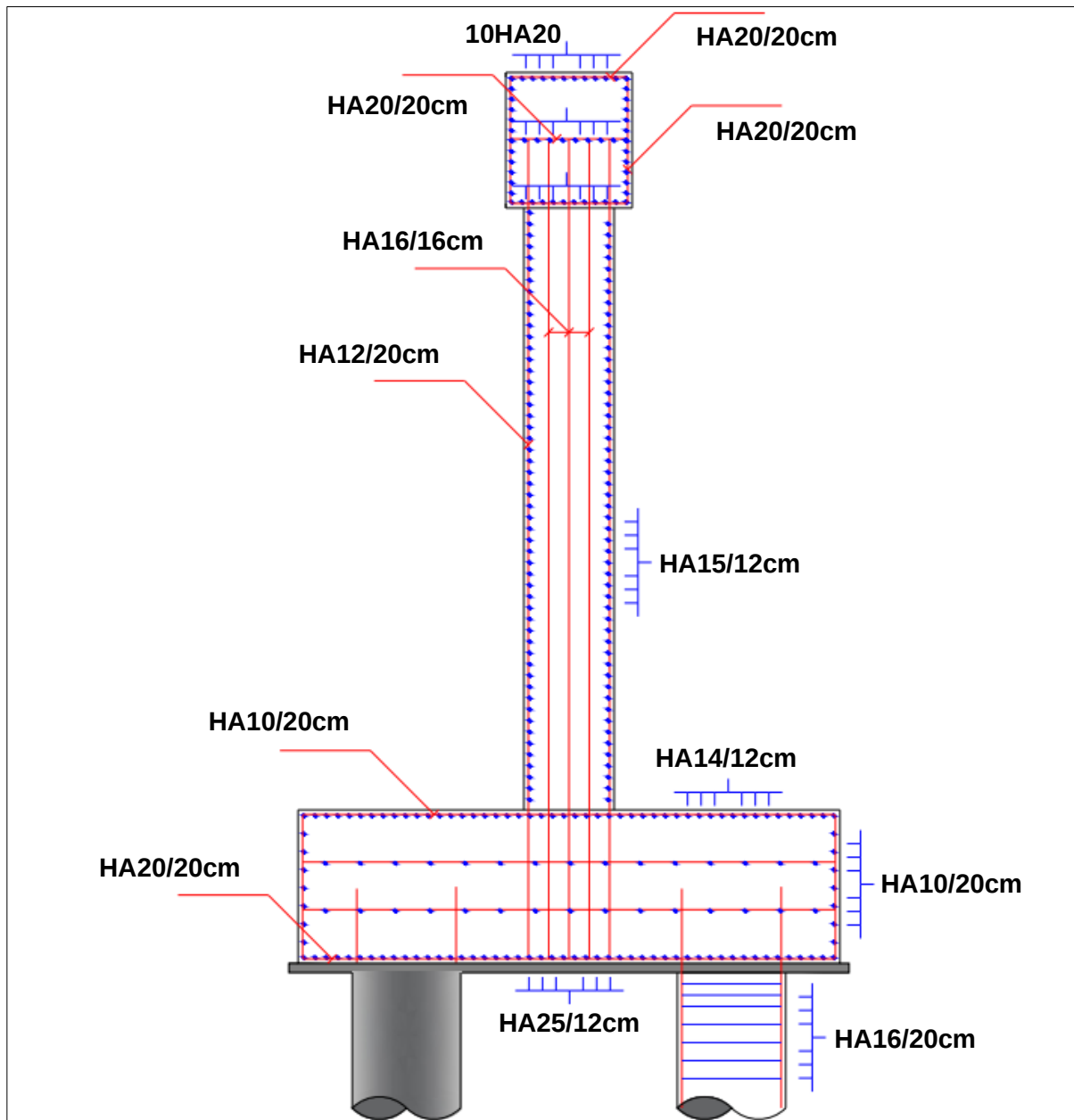


Figure IX.2 : Ferrailage les éléments de la pile.

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

Avec :

H : est la hauteur du mur.

γ : est le poids des terres.

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_H}{1 \pm K_v}\right)$$

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.10 : Calcul du coefficient de poussée Kad.

Action du séisme	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0,333
Séisme « horizontal ; 1+ k_V »	0.2	0.06	10.68	0.47
Séisme « horizontal ; 1- k_V »	0.2	-0.06	12.01	0.48

IX.3.2. Evaluation des Efforts Statiques Agissants sur la Culée

Les efforts et les moments agissants sur la culée sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.11 : Effort dû aux charges permanentes.

Sollicitation	N(KN)	H(KN)	X(m)	Y(m)	M_N (KN.m)	M_H (KN.m)
Tablier		-	0	-	0	-
Semelle	3132.00	-	0	0.90	0.00	-
Mur frontal	3126.09	-	0.35	4.73	1094.13	-
Dalle de transition	153.75	-	3.30	9.60	507.38	-
Mur en retour	868.78	-	4.02	7.63	3492.48	-
Corbeau	71.75	-	1.47	9.16	105.47	-
Mur garde Grève	403.88	-	1.05	9.10	424.07	-
Poids des terres amont	2365.83	-	2.16	5.58	5110.18	-
Poids des terres sur DDT	288.09	-	3.39	10.14	976.62	-
Poussé des terres	-	2320.11	-	-2.91	-	-6751.52
HT	-	22.93	-	-11.85	-	-271.72
H_{f+R}	-	36.40	-	-11.85	-	-431.31

Tableau IX.12 : Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblais.

Sollicitation	N(KN)	H(KN)	X(m)	Y(m)	M_N (KN.m)	M_H (KN.m)
AL2.1	782.82	-	0.00	-	0.00	-
Bc	2530.64	-	0.00	-	0.00	-
Mc120	2091.48	-	0.00	-	0.00	-
D240	1949.19	-	0.00	-	0.00	-
Freinage A(l)	-	25.00	-	-11.85	-	-296.25
Freinage Bc	-	150.00	-	-11.85	-	-1777.50
Poids des surcharges	432.55	-	0.85	-	367.67	-
Poussé des surcharges	-	356.18		-5.27		-1875.27

IX.3.3. Etude des Eléments de la Culée

IX.3.3.1. Etude de mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

Les efforts et les moments agissants sur le mur frontal sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau IX.13 : Evaluation des efforts agissant sur Le mur frontal.

Sollicitation	N(KN)	H(KN)	X(m)	Y(m)	M _N (KN.m)	M _H (KN.m)
Tablier	1 984.00	-	-0.55	-	-694.40	-
Mur frontal	3 126.09	-	2.93	-	-	-
Dalle de transition	153.75	-	2.96	7.802	454.331	-
Corbeau	71.75	-	1.1214	7.361	80.460	-
Mur garde Grève	403.88	-	0.7	7.296	282.712	-
Poids des terres sur DDT	0	288.09	3.0409	8.3403	0	-
H _T	-	22.93	-	-5.86	-	-134.37
H _{f+R}	-		-		-	
AL2.1	782.82	-	-0.35	-	-273.99	-
B _c	2 530.64	-	-0.35	-	-885.72	-
Mc120	2 091.48	-	-0.35	-	-732.02	-
D240	1 949.19	-	-0.35	-	-682.22	-
Freinage A(l)	-	25.00	-	-5.86	-	-146.50
Freinage Bc	-	150.00	-	-5.86	-	-879.00
Poussé des surcharges	-	356.18	-	-4.366	-	-1 555.153

- Combinaison des efforts**

Tableau IX.14 : Ferrailage de mur frontal.

	Combinaisons	N(KN/ml)	M(KN.m/ml)
ELU	1.35G+1.6Bc+0,9 H _T + 1.35 H _{f+R}	1 048.65	-1324.18
ELS	G+1.2Bc+ST+0,6 H _T +H _{f+R}	695.00	-982.40
	Combinaisons	T(KN/ml)	N _{cor} (KN/ml)
ELU	1.35G+0.9 H _T +1.35 H _{f+R} +1.6(Poussé des surcharges)	369.84	750.25

- Ferrailage de mur frontal**

Le ferrailage de mur frontal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 :

Section d'acier :

$A_s = 19 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ on prend 7HA20/ml ($A_s = 21.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec $St = 15 \text{ cm}$

Armatures de construction :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{21.98}{3} = 7.33 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend 5HA14 avec } St = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$A_{sT} = 5HA12 \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

IX.3.3.2. Etude de la dalle de transition

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet du :

Tableau IX.15 : Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition.

	Valeur de charge (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids de la dalle de transition	7.5	15	15
Poids propre du revêtement	2	4	4
Poids du remblai	14.04	28.08	28.08
Surcharges	10	20	20

- Combinaison des efforts**

Tableau IX.16 : Combinaison des efforts.

	Combinaisons	M (KN.m/ml)	V (KN)
ELU	1.35G+1.6Q	95.56	95.56
ELS	G+1.2Q	71.08	71.08

- Ferrailage de la dalle de transition**

Le ferrailage de mur frontal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 :

Section d'acier :

$$A_s = 9.4 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend 5HA16/ml} (A_s = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

Armatures de construction :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{10.05}{3} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend 5HA10 avec } St = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$A_{sT} = 2.5 \Rightarrow \text{on prend 5HA10 avec } St = 20 \text{ cm}$$

IX.3.3.3. Etude du Corbeau

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction, de cette dernière.

- **Evaluation des efforts**

Réaction due au poids des charges permanentes :

$$R_{per} = \frac{G \times l}{2} = \frac{(7.5 + 2 + 14.04) \times 4}{2} = 47.08 \text{ KN/ml}$$

Réaction des surcharges sur remblais :

$$R_{per} = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison des actions**

Tableau IX.17 : Combinaison des efforts.

	Combinaisons	R (KN/ml)
ELU	1.35 R _{per} + 1.6 R _{sur-rem}	95.56
ELS	R _{per} + 1.2 R _{sur-rem}	71.08

- **Ferraillage du Corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 :

Section d'acier :

$$A_s = 10.04 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } 5\text{HA}20/\text{ml} \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

IX.3.3.4. Etude de mure garde grève

- **Evaluation des efforts**

Moment des poussées des terres :

$$M_{PT} = \frac{P \times h}{3} \text{ avec : } P = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 L$$

Tableau IX.18 : Calcul de moment des poussées des terres.

K _a	γ (KN/m ³)	h (m)	L (m)	P (KN)	M _{PT} (KN.m)	M _{PT-ELU} (KN.m)	M _{PT-ELS} (KN.m)
0.33	18	3	1	26.73	26.73	1.35M _p = 36.09	M _p = 14.92

Moment dû à la force de freinage du camion B_c :

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

$$P = 60 \text{ KN}$$

μ : Coefficient de pondération. (μ = 1.6 à L'ELS et μ = 1.2 à L'ELU).

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{f-ELU} = 92.16 \text{ KN/m} \\ M_{f-ELS} = 69.12 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx \text{ avec : } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

γ : Coefficient de pondération. ($\gamma = 1.6$ à L'ELU et $\gamma = 1.2$ à L'ELS).

b_c : Coefficient de pondération du système Bc. ($b_c = 1.2$).

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai. ($\delta = 1.061$).

h : hauteur de mur garde grève. ($h = 3\text{m}$).

$$\Rightarrow \begin{cases} K_{ELS} = 0.33 \times 1.2 \times 1.061 \times 1.2 = 0.67 \\ K_{ELU} = 0.33 \times 1.2 \times 1.061 \times 1.6 = 0.51 \end{cases}$$

Le tableau suivant explicite les valeurs de M_P/K pour les différentes valeurs de la hauteur :

Tableau IX.19 : Les valeurs de M_P/K .

h (m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$M_P/K(\text{t.m})$	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

$$h = 3\text{m} \Rightarrow \frac{M_P}{K} = 9.49 \text{ (t.m)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{P_ELU} = 63.98 \text{ KN.m} \\ M_{P_ELS} = 47.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Combinaison des actions**

$$\begin{cases} M_{ELU} = 192.22 \text{ KN.m} \\ M_{ELS} = 143.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Ferraillage du mur garde grève**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, Le ferraillage du mur garde grève est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 :

Section d'acier :

$$A_s = 14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } 5\text{HA}20/\text{ml} (A_s = 18.96 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

Armatures de construction :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{18.96}{3} = 6.32 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } 5\text{HA}14 \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$A_{sT} = 4.74 \Rightarrow \text{on prend } 5\text{HA}12 \text{ avec } St = 20 \text{ cm}$$

IX.3.3.5. Etude de mur en retour

Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés (côté de mur frontal et côté de semelle).

Il est soumis aux : poids propre, y compris la superstructure et poussée horizontale répartie (des terres et surcharges).

Le calcul des sollicitations sur le mur en retour, à été conduit à travers un élément coque, Construit avec le logiciel de calcul Robot.

Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présente sur la figure ci-après :

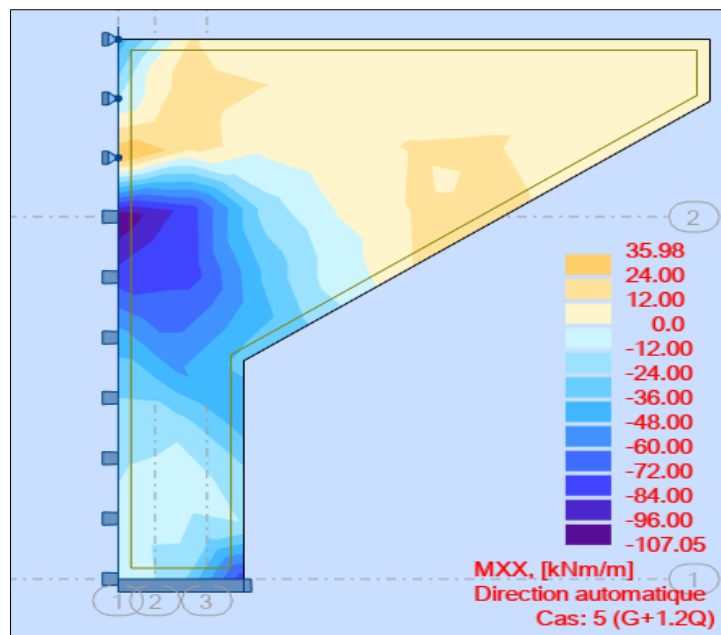


Figure IX.3 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS (Mxx).

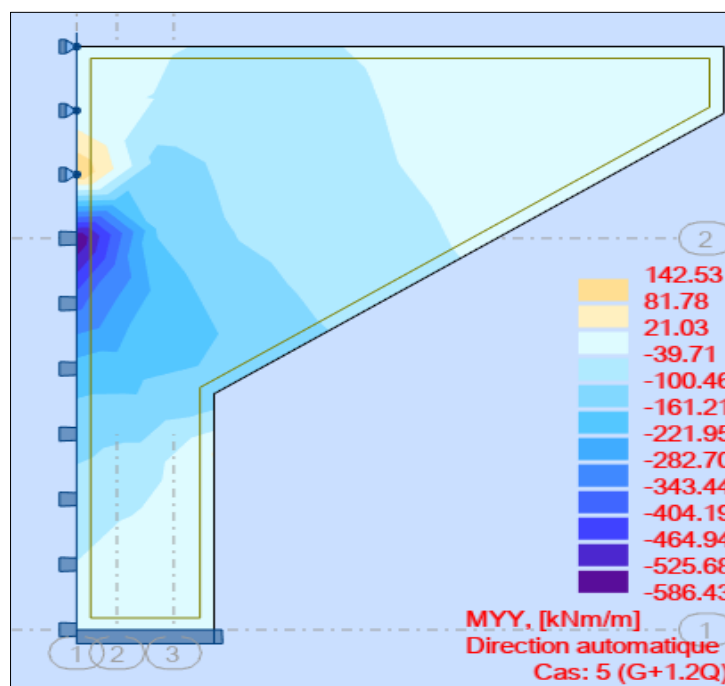


Figure IX.4 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS (Myy).

$$\begin{cases} M_{xx} = -96 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = -343.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage de mur en retour**

Le ferraillage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot, en flexion simple à l'ELS :

Armatures verticales :

$$A_s = 9.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } 5\text{HA}16/\text{ml} (A_s = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

$$A_s = 35 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } 8\text{HA}25/\text{ml} (A_s = 39.27 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

Pour le coté extérieur on adopte les armatures de constructions de répartitions suivantes :

Armatures verticales :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{10.05}{3} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } 5\text{HA}10 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de construction :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = \frac{39.27}{3} = 13.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } 5\text{HA}20 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

IX.3.4. Etude de fondation de la culée

IX.3.4.1. Etude de la semelle

$$\begin{cases} \text{Longueur : } L = 11.65 \text{ m.} \\ \text{Hauteur : } H = 1.80 \text{ m.} \\ \text{Largeur : } l = 6.0 \text{ m.} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment.

Tableau IX.20 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	17984.62	3441.92	5867.57
ELS	15430.92	2797.68	4805.66
ELA	11103.67	10758.63	41500.27

- **Nombre des pieux**

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Avec

$N_{\max}$: l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : capacité portante d'un pieu à l'ELS.

Tableau IX.21 : Nombre de pieux sous la semelle.

$N_{\max}$ (KN)	15.43
Q_p (KN)	2.5
n_p	6.172
On prend	8 pieux (4x2) de 10 m de profondeur

- **Effort revenant à chaque pieux**

Effort revenant à chaque pieux :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \cdot y}{\sum y^2}$$

Avec :

N_i : Effort normal maximal / minimal.

n : Nombre de pieux.

M : Moment maximal.

y : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Tableau IX.22 : Les valeurs de $N_{\max}$ et de $N_{\min}$ pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	$N_{\max}$ (KN)	$N_{\min}$ (KN)
ELU	2655.55	1840.61
ELS	2262.59	1595.14
ELA	4269.92	1494.00

- **Ferraillage de la semelle**

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

L : entraxe des deux files de pieux. ($L = 3.6$ m).

b : épaisseur de mur frontal. ($b = 1.9$ m).

d : hauteur utile de la semelle ($h = H - 0.1 = 1.7$ m).

On a :

$$\begin{cases} h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \Rightarrow h = 1.7 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.33 \text{ m} \\ \tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 55^\circ > 45^\circ \end{cases} \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées.}$$

$$A_s = \frac{N_i}{\sigma_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Tableau IX.23 : Calcul la section d'acier.

	N_i (KN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A_s (cm ²)
ELS	2262.59	333.33	52.84
ELA	4269.92	500	66.56

Armatures transversales inférieure :

$$A_{inf}^t = \frac{A_s}{3.2} = \frac{66.56}{3.2} = 20.8 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 5HA25, avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures transversales supérieure :

$$A_{sup}^t = \frac{A_{inf}^t}{4} = \frac{20.8}{4} = 5.2 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 5HA12 , avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures longitudinales inférieure :

$$A_{inf}^l = \frac{A_{inf}^t}{3} = \frac{20.8}{3} = 6.93 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 5HA14, avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures longitudinales supérieure :

$$A_{sup}^l = \frac{A_{inf}^t}{10} = \frac{20.8}{10} = 2.08 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.}$$

Armatures latérales :

$$A^{lat} = \frac{A_{inf}^t}{10} = \frac{36.40}{10} = 2.08 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.}$$

IX.3.4.2. Etude des pieux

- **Actions sur les pieux**

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{c_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.102}} = 0.236$$

D'où, en tire les valeurs de (χ_ϕ^H, χ_ϕ^M) à partir du tableau WERNER.

Tableau IX.24 : les paramètres de WARNER.

$\lambda \times 1$	1	1.5	2	3	4	6
χ_ϕ^H	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
χ_ϕ^M	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

$$\lambda l = 2.36 \Rightarrow \begin{cases} \chi_\phi^H = 1.30 \\ \chi_\phi^M = 1.59 \end{cases}$$

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_\phi^H}{\chi_\phi^M} \cdot \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau IX.25 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Etat	$H_{\max}$ (KN)	$\bar{P}$ (KN/Pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)
ELU	3441.92	430.24	- 1566.07
ELS	2797.68	349.71	- 1272.94
ELA	10758.63	1344.82	- 4895.14

- Ferrailage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

$A_s = 211.3 \text{ cm}^2$; Donc : on prend deux nappes de 22HA25.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

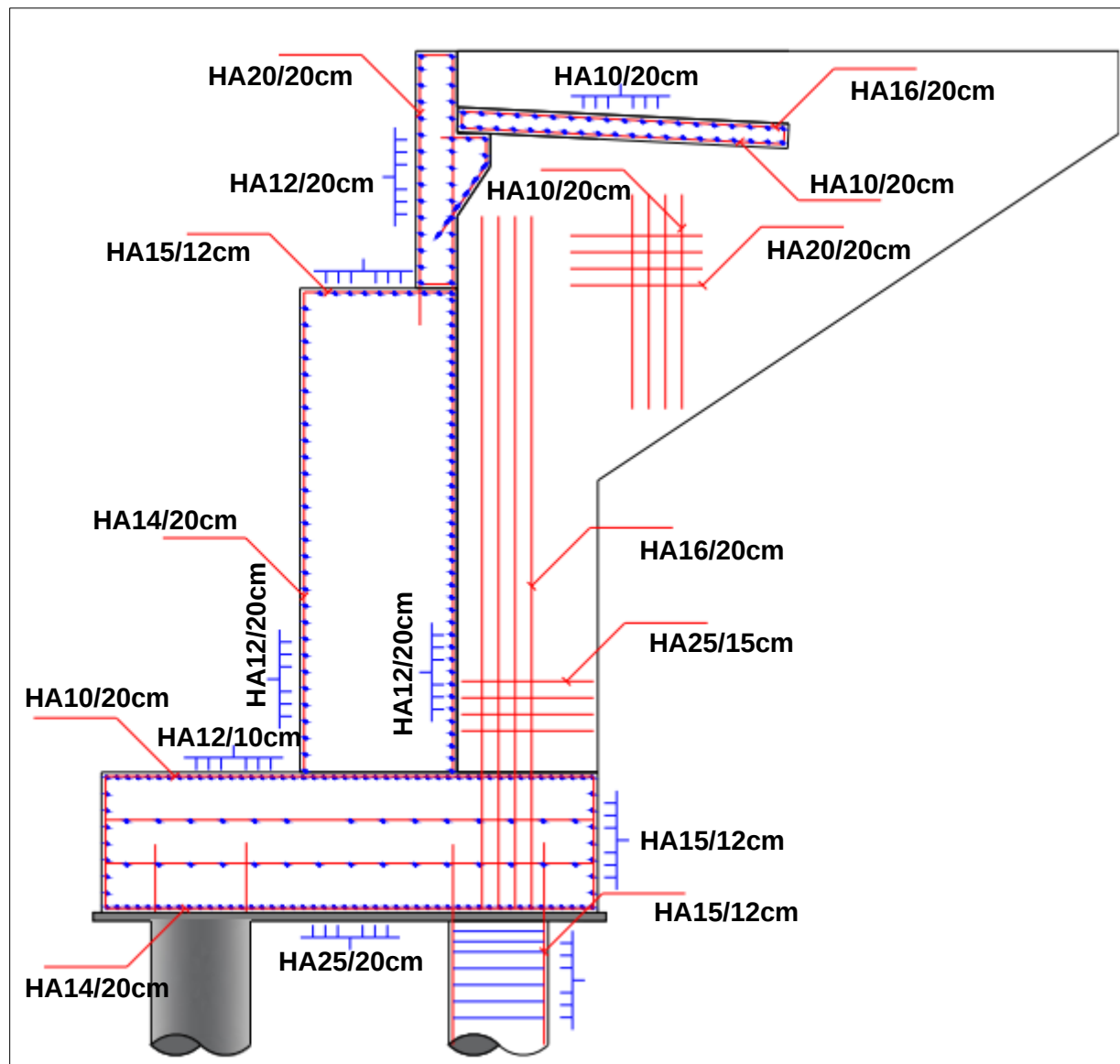
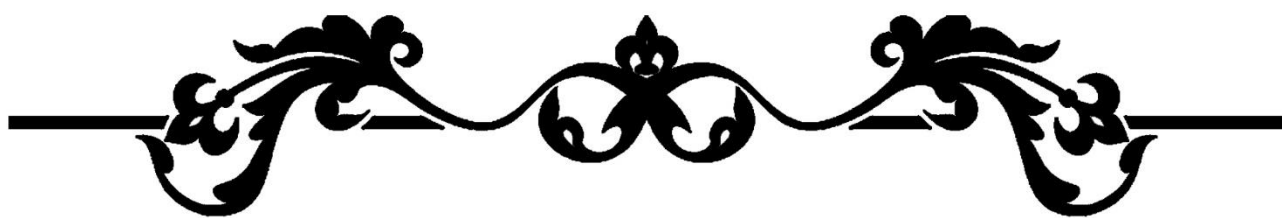


Figure IX.5 : Ferrailage de la culée.

IX.4. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite la détermination de ferrailage de la pile et la culée permettre d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les trois années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

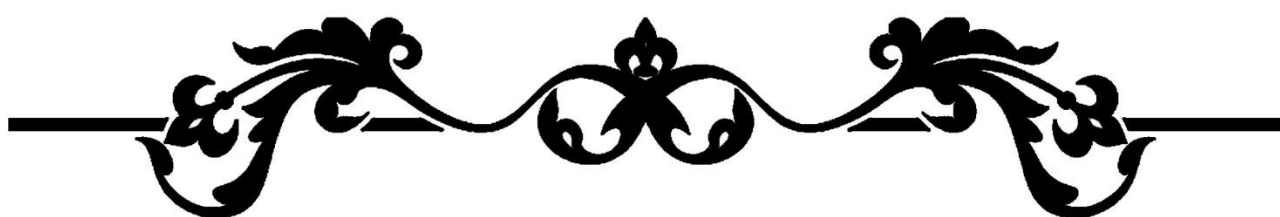
Ce projet de fin d'études, qui a eu pour objectif la conception et l'étude d'un pont relevant de la pénétrante reliant le port de Skikda à l'autoroute Est-Ouest, peut donc être décomposé en 2 phases, chacune avec ses propres enseignements :

- Le choix du type d'ouvrage : nous aurons appris que cet exercice est primordial, il est guidé par des soucis d'ordre technique et économique. Ce dernier est sans aucune doute le critère principal qui nous a aidés à porter notre choix sur un pont mixte béton-acier bipoutre.
- Le dimensionnement : cette deuxième phase d'étude nous a permis de dimensionner un ouvrage et tous ses éléments structurels et ses équipements. Nous avons pu remarquer que le défi dans cette phase, c'est de pouvoir évaluer les charges, notamment les charges sismiques, et conclure les sollicitations les plus proches de la réalité que possible.

Ce travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil. En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la charpente métallique ainsi.

À la fin de ce travail, cette étude est très enrichissante à tous points de vue, m'a permis d'améliorer et d'approfondir mes connaissances théoriques, et aussi de bénéficier des connaissances et d'expériences des gens du domaine des travaux publics.

Enfin, la bonne réalisation de l'ouvrage selon les règles conformément à l'étude théorique et la prise en compte des détails et de la précision est très importante pour le bon comportement de ce dernier. Pour cela, une surveillance serrée et rigoureuse est indispensable lors de la réalisation.

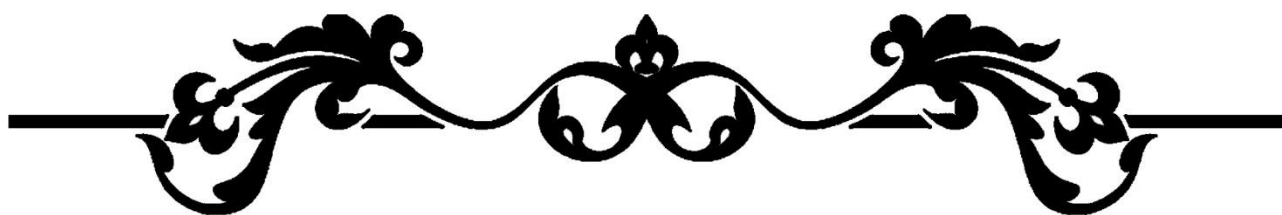


BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

- [1] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [2] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- [3] Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA, 1999.
- [4] Eurocodes 3 et 4.
- [5] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2007.
- [6] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [7] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- [8] Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [9] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- [10] SETRA service d'étude technique des routes et autoroute, OUVRAGES D'ART, N°66, mars 2001 ;
- [11] RCPR, Règles Définissant les Charges à Appliquer Pour Le Calcul et Les Epreuves des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- [12] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [13] Mémoires ENSTP.
- [14] Les fichier Excel de Mr BABAKHOUYA Youcef.
- [15] Abdoulaye BIORO; 2007 ; (projet de fin d'études) : Dimensionnement du nouveau pont mixte de gouloumbou (Université Chikh Anta Diop de Dakar, Sénégal).
- [16] CSI Bridge V21.
- [17] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022.
- [18] Autodesk AutoCAD 2022.
- [19] Pack Microsoft office, 2022.
- [20] SketchUp 2022.
- [21] ROBOT EXPERT 2010.
- [22] Google Earth Pro 2022.
- [23] BOUAMAMA Mahmoud & BENAÏSSA Mohammed ; 2016 ; (PFE) ; ETUDE D'UN PONT MIXTE ACIER-BETON A NEDROUMA.



ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES



Etats		Type	Essai	Calibre	Méthode	Profondeur	Date
☒ Remanié		CF: Carottier Fendu SPT	K: Perméabilité	116 mm	ROTATION	de 0.00 à 12.00 m	10/04/2013
☒ Intact		TM: Tube Mince SHELBY	Y: Sciss. Intact				
☒ Perdu		PS: A Piston	K: Sciss. Remanié				
☒ Roc		CR: Carottier de Roc	PA: Packer				
		LA: Echantillon délavé					
		PW: Carottier Lym_Fondatrice					

Type n°	Profondeur e n (m)	Echantillon			Description des échantillons et observations	Coupes géologiques	Prof (m)
		Etat	Paraffine	Récupér	RQD		
	0.00					Terre végétale	0.00
	1.00					Limon argilo sableux, brun foncé.	0.50 m
CR1	2.00			170/300		Sable fin à moyen, peu limoneux, à traces d'argile rougeâtre.	1.50 m
CF1	3.00				Refus		3.00 m
	4.00				N>50		
CR2	5.00			200/300			
CF2	6.00				Refus		
	7.00				N>50		
CR3	8.00			170/300		Alluvion d'oued sous forme de gros galets au début.	
CF3	9.00				Refus		
	10.00				N>50		
CR4	11.00			150/300			
CF4	12.00				Refus		12.00 m

Remarques:

établie par: CHAHOUD FARES

Figure A.1 : Rapport de forage.

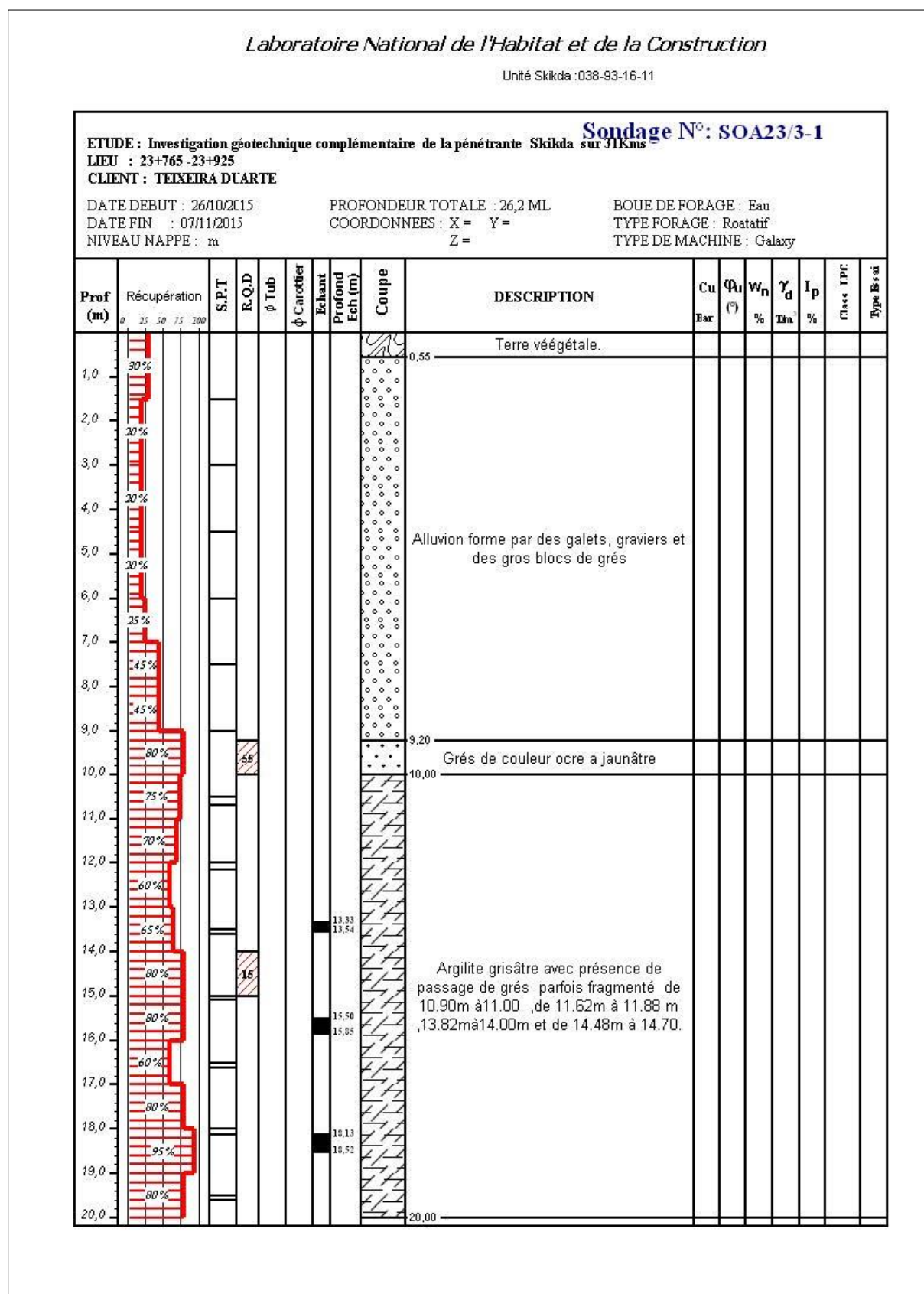


Figure A.2 : Sondage carotté.

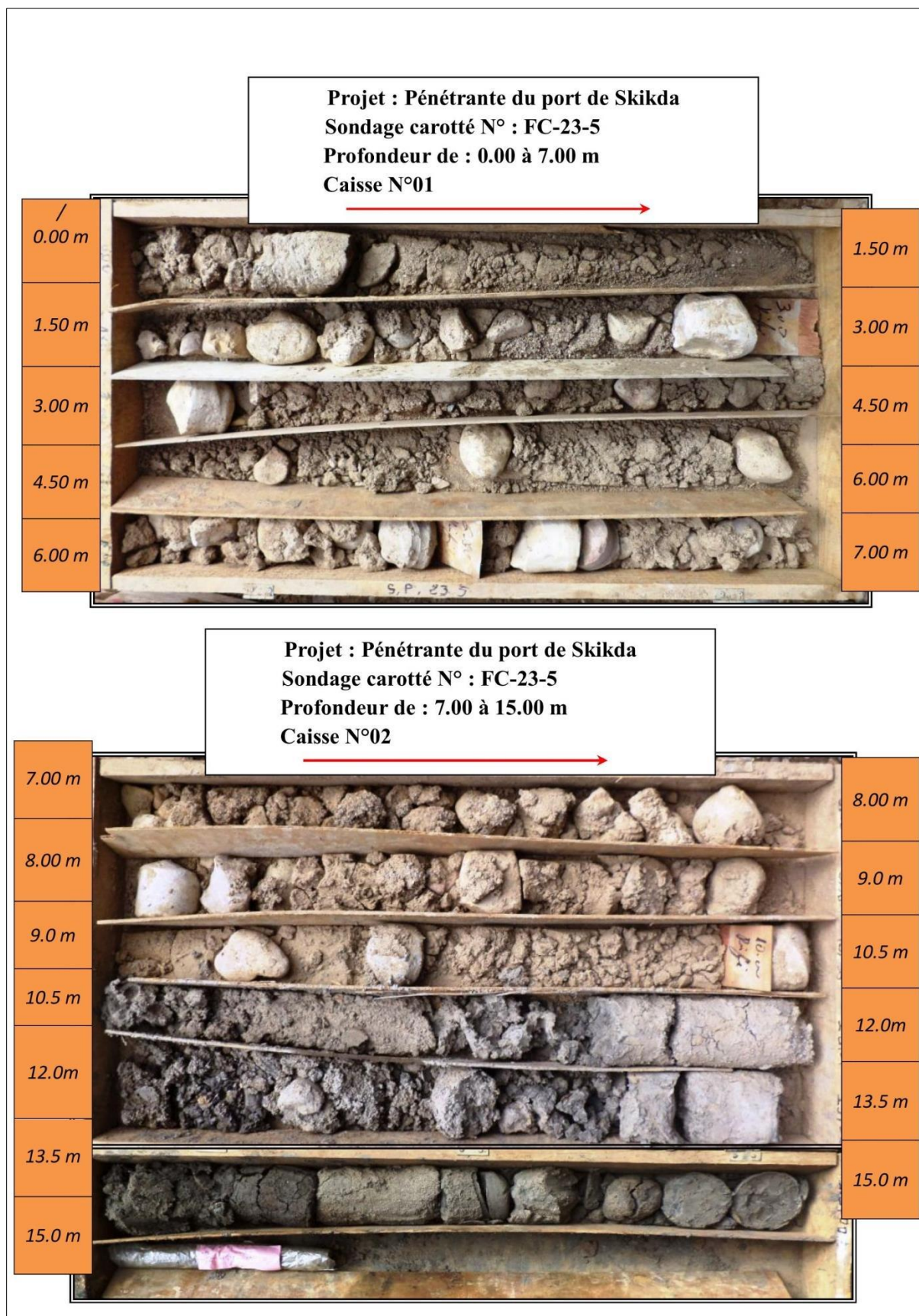


Figure A.3 : Sondage carotté sur 15 m de profondeur.

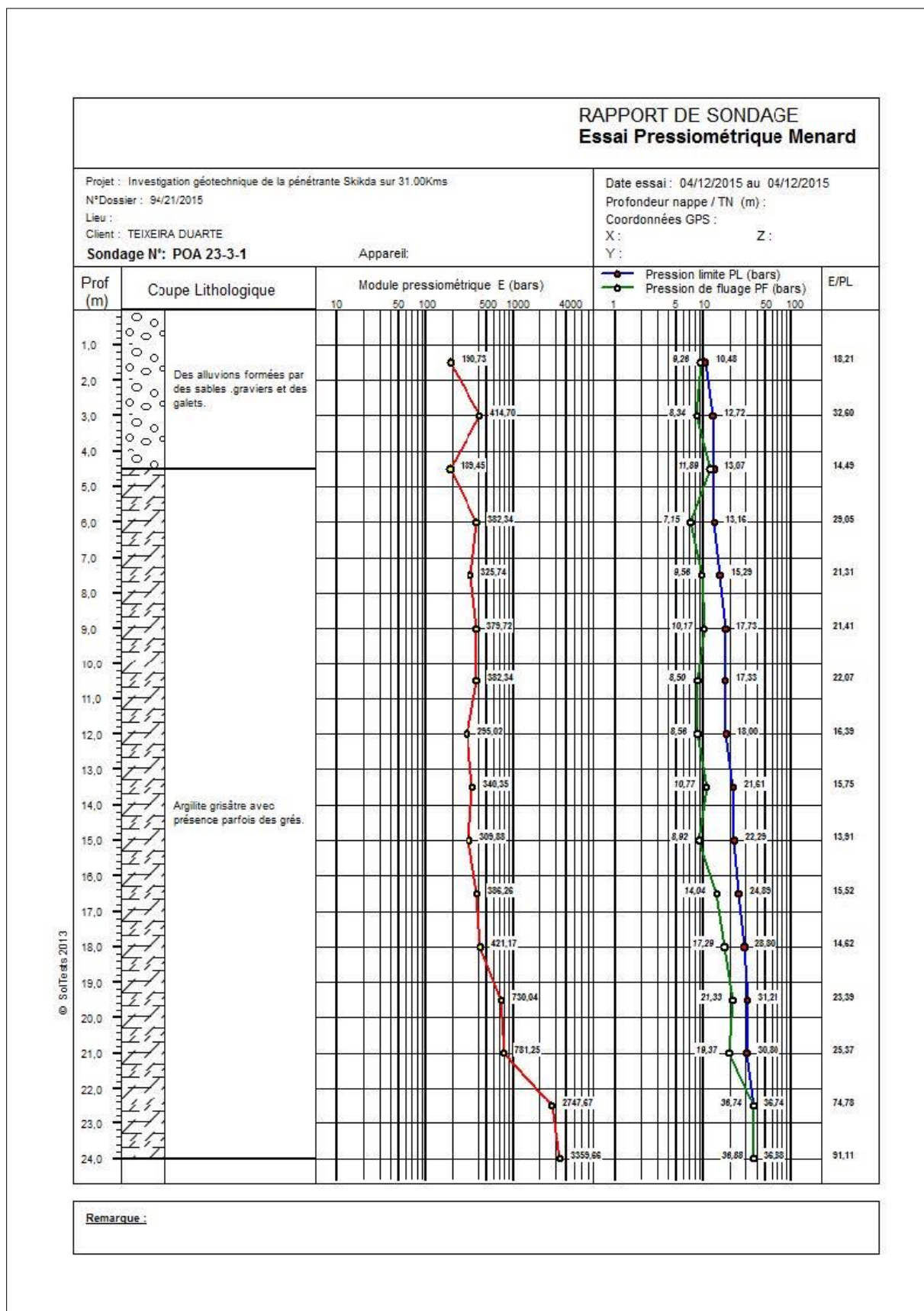
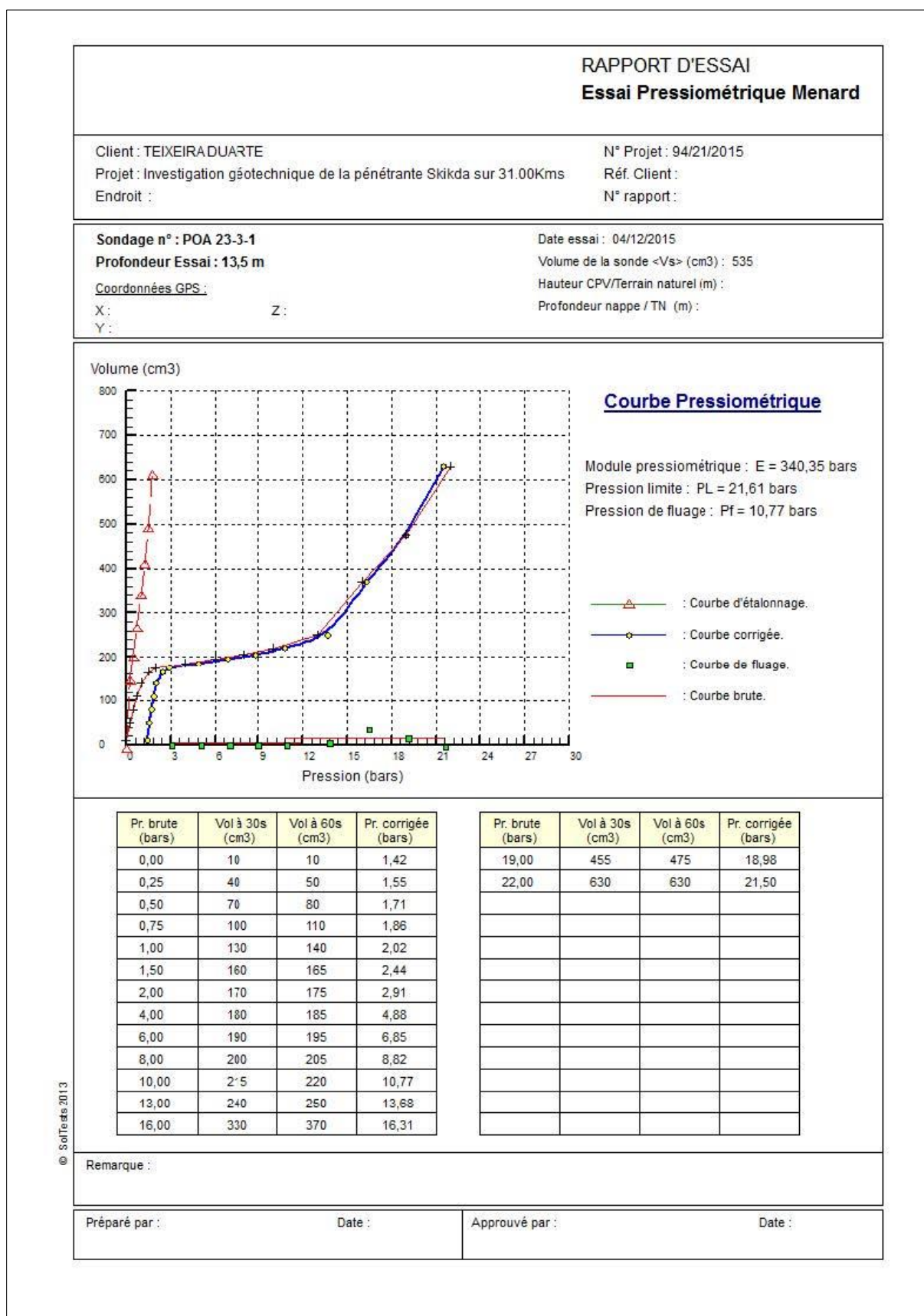
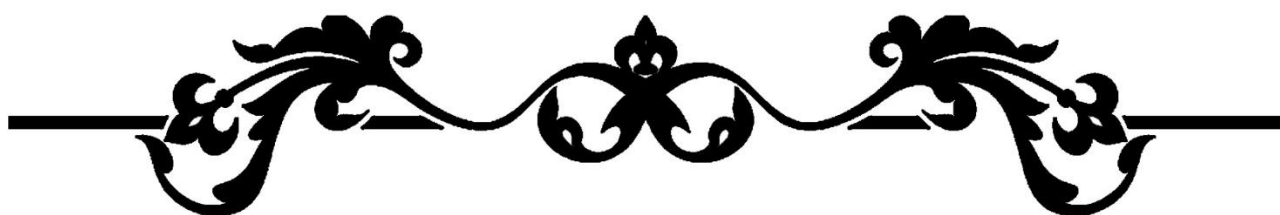


Figure A.4 : Essai pressiométrique.



Remarque :

Figure A.5 : Courbe et tableau des résultat de l'essai pressiométrique.



ANNEXE B

Tableaux De Calcul



Tableau B.1 : Les réactions des appuis [CSI Bridge V21].

TABLE: Element Forces - Links						
Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN
1	1	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-1014.007
1	1	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-1014.007
1	1	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-2816.02
1	1	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-2816.02
1	1	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-1110.128
1	1	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-1110.128
1	1	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-2286.101
1	1	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-2286.101
1	1	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-1116.726
1	1	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-1116.726
1	1	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-2595.124
1	1	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-2595.124
1	1	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-744.921
1	1	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-744.921
1	1	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-2096.431
1	1	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-2096.431
1	1	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-817.012
1	1	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-817.012
1	1	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-1698.992
1	1	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-1698.992
1	1	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-823.503
1	1	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-823.503
1	1	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-1918.612
1	1	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-1918.612
1	1	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-831.893
1	1	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-831.893
1	1	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-1852.499
1	1	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-1852.499
2	2	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-1028.965
2	2	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-1028.965
2	2	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-3906.8
2	2	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-3906.8
2	2	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-1188.556
2	2	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-1188.556
2	2	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-3051.722
2	2	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-3051.722
2	2	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-1190.436
2	2	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-1190.436
2	2	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-2902.171
2	2	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-2902.171
2	2	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-754.919
2	2	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-754.919
2	2	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-2913.295
2	2	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-2913.295
2	2	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-874.612
2	2	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-874.612
2	2	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-2271.986
2	2	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-2271.986
2	2	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-877.875
2	2	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-877.875
2	2	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-2145.827
2	2	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-2145.827
2	2	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-887.96
2	2	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-887.96
2	2	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-2069.649

2	2	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-2069.649
5	5	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-755.893
5	5	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-755.893
5	5	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-2101.784
5	5	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-2101.784
5	5	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-825.93
5	5	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-825.93
5	5	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-1705.856
5	5	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-1705.856
5	5	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-830.893
5	5	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-830.893
5	5	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-1924.912
5	5	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-1924.912
5	5	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-839.263
5	5	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-839.263
5	5	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-1858.852
5	5	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-1858.852
6	6	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-1055.197
6	6	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-1055.197
6	6	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-3914.319
6	6	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-3914.319
6	6	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-1208.589
6	6	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-1208.589
6	6	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-3063.446
6	6	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-3063.446
6	6	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-1210.472
6	6	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-1210.472
6	6	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-2912.959
6	6	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-2912.959
6	6	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-773.769
6	6	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-773.769
6	6	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-2918.11
6	6	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-2918.11
6	6	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-888.813
6	6	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-888.813
6	6	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-2279.956
6	6	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-2279.956
6	6	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-892.006
6	6	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-892.006
6	6	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-2153.108
6	6	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-2153.108
6	6	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-901.697
6	6	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-901.697
6	6	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-2077.001
6	6	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-2077.001
9	9	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-4490.18
9	9	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-4490.18
9	9	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-6748.321
9	9	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-6748.321
9	9	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-4607.904
9	9	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-4607.904
9	9	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-5840.636
9	9	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-5840.636
9	9	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-4598.151
9	9	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-4598.151
9	9	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6267.182
9	9	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6267.182
9	9	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3327.749
9	9	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3327.749
9	9	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-5021.355

9	9	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-5021.355
9	9	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3416.043
9	9	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3416.043
9	9	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-4340.591
9	9	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-4340.591
9	9	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3410.338
9	9	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3410.338
9	9	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-4646.658
9	9	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-4646.658
9	9	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3419.105
9	9	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3419.105
9	9	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-4571.313
9	9	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-4571.313
12	12	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-4817.296
12	12	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-4817.296
12	12	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-8242.178
12	12	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-8242.178
12	12	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-4953.752
12	12	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-4953.752
12	12	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-6827.804
12	12	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-6827.804
12	12	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-4955.801
12	12	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-4955.801
12	12	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6821.476
12	12	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6821.476
12	12	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3567.199
12	12	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3567.199
12	12	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-6135.86
12	12	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-6135.86
12	12	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3669.541
12	12	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3669.541
12	12	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-5075.08
12	12	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-5075.08
12	12	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3672.648
12	12	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3672.648
12	12	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-5054.629
12	12	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-5054.629
12	12	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3681.19
12	12	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3681.19
12	12	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-4969.15
12	12	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-4969.15
15	15	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-5136.851
15	15	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-5136.851
15	15	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-7342.365
15	15	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-7342.365
15	15	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-5244.288
15	15	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-5244.288
15	15	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-6432.025
15	15	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-6432.025
15	15	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-5230.569
15	15	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-5230.569
15	15	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6846.222
15	15	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6846.222
15	15	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3805.638
15	15	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3805.638
15	15	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-5459.773
15	15	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-5459.773
15	15	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3886.215
15	15	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3886.215
15	15	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-4777.018

15	15	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-4777.018
15	15	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3877.4
15	15	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3877.4
15	15	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-5074.18
15	15	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-5074.18
15	15	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3885.419
15	15	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3885.419
15	15	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-5000.778
15	15	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-5000.778
18	18	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-5582.451
18	18	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-5582.451
18	18	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-8868.656
18	18	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-8868.656
18	18	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-5671.499
18	18	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-5671.499
18	18	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-7469.743
18	18	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-7469.743
18	18	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-5647.915
18	18	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-5647.915
18	18	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-7460.526
18	18	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-7460.526
18	18	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-4132.728
18	18	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-4132.728
18	18	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-6597.382
18	18	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-6597.382
18	18	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-4199.515
18	18	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-4199.515
18	18	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-5548.198
18	18	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-5548.198
18	18	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-4183.117
18	18	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-4183.117
18	18	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-5525.791
18	18	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-5525.791
18	18	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-4190.138
18	18	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-4190.138
18	18	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-5441.466
18	18	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-5441.466
21	21	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-4456.777
21	21	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-4456.777
21	21	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-6715.377
21	21	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-6715.377
21	21	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-4574.093
21	21	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-4574.093
21	21	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-5807.841
21	21	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-5807.841
21	21	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-4563.808
21	21	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-4563.808
21	21	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6234.928
21	21	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6234.928
21	21	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3304.215
21	21	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3304.215
21	21	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-4998.165
21	21	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-4998.165
21	21	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3392.202
21	21	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3392.202
21	21	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-4317.513
21	21	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-4317.513
21	21	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3386.116
21	21	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3386.116
21	21	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-4623.982

21	21	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-4623.982
21	21	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3394.974
21	21	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3394.974
21	21	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-4548.624
21	21	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-4548.624
24	24	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-4784.594
24	24	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Max	-4784.594
24	24	I-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-8216.104
24	24	J-End	1.35G+1.6Bc+0.9T	Combination	Min	-8216.104
24	24	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-4922.991
24	24	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Max	-4922.991
24	24	I-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-6800.554
24	24	J-End	1.35G+1.6Bt+0.9T	Combination	Min	-6800.554
24	24	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-4925.091
24	24	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Max	-4925.091
24	24	I-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6794.213
24	24	J-End	1.35G+1.35Mc120+0.9T	Combination	Min	-6794.213
24	24	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3543.985
24	24	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Max	-3543.985
24	24	I-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-6117.617
24	24	J-End	G+1.2Bc+0.6T	Combination	Min	-6117.617
24	24	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3647.783
24	24	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Max	-3647.783
24	24	I-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-5055.955
24	24	J-End	G+1.2Bt+0.6T	Combination	Min	-5055.955
24	24	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3650.949
24	24	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Max	-3650.949
24	24	I-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-5035.484
24	24	J-End	G+Mc120+0.6T	Combination	Min	-5035.484
24	24	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3659.61
24	24	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Max	-3659.61
24	24	I-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-4949.949
24	24	J-End	G+D240+0.6T	Combination	Min	-4949.949

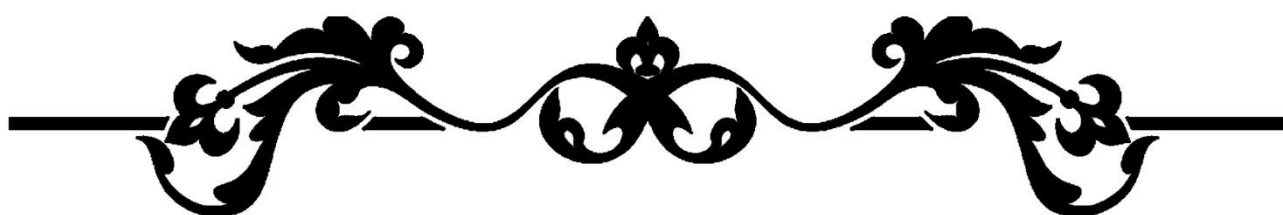
Tableau B.2 : Modes Propres [CSI Bridge V21].

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
M	P	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
N°	Sec	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	1.61	0.19	67.22	0.00	0.19	67.22	0.00	0.14	0.00	0.00
2	1.43	70.8	0.20	0.00	71.05	67.42	0.00	0.14	0.00	0.00
3	1.28	0.00	0.00	0.00	71.05	67.43	0.00	0.14	0.00	0.77
4	0.77	0.00	1.70	0.00	71.06	69.12	0.00	0.14	0.00	0.77
5	0.64	0.00	0.00	0.00	71.06	69.12	0.00	0.15	0.02	0.77
6	0.59	0.00	0.00	0.00	71.06	69.12	0.00	0.15	0.02	0.77
7	0.47	0.00	0.00	7.45	71.06	69.12	7.45	0.19	0.02	0.77
8	0.45	0.00	0.00	6.30	71.06	69.13	13.75	0.21	0.02	0.77
9	0.36	0.00	0.00	0.00	71.06	69.13	13.75	0.21	0.02	0.77
10	0.31	0.00	0.00	0.00	71.06	69.13	13.75	0.24	0.17	0.77
11	0.31	0.00	0.00	9.40	71.06	69.13	23.15	0.33	0.17	0.77
12	0.30	0.00	0.00	0.01	71.06	69.13	23.15	0.41	0.50	0.77
13	0.29	0.00	0.00	31.17	71.06	69.13	54.32	0.47	0.51	0.77
14	0.23	7.31	0.00	0.00	78.37	69.13	54.32	0.47	0.51	0.77
15	0.21	0.00	0.00	0.00	78.37	69.13	54.32	0.47	0.51	0.77
16	0.20	0.03	0.00	0.00	78.40	69.13	54.32	0.47	0.52	0.77
17	0.20	7.01	0.02	0.00	85.41	69.15	54.32	0.47	0.52	0.77
18	0.19	0.01	0.00	0.00	85.42	69.15	54.32	0.50	0.62	0.77
19	0.18	0.00	0.00	0.02	85.42	69.15	54.35	0.50	0.62	0.77
20	0.17	0.00	0.00	0.14	85.42	69.15	54.48	0.50	0.62	0.77
21	0.14	0.00	0.00	0.00	85.42	69.15	54.48	0.50	0.62	0.77

22	0.13	0.00	0.00	0.04	85.42	69.15	54.52	0.50	0.62	0.77
23	0.13	0.00	0.00	0.02	85.42	69.15	54.54	0.50	0.62	0.77
24	0.13	0.00	0.00	0.00	85.42	69.15	54.54	0.50	0.62	0.77
25	0.13	0.00	0.00	0.00	85.42	69.15	54.54	0.50	0.62	0.77
26	0.12	0.00	0.00	0.08	85.42	69.16	54.62	0.51	0.62	0.77
27	0.12	0.00	0.01	0.02	85.42	69.16	54.64	0.51	0.62	0.77
28	0.12	0.00	0.00	0.27	85.42	69.16	54.91	0.52	0.62	0.77
29	0.12	0.00	0.00	0.02	85.42	69.16	54.94	0.52	0.62	0.77
30	0.12	0.00	0.00	0.01	85.42	69.16	54.94	0.52	0.62	0.77
31	0.12	0.00	0.00	0.01	85.42	69.16	54.96	0.52	0.62	0.77
32	0.12	0.00	0.00	0.13	85.42	69.16	55.08	0.53	0.62	0.77
33	0.11	0.00	0.00	0.02	85.42	69.17	55.10	0.53	0.62	0.77
34	0.11	0.00	0.00	0.06	85.42	69.17	55.16	0.53	0.62	0.77
35	0.11	0.00	0.00	0.12	85.42	69.17	55.28	0.53	0.62	0.77
36	0.11	0.00	0.00	0.17	85.42	69.17	55.45	0.53	0.62	0.77
37	0.11	0.00	0.00	0.00	85.42	69.17	55.45	0.53	0.62	0.77
38	0.11	0.00	0.00	0.02	85.42	69.17	55.47	0.53	0.62	0.77
39	0.11	0.00	0.00	0.14	85.42	69.17	55.61	0.53	0.62	0.77
40	0.11	0.00	0.00	0.00	85.42	69.17	55.61	0.53	0.62	0.77
41	0.11	0.00	0.00	0.03	85.42	69.17	55.64	0.53	0.63	0.77
42	0.11	0.00	0.00	0.15	85.42	69.17	55.79	0.53	0.63	0.77
43	0.11	0.00	0.00	0.11	85.42	69.17	55.90	0.53	0.63	0.77
44	0.10	0.00	0.00	0.14	85.42	69.17	56.04	0.53	0.63	0.77
45	0.10	0.00	0.00	0.10	85.42	69.17	56.14	0.53	0.63	0.77
46	0.10	0.00	0.00	6.13	85.42	69.17	62.27	0.53	0.63	0.77
47	0.10	0.00	0.00	0.02	85.42	69.17	62.29	0.54	0.64	0.77
48	0.10	0.00	0.00	0.00	85.42	69.17	62.29	0.54	0.66	0.77
49	0.10	0.00	0.00	2.57	85.42	69.17	64.87	0.54	0.66	0.77
50	0.10	0.00	0.00	0.00	85.42	69.17	64.87	0.54	0.66	0.77
51	0.09	0.00	0.00	0.18	85.42	69.17	65.05	0.54	0.66	0.77
52	0.09	0.00	0.00	0.06	85.42	69.17	65.11	0.54	0.66	0.77
53	0.09	0.00	0.00	0.00	85.42	69.17	65.11	0.54	0.66	0.77
54	0.09	0.00	0.00	0.02	85.42	69.17	65.13	0.54	0.66	0.77
55	0.09	0.00	0.00	0.00	85.42	69.18	65.13	0.54	0.66	0.77
56	0.09	0.00	0.00	0.00	85.42	69.18	65.13	0.54	0.66	0.77
57	0.09	0.00	0.00	0.00	85.42	69.18	65.13	0.54	0.66	0.77
58	0.09	0.00	0.00	0.00	85.42	69.18	65.13	0.54	0.66	0.77
59	0.09	0.00	0.00	0.00	85.42	69.18	65.13	0.54	0.66	0.77
60	0.09	0.00	0.00	0.00	85.42	69.18	65.13	0.54	0.66	0.77
61	0.09	5.12	0.03	0.00	90.54	69.22	65.13	0.54	0.66	0.77
62	0.09	0.00	0.00	0.00	90.54	69.22	65.13	0.54	0.66	0.77
63	0.09	0.00	0.00	0.00	90.54	69.22	65.13	0.54	0.66	0.77
64	0.09	0.00	0.00	0.00	90.54	69.22	65.13	0.54	0.66	0.77
65	0.09	0.00	0.00	0.00	90.54	69.22	65.13	0.54	0.66	0.77
66	0.08	0.00	0.01	0.03	90.54	69.23	65.17	0.55	0.66	0.77
67	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.23	65.17	0.55	0.66	0.77
68	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.23	65.17	0.55	0.66	0.77
69	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.23	65.17	0.55	0.66	0.77
70	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.23	65.17	0.55	0.66	0.77
71	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.23	65.17	0.55	0.66	0.77
72	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.23	65.17	0.55	0.66	0.77
73	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.23	65.17	0.55	0.66	0.77
74	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.23	65.17	0.55	0.66	0.77
75	0.08	0.00	0.01	0.00	90.54	69.24	65.18	0.55	0.66	0.77
76	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.24	65.18	0.55	0.66	0.77
77	0.08	0.00	0.00	0.00	90.54	69.24	65.18	0.55	0.66	0.77
78	0.07	0.00	0.00	0.11	90.54	69.24	65.28	0.55	0.66	0.77
79	0.07	0.00	0.00	0.03	90.54	69.24	65.31	0.55	0.66	0.77
80	0.07	0.00	0.00	0.00	90.54	69.24	65.31	0.55	0.66	0.77
81	0.07	0.00	0.00	0.00	90.54	69.24	65.31	0.55	0.66	0.77

82	0.07	0.00	0.00	0.00	90.54	69.24	65.31	0.55	0.66	0.77
83	0.07	0.00	0.00	0.00	90.54	69.24	65.32	0.56	0.70	0.77
84	0.07	0.00	0.01	0.00	90.54	69.25	65.32	0.56	0.70	0.77
85	0.07	0.00	0.00	0.01	90.54	69.25	65.32	0.56	0.70	0.77
86	0.07	0.00	0.03	0.00	90.54	69.28	65.33	0.56	0.70	0.77
87	0.07	0.00	0.00	0.00	90.54	69.28	65.33	0.56	0.70	0.77
88	0.07	0.00	0.02	0.00	90.54	69.30	65.33	0.57	0.70	0.77
89	0.07	0.00	0.00	0.00	90.54	69.30	65.33	0.57	0.70	0.77
90	0.07	0.00	0.00	0.07	90.54	69.30	65.40	0.57	0.70	0.77
91	0.07	0.00	0.00	0.01	90.54	69.30	65.40	0.57	0.70	0.77
92	0.07	0.00	0.00	0.03	90.54	69.30	65.43	0.57	0.70	0.77
93	0.07	0.00	0.00	3.80	90.54	69.30	69.23	0.57	0.70	0.77
94	0.07	0.00	0.00	1.51	90.54	69.30	70.75	0.57	0.71	0.77
95	0.07	0.00	0.00	0.03	90.54	69.30	70.77	0.57	0.72	0.77
96	0.06	0.00	0.00	0.09	90.54	69.30	70.86	0.58	0.76	0.77
97	0.06	0.00	0.00	0.00	90.54	69.30	70.86	0.58	0.76	0.77
98	0.06	0.00	0.00	0.00	90.54	69.31	70.86	0.58	0.76	0.77
99	0.06	0.00	0.00	0.00	90.54	69.31	70.86	0.58	0.76	0.77
100	0.06	0.00	0.00	0.15	90.54	69.31	71.01	0.58	0.76	0.77
101	0.06	0.00	0.00	0.00	90.54	69.31	71.01	0.58	0.76	0.77
102	0.06	0.00	0.00	0.00	90.54	69.31	71.01	0.58	0.76	0.77
103	0.06	0.00	0.00	0.02	90.54	69.31	71.03	0.58	0.76	0.77
104	0.06	0.00	0.00	0.04	90.54	69.31	71.07	0.58	0.76	0.77
105	0.06	0.00	0.00	0.00	90.54	69.31	71.07	0.58	0.76	0.77
106	0.06	0.00	0.01	0.06	90.54	69.32	71.14	0.58	0.76	0.77
107	0.06	0.00	0.03	0.00	90.54	69.35	71.14	0.58	0.76	0.77
108	0.06	0.00	0.00	0.02	90.54	69.35	71.15	0.58	0.76	0.77
109	0.06	0.00	0.00	0.67	90.54	69.35	71.83	0.58	0.76	0.77
110	0.06	0.00	0.07	0.01	90.54	69.42	71.84	0.58	0.76	0.77
111	0.06	0.00	0.04	0.00	90.54	69.47	71.84	0.58	0.76	0.77
112	0.06	0.00	0.04	0.01	90.54	69.51	71.85	0.58	0.76	0.77
113	0.06	0.00	0.10	0.00	90.54	69.60	71.85	0.58	0.76	0.78
114	0.06	0.00	0.01	0.00	90.54	69.61	71.85	0.58	0.76	0.78
115	0.06	0.00	0.00	0.00	90.54	69.62	71.85	0.58	0.76	0.78
116	0.06	0.00	0.02	0.00	90.54	69.63	71.85	0.58	0.76	0.78
117	0.06	0.00	0.00	0.00	90.54	69.63	71.85	0.58	0.76	0.78
118	0.06	0.00	0.08	0.01	90.54	69.71	71.86	0.58	0.76	0.78
119	0.05	0.00	0.71	0.00	90.54	70.43	71.86	0.58	0.76	0.79
120	0.05	0.00	0.00	0.00	90.54	70.43	71.86	0.58	0.76	0.79
121	0.05	0.00	0.02	0.00	90.54	70.45	71.86	0.58	0.76	0.79
122	0.05	0.00	0.18	0.00	90.54	70.63	71.86	0.58	0.76	0.79
123	0.05	0.00	0.23	0.00	90.54	70.86	71.87	0.58	0.76	0.79
124	0.05	0.00	0.04	0.00	90.54	70.90	71.87	0.58	0.76	0.79
125	0.05	0.00	0.19	0.00	90.54	71.09	71.87	0.58	0.76	0.79
126	0.05	0.00	0.02	0.01	90.54	71.11	71.87	0.58	0.76	0.79
127	0.05	0.00	0.20	0.00	90.54	71.31	71.87	0.58	0.76	0.80
128	0.05	0.00	1.77	0.00	90.54	73.08	71.87	0.59	0.76	0.81
129	0.05	0.00	0.03	0.00	90.54	73.10	71.87	0.59	0.76	0.81
130	0.05	0.00	0.78	0.00	90.54	73.89	71.87	0.59	0.76	0.82
131	0.05	0.00	0.01	0.00	90.54	73.90	71.87	0.59	0.76	0.82
132	0.05	0.00	0.86	0.00	90.54	74.75	71.87	0.59	0.76	0.82
133	0.05	0.00	0.04	0.00	90.54	74.80	71.87	0.59	0.76	0.82
134	0.05	0.00	0.00	0.00	90.54	74.80	71.88	0.59	0.76	0.82
135	0.05	0.00	0.00	0.00	90.54	74.80	71.88	0.59	0.76	0.82
136	0.05	0.00	0.93	0.00	90.54	75.73	71.88	0.60	0.76	0.83
137	0.05	0.00	0.55	0.00	90.54	76.28	71.88	0.60	0.76	0.84
138	0.05	0.00	0.06	0.00	90.54	76.34	71.88	0.60	0.76	0.84
139	0.05	0.00	0.06	0.00	90.54	76.39	71.88	0.60	0.76	0.84
140	0.05	0.00	0.00	0.00	90.54	76.40	71.88	0.60	0.76	0.84
141	0.05	0.00	0.00	0.00	90.54	76.40	71.88	0.60	0.76	0.84

142	0.05	0.00	0.00	0.00	90.54	76.40	71.88	0.60	0.76	0.84
143	0.05	0.00	0.00	0.00	90.54	76.40	71.88	0.60	0.76	0.84
144	0.05	0.00	0.01	0.00	90.54	76.40	71.88	0.60	0.76	0.84
145	0.05	0.00	0.00	0.00	90.54	76.40	71.88	0.60	0.76	0.84
146	0.05	0.00	0.08	0.00	90.54	76.48	71.88	0.60	0.76	0.84
147	0.05	0.00	0.02	0.00	90.54	76.50	71.89	0.60	0.76	0.84
148	0.05	0.00	0.00	0.00	90.54	76.50	71.89	0.60	0.77	0.84
149	0.05	0.00	0.87	0.00	90.54	77.37	71.89	0.60	0.77	0.84
150	0.05	0.00	0.03	0.00	90.54	77.40	71.89	0.60	0.77	0.85
151	0.05	0.00	0.01	0.00	90.54	77.41	71.89	0.60	0.77	0.85
152	0.05	0.00	0.28	0.04	90.55	77.69	71.92	0.60	0.77	0.85
153	0.05	0.00	0.06	0.02	90.55	77.75	71.94	0.60	0.77	0.85
154	0.05	0.00	0.18	0.02	90.55	77.93	71.96	0.60	0.77	0.85
155	0.05	0.00	0.57	0.00	90.55	78.50	71.96	0.61	0.77	0.85
156	0.05	0.00	0.00	0.01	90.55	78.50	71.97	0.61	0.77	0.85
157	0.05	0.00	0.01	0.00	90.55	78.51	71.98	0.61	0.77	0.85
158	0.05	0.00	0.73	0.00	90.55	79.25	71.98	0.61	0.77	0.86
159	0.05	0.00	0.40	0.00	90.55	79.65	71.98	0.61	0.77	0.86
160	0.05	0.00	0.05	0.01	90.55	79.70	71.99	0.62	0.77	0.86
161	0.05	0.00	0.04	0.00	90.55	79.74	71.99	0.62	0.77	0.86
162	0.05	0.00	0.04	0.80	90.55	79.78	72.78	0.62	0.77	0.86
163	0.05	0.00	0.62	0.15	90.55	80.40	72.93	0.62	0.77	0.86
164	0.05	0.00	0.01	0.00	90.55	80.41	72.93	0.62	0.77	0.86
165	0.05	0.00	0.00	0.02	90.55	80.41	72.95	0.62	0.77	0.86
166	0.05	0.00	0.00	0.01	90.55	80.41	72.96	0.62	0.77	0.86
167	0.05	0.00	0.21	0.00	90.55	80.62	72.96	0.62	0.77	0.86
168	0.05	0.00	0.01	0.00	90.55	80.62	72.96	0.62	0.78	0.86
169	0.05	0.00	0.01	0.00	90.55	80.63	72.96	0.62	0.78	0.86
170	0.05	0.00	0.01	0.00	90.55	80.64	72.96	0.62	0.78	0.86
171	0.05	0.00	0.05	0.00	90.55	80.69	72.96	0.62	0.78	0.86
172	0.05	0.00	0.00	0.00	90.55	80.69	72.96	0.62	0.78	0.86
173	0.05	0.00	0.61	0.00	90.55	81.30	72.96	0.63	0.78	0.86
174	0.04	0.01	2.55	0.00	90.56	83.85	72.96	0.64	0.78	0.86
175	0.04	0.00	0.06	0.00	90.56	83.91	72.96	0.64	0.78	0.86
176	0.04	0.00	0.00	0.00	90.56	83.91	72.96	0.64	0.78	0.86
177	0.04	0.00	0.18	0.01	90.56	84.09	72.98	0.64	0.78	0.86
178	0.04	0.00	0.22	0.01	90.56	84.31	72.99	0.64	0.78	0.86
179	0.04	0.00	0.01	0.00	90.56	84.32	72.99	0.64	0.78	0.86
180	0.04	0.00	0.00	0.10	90.56	84.32	73.10	0.64	0.78	0.86
181	0.04	0.00	0.00	0.00	90.56	84.33	73.10	0.64	0.78	0.86
182	0.04	0.00	0.00	0.00	90.56	84.33	73.10	0.64	0.78	0.86
183	0.04	0.00	0.02	0.00	90.56	84.34	73.10	0.64	0.78	0.86
184	0.04	0.00	0.00	0.00	90.56	84.35	73.10	0.64	0.79	0.86
185	0.04	0.00	0.04	0.00	90.56	84.38	73.10	0.64	0.79	0.86
186	0.04	0.00	0.00	0.00	90.56	84.38	73.10	0.64	0.79	0.86
187	0.04	0.00	0.00	0.00	90.56	84.38	73.10	0.64	0.79	0.86
188	0.04	0.00	0.07	0.00	90.56	84.45	73.11	0.64	0.79	0.86
189	0.04	0.00	0.01	0.00	90.56	84.46	73.11	0.64	0.79	0.86
190	0.04	0.00	0.01	0.00	90.56	84.47	73.11	0.64	0.79	0.86
191	0.04	0.00	0.03	0.03	90.56	84.49	73.13	0.64	0.79	0.86
192	0.04	0.00	0.16	0.00	90.56	84.65	73.13	0.65	0.79	0.86
193	0.04	0.00	0.03	0.00	90.56	84.69	73.14	0.65	0.79	0.86
194	0.04	0.00	0.61	0.00	90.56	85.30	73.14	0.65	0.79	0.87
195	0.04	0.00	0.13	0.00	90.56	85.42	73.14	0.65	0.79	0.87
196	0.04	0.00	0.09	0.00	90.56	85.51	73.14	0.65	0.79	0.87
197	0.04	0.00	0.02	0.00	90.56	85.53	73.14	0.65	0.79	0.87
198	0.04	0.00	0.02	0.00	90.56	85.55	73.14	0.65	0.79	0.87
199	0.04	0.00	0.01	0.00	90.56	85.56	73.14	0.65	0.79	0.87
200	0.04	0.00	0.01	0.00	90.56	85.56	73.14	0.65	0.79	0.87



ANNEXE C

Etude de la section mixte



Tableau C.1 : Résistances mécaniques (f_y et f_u) en fonction de l'épaisseur.

Norme et nuance d'acier	Épaisseur nominale t de l'élément [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Tableau C.2 : vérification de voilement pour parois internes.

Parois comprimées internes						
				Axe de flexion		
				Axe de flexion		
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tableau C.3 : vérification de voilement pour parois internes.

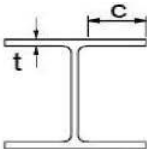
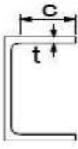
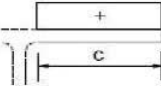
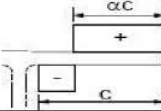
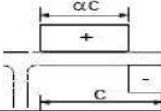
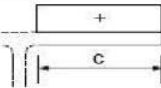
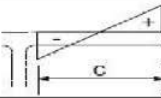
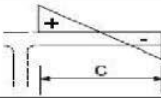
Semelles en console						
						
Sections laminées			Sections soudées			
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$				
Pour k_σ , voir l'EN 1993-1-5						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tableau C.4 : Valeurs du coefficient C4.

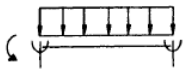
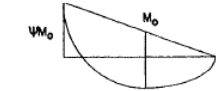
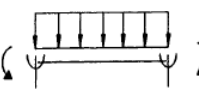
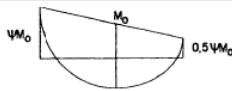
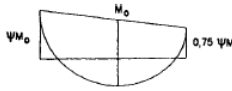
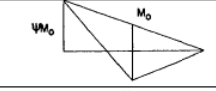
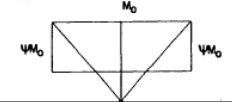
Conditions d'appui et de chargement	Diagramme des moments fléchissants	C4								
		$\psi=0,50$	$\psi=0,75$	$\psi=1,00$	$\psi=1,25$	$\psi=1,50$	$\psi=1,75$	$\psi=2,00$	$\psi=2,25$	$\psi=2,50$
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0	17,5	16,5	15,7	15,2
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0	12,0	11,4	10,9	10,6
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6	10,0	9,5	9,1	8,9
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8	8,3	8,0	7,8	7,6
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6	14,8	14,2	13,8	13,5
		12,7	9,8	8,6	8,0	7,7	7,4	7,2	7,1	7,0

Tableau C.5 : Valeurs du coefficient C4 pour les travées exemptes de chargement transversal.

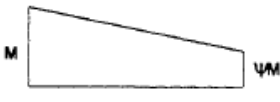
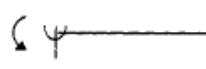
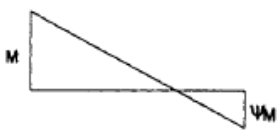
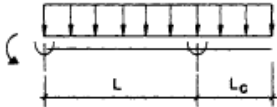
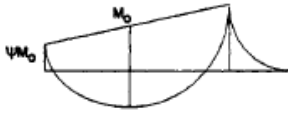
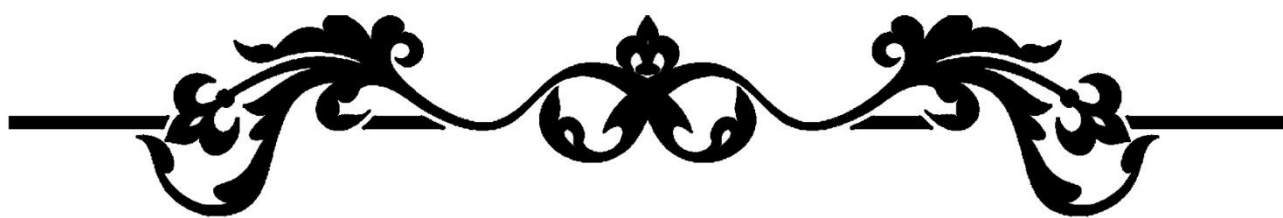
Conditions d'appui et de chargement	Diagramme des moments fléchissants	C4				
		$\psi = 0,00$	$\psi = 0,25$	$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$
		11,1	9,5	8,2	7,1	6,2
		11,1	12,8	14,6	16,3	18,1

Tableau C.6 : Valeurs du coefficient C4 au niveau des appuis d'extrémité.

Conditions d'appui et de chargement	Diagramme des moments fléchissants	L_c / L	C ₄			
			$\psi = 0,00$	$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$
		0,25	47,6	33,8	26,6	22,1
		0,50	12,5	11,0	10,2	9,3
		0,75	9,2	8,8	8,6	8,4
		1,00	7,9	7,8	7,7	7,6



ANNEXE D
FERRAILLAGE



Ferrailage de l'Hourdis

Longitudinale inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

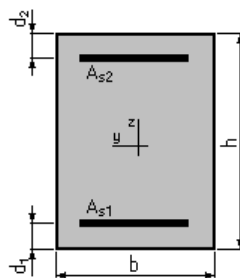
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	207.27	0.00
Etat Limite de Service	157.64	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 28.4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.00$ (cm ²)
Section minimum	$A_{smin} = 2.6$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1.42$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0.13$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 207.27$ (KN.m) $M_{min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 7.7$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 16.8$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3.5$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 5.61$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 435.2$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 157.46$ (KN.m) $M_{min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.20	
Position de l'axe neutre :	$y = 10.1$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 16.6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 18.8$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 35.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 333.7$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)	

Ferrailage de l'Hourdis

Longitudinale supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

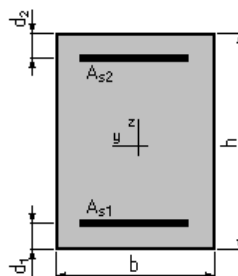
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_{\min}$ (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-327.57	0.00
Etat Limite de Service	-244.01	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 35.9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0.0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1.4$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = -327.57$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 9.7$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 20.9$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3.5$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 5.48$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 435.2$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 157.46$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.22	
Position de l'axe neutre :	$y = 12.7$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 20.8$ (cm)	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 18.6$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 35.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 326.6$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\lim} = 400.0$ (MPa)	

Ferrailage de l'Hourdis

Transversale inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

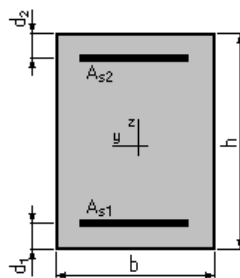
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	274.91	0.00
Etat Limite de Service	204.95	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 41.1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.00$ (cm ²)
Section minimum	$A_{smin} = 2.6$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 2.06$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0.13$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 247.91$ (KN.m) $M_{min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 11.1$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 15.4$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3.5$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 2.78$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 435.2$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 204.95$ (KN.m) $M_{min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.30	
Position de l'axe neutre :	$y = 11.3$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 16.6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 22.3$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 35.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 307.0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)	

Ferraillage de l'Hourdis

Transversale supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

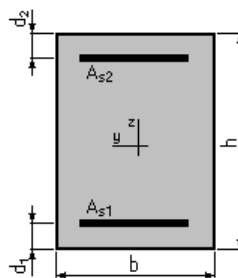
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_{\min}$ (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-228.66	0.00
Etat Limite de Service	-170.05	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 23.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0.0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.94$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = -228.66$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.00	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 6.4$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 22.3$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3.44$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 435.2$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = -170.05$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.18	
Position de l'axe neutre :	$y = 10.9$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 21.4$ (cm)	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 14.6$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 35.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 338.6$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\lim} = 400.0$ (MPa)	

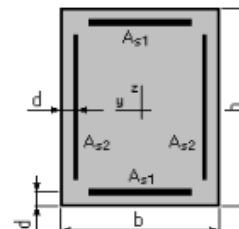
Ferrailage de la pile (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section :

$b = 725.5$ (cm) ; $b = 100.0$ (cm) ; $d = 7.0$ (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
1.	ELS	15238.21	16365.25	8602.81
2.	ELU	31723.90	23542.26	11524.14
3.	ELA	14163.58	20344.89	17943.83

4. Résultats :

Section théorique	$A_{s1} = 332.9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 20.9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{smin} = 145.1$ (cm ²)	Section maximum	$A_{smax} = 2902.2$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 0.98$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0.10$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 4.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELS $N = 15238.21$ (KN) $M_y = 16365.25$ (KN.m) $M_z = 8602.81$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.02
Position de l'axe neutre :	$y = 44.3$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 85.9$ (cm)
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 15.0$ (MPa)
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 393.6$ (MPa) comprimé : $\sigma_s' = 262.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 31723.90$ (KN) $M_y = 23542.26$ (KN.m) $M_z = 11524.14$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	y = 51.2 (cm)	
Bras de levier :	Z = 88.1 (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3.50$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 4.10$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 435.2$ (MPa)	comprimé : $\sigma_s' = 435.2$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 14163.58$ (KN) $M_y = 20344.89$ (KN.m) $M_z = 17943.83$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.06	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	y = 31.2 (cm)	
Bras de levier :	Z = 95.0 (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3.50$	(‰)
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 8.84$	(‰)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 500.5$ (MPa)	comprimé : $\sigma_s' = 500.5$ (MPa)

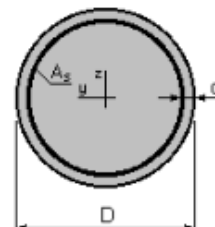
Ferraillage des pieux de la pile (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section :

$D = 120.0$ (cm) ; $d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
1.	ELS	197.65	683.86	0.00
2.	ELU	284.37	983.92	0.00
3.	ELA	303.80	1051.14	0.00

4. Résultats :

Section théorique $A_s = 71.3$ (cm²)

Section minimum $A_{smin} = 22.6$ (cm²)

Section maximum $A_{smax} = 565.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.63$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

maximum

$\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELS $N = 197.65$ (KN) $M_y = 683.86$ (KN.m) $M_z = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 34.3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 100.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 7.1$ (MPa)

Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa) comprimé : $\sigma'_s = 90.1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 284.37$ (KN) $M_y = 983.92$ (KN.m) $M_z = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité : 1.70 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 26.9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 101.9$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.07$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa) comprimé : $\sigma'_s = 434.8$ (MPa)

Cas N° 3 : Type ELA $N = 303.80$ (KN) $M_y = 1051.14$ (KN.m) $M_z = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité : 1.84 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 25.7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 102.4$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2.89$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 500.5$ (MPa) comprimé : $\sigma'_s = 459.6$ (MPa)

Ferrailage de mur frontal (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

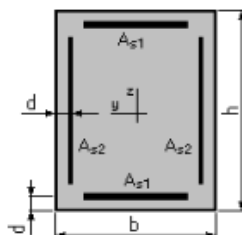
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 190.0$ (cm)

$d = 7.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :	Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
	1.	ELS	695.00	982.40	0.00
	2.	ELU	1048.65	1324.18	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 19.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 38.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 950.0$ (cm ²)
Théorique	$r = 0.20$ (%)		
Minimum	$r_{\min} = 0.10$ (%)	maximum	$r_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS $N = 695.00$ (KN) $M_y = 982.40$ (KN.m) $M_z = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.83
Position de l'axe neutre :	$y = 50.4$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 166.2$ (cm)
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 1.9$ (MPa)
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 15.7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELU $N = 1048.65$ (KN) $M_y = 1324.18$ (KN.m) $M_z = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	3.15	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 31.1$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 170.6$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 2.05$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \lim} = 317.1$ (MPa)	

Ferraillage de la dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

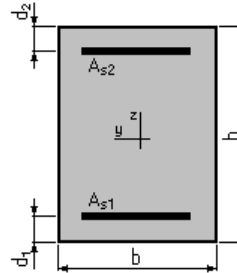
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_{\min}$ (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	95.56	0.00
Etat Limite de Service	71.08	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 9.4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.00$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 120.0$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 0.38$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 95.56$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 4.3$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 23.4$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 2.06$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 435.2$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 71.08$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.18	
Position de l'axe neutre :	$y = 7.9$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 22.4$ (cm)	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 8.0$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 338.8$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\lim} = 400.0$ (MPa)	

Ferraillage du Corbeau (Calcul de Section en compression simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

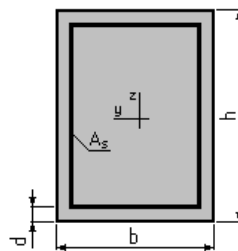
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)



3. Forces :

Etat Limite Ultime (fondamental)

N (kN)

95.56

Etat Limite de Service

0.00

Etat Limite Ultime (Accidentel)

71.08

4. Résultats :

Résistance des Matériaux :

Section brute $B = 3000.0$ (cm²)

Section réduite $B_r = 2744.0$ (cm²)

Long flambement $l_{fy} = 3.0$ (m)

Long flambement $l_{fz} = 3.0$ (m)

Inertie $I_y = 225000.0$ (cm⁴)

Inertie $I_z = 2500000.0$ (cm⁴)

Rayon de giration $i_y = 8.7$ (cm)

Rayon de giration $i_z = 28.9$ (cm)

Elancement $l_y = 34.6$

Elancement $l_z = 10.4$

$a = 0.65$

N_u (béton seul) = 4282.61 (kN)

Acier :

Section théorique $A_s = 10.4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 10.4$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 150.0$ (cm²)

Théorique $r = 0.52$ (%)

Minimum $r_{\min} = 0.35$ (%)

Maximum $r_{\max} = 5.00$ (%)

Ferraillage du mur garde grève (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

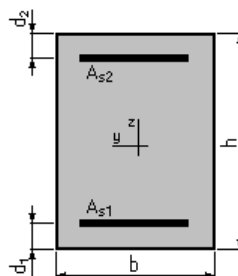
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_{\min}$ (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	192.22	0.00
Etat Limite de Service	143.83	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 14.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.00$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 4.5$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.31$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 192.22$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.36	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 5.4$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 42.8$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = .36$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 143.83$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.00	
Position de l'axe neutre :	$y = 11.8$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 41.1$ (cm)	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 5.9$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\lim} = 250.0$ (MPa)	

Ferraillage de mur en retour

Armatures verticales (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

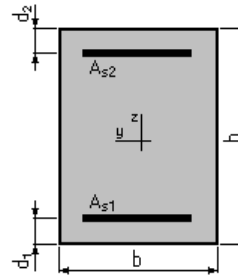
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_{\min}$ (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	00.00	0.00
Etat Limite de Service	96.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 9.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.00$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{\min}} = 4.6$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.20$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 96.00$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.00
Position de l'axe neutre :	$y = 9.9$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 41.7$ (cm)
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 4.7$ (MPa)
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Ferraillage de mur en retour

Armatures horizontales (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

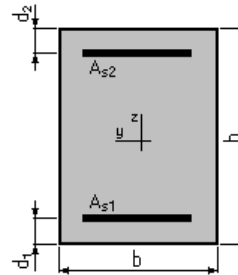
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_{\min}$ (KN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	343.44	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 35.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.00$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{\min}} = 4.6$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.78$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 343.44$ (KN.m) $M_{\min} = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité :	1.00
Position de l'axe neutre :	$y = 17.1$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 39.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 10.2$ (MPa)
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

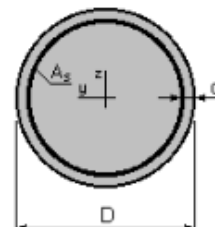
Ferrailage des pieux de la culée (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.00$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section :

$D = 120.0$ (cm) ; $d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
1.	ELS	349.71	-1272.94	0.00
2.	ELU	430.24	-1566.07	0.00
3.	ELA	1344.82	-4895.14	0.00

4. Résultats :

Section théorique $A_s = 211.3$ (cm²)

Section minimum $A_{smin} = 22.6$ (cm²)

Section maximum $A_{smax} = 565.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 1.87$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%) maximum $\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELU $N = 430.24$ (KN) $M_y = -1566.07$ (KN.m) $M_z = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité : 2.69 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 41.1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 95.3$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 6.27$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa) comprimé : $\sigma'_s = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 197.65$ (KN) $M_y = 683.86$ (KN.m) $M_z = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 44.6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 96.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 7.4$ (MPa)

Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 174.2$ (MPa) comprimé : $\sigma'_s = 97.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0$ (MPa)

Cas N° 3 : Type ELA $N = 303.80$ (KN) $M_y = 1051.14$ (KN.m) $M_z = 0.00$ (KN.m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 39.4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 96.1$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 6.68$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa) comprimé : $\sigma'_s = 500.0$ (MPa)