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



Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État
Filière : Travaux Publics
Spécialité : Infrastructures de base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DE L'OUVRAGE D'ART 23.1 DANS LE CADRE DU PROJET DE LA PENETRANTE RELIANT LE PORT DE SKIKDA A L'AUTOROUTE EST -OUEST

Présenté par :
BOURARA Raid
SAOUDI Ilyes

Encadré par :
KALIALI Amina

Co-Encadré par :
FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2021/2022

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la santé, le courage et la volonté d'entamer et accomplir ce mémoire.

Un grand merci s'adresse particulièrement à nos CHERS PARENTS, pour leurs soutiens morals et matériels, aussi pour leurs encouragements dans chaque pas de nos parcours respectifs.

Nous souhaitons adresser des remerciements à notre encadrante **Mme KALIALI Amina** ainsi que Notre Co-encadrant **Mr FEDGHOUCHE Ferhat**, pour avoir répondu à nos questions.

Nous tenons à remercier **Mr BABAKHOUYA Youcef** pour ses précieux conseils, sa guidance et sa disponibilité durant toute la période d'étude.

Nous tenons à remercier **Mr BOURARA Radil**, pour nous avoir énormément aidé durant toute la période de réalisation du mémoire.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre projet fin d'étude, en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous Souhaitons aussi exprimer, nos remerciements à nos professeurs de l'ENSTP, Qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de notre Formation de qualité le long de notre cursus.

Merci à tous et à toutes.

DEDICACES

A ma mère et mon père

A mes sœurs et mon frère

A tous mes amis

SAOUDI Ilyes

Dédicace

بسم الله الرحمان الرحيم

Ce modeste travail est dédié à

Ma chère mère qui m'a accompagnée durant ce long parcours, celle qui m'a offert tout l'amour, toute la tendresse que peut donner une mère à son fils, celle à qui je lui souhaite une longue vie pleine de joie et de prospérité.

Ainsi que mon cher père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne santé.

Mon cher grand frère Anes que je lui souhaite plein de bonheur et de réussite que dieu le garde en bonne santé.

Mes deux grands-mères qui viennent de disparaitre que dieu les accueille dans son vaste paradis.

Ainsi que toute ma famille et mes amis.

BOURARA Raid

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر الواقع في القسم الخامس من الطريق الرابط بين ميناء سكيكدة والطريق السيار شرق غرب بحدود النقطة الكيلومترية 23+370.

الجسر يمتد على حوالي 191 م وبعرض 11.25 م، بخمسة أجزاء مستقلة من عوارض سابقة الإجهاد بطول 38 متر.

شرعنا في هذا العمل ببحث بيبليوغرافي حول الجسور وتطورها عبر التاريخ، متبعا بعرض تقديمي للمشروع. ثم تصميم عام ينتهي باختيار واحد فقط من بين المتغيرات الثلاثة المقترحة وهو جسر العارضة الجاهزة سابقة الإجهاد

فيما يلي قمنا بإجراء دراسة معمقة للمتغيرة، هذه الدراسة تخص كلا من البنيتين الفوقية والتحتية مرورا بتقييم الحمولات والحمولات الزائدة، حساب سابقة الإجهاد، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات ومختلف العناصر المكونة للجسر مع مراجعة المنظومات المعمول بها في الجزائر وباستخدام برامج للحساب.

الكلمات المفتاحية: تصميم ودراسة، خرسانة مسبقة الاجهاد، بعد التوتر، الركائز الوسطية والطرفية، دراسة زلزالية، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail consiste à la conception et à l'étude d'un pont situé dans le Tronçon 5 de la Pénétrante reliant le Port de SKIKDA à l'Autoroute Est-Ouest en environ du PK23+370.

Le pont est d'environ 191m de longueur et une largeur de 11.25m, avec 5 travées indépendantes en poutres précontraintes de38m de longueur.

Notre travail commence par une recherche bibliographique sur les ponts et leur développement a travers l'histoire, suivi d'une présentation du projet, ensuite une conception générale qui s'achève sur le choix d'une seule, parmi les trois variantes proposées qui est celle d'un pont à poutres en précontrainte préfabriquées.

Par la suite, nous avons mené une étude approfondie de la variante, Cette étude concerne la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des règlements Algériennes et Européennes et l'utilisation des logiciels de calcul.

Mots clés : Conception et étude, Béton précontraint, Poste tension, Étude sismique, Infrastructure.

Abstract

This work consists in the design and study of a bridge located in Section 5 of the Penetrating Road connecting the Port of SKIKDA to the East-West Highway in approximately PK23+370.

The bridge is approximately 191m long and 11.25m wide, with 5 independent spans in prestressed beams of 38m of length.

Our work begins with bibliographical research on bridges and their development through history, followed by a presentation of the project, then a general conception that ends on the choice of only one, among the three variants proposed is that of a bridge with prefabricated prestressed beams.

Subsequently, we carried out an in-depth study of the variant, this study concerns the superstructure and infrastructure through the evaluation of loads and overloads, the calculation of prestressing, the seismic study and the dimensioning of the various equipments and structural elements, with reference to Algerian and European regulations and the use of calculation software.

Key words: Design and study, Prestressed concrete Post tensioning, Seismic study Infrastructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE ……..…….…… 1

CHAPITRE I. HISTORIQUE DES PONTS.

I.1 LES PONTS PRIMITIFS 2

I.2 LES PONTS EN BOIS 3

I.3 LES PONTS EN MAÇONNERIE 3

I.4 NAISSANCE ET DÉVELOPPEMENT DU BÉTON ARMÉ 4

I.5 NAISSANCE ET DÉVELOPPEMENT DU BÉTON PRÉCONTRAINT 5

I.6 LES PONTS MODERNES EN ACIER 6

I.7 LES PONTS SUSPENDUS 6

I.8 LES PONTS A HAUBANS 7

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 INTRODUCTION 9

II.2 PRÉSENTATION DU PROJET 9

II.2.1 objectif et situation du projet 9
II.2.2 Obstacles à franchir 10

II.3 DONNÉES DU PROJET 10

II.3.1 Les données fonctionnelles 11
II.3.1.1 Trace en plan 11
II.3.1.2 Le 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 Géotechnique 13
II.3.2.3 Étude hydraulique 14
II.3.2.4 Sismicité du site 15
II.3.2.5 La température 16
II.3.2.6 La neige 16
II.3.2.7 Le vent 16
II.3.2.8 L'humidité 16

II.4 CONCLUSION 16

CHAPITRE III. PRESENTATION DES VARIANTES

III.1 INTRODUCTION 17

III.2 Variante n01 : pont à poutre en béton précontraint par post-tension: 18

III.2.1 Principe de construction : 18
III.2.2 Domaine d'emploi : 18
III.2.3 Implantation de la variante 01 : 19
III.2.4 pré-dimensionnement : 19
III.2.4.1 Les poutres : 19

III.3 VARIANTE 02 : PONT MIXTE ACIER-BÉTON BIPOUTRE À ENTRETOISE 23

III.3.1 Introduction 23
III.3.2 Implantation de la variante 23
III.3.3 Principe de construction : 23
III.3.4 Domaine d'application : 24
III.3.5 Le pré dimensionnement : 25
III.3.5.1 Élancement des poutres (portée 56.00 m et 70.00 m): 25
III.3.5.2 L'épaisseur de l'âme de la poutre : 26
III.3.5.3 La semelle de la poutre : 26
III.3.5.4 La fabrication en usine des PRS (Profilés Reconstitués Soudés) 26
III.3.5.5 La dalle : 27
III.3.5.6 Les entretoises et les pièces de pont 28

III.4 VARIANTE 3 : « PONT VOUSSOIR EN BÉTON PRÉCONTRAINTE CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIVE » 30

III.4.1 Conception longitudinale 30
III.4.1.1 Découpage des voussoirs Selon SETRA 30
III.4.2 Conception transversale 31

III.5 LES INCONVÉNIENTS ET LES AVANTAGES DE CHAQUE VARIANTE : 33

III.5.1 Variante 01 : pont a poutres en béton précontraint : 33
III.5.2 Variante 02 : pont mixte bipoutres : 33
III.5.3 Variante 03 : pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successive. 34

III.6 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES VARIANTES : 35

III.7 ANALYSE MULTICRITÈRES 38

III.8 CONCLUSION 38

CHAPITRE IV. LES HYPOTHESES DE CALCULS

IV.1 INTRODUCTION : 39

IV.2 NORMES ET RÈGLES DE CALCUL 39

IV.3 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX 39

IV.3.1 LES BÉTONS : 39
IV.3.1.1 La résistance à la compression et à la traction : 40
IV.3.1.2 Déformation longitudinale du béton 41
IV.3.1.3 Module de déformation instantanée du béton : 41

IV.3.1.4 Module de déformation différée (longue durée) :.....41
IV.3.1.5 Déformation transversale du béton :.....41
IV.3.2 LES ACIERS :.....42
IV.3.2.1 Les aciers passifs :.....42
IV.3.2.2 Les aciers de précontraintes (actifs) :.....44
IV.3.2.3 Couche de roulement.....45

IV.4 CONCLUSION.....45

CHAPITRE V. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1 INTRODUCTION 46

V.2 ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES.....46

V.2.1 charges permanentes (cp) : 46
V.2.1.1 calcul du poids de la poutre : 46
V.2.1.2 Calcul du poids de la dalle :.....46
V.2.2 COMPLÉMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP) : 46
V.2.2.1 Calcul du poids du trottoir : 46
V.2.2.2 Calcul du poids du revêtement & l'étanchéité :.....47
V.2.2.3 Calcul du poids des corniches : 47

V.3 ÉVALUATION DES CHARGES D'EXPLOITATION :.....47

V.3.1 Systèmes de charges verticales :.....47
V.3.2 Caractéristiques du pont : (selon le RCPR).....48
V.3.3 Classe du pont :.....48
V.3.4 Système de charge « A » :.....48
V.3.5 Système de charge « B » :.....49
V.3.5.1 Système de charge « B_C » :.....50
V.3.5.2 Système de charge « B_r » : 52
V.3.5.3 Système de charge « B_t » : 52
V.3.6 Système de charge « mc 120 » : 53
V.3.7 Système de charge exceptionnelle « d 240 » : 54
V.3.8 SYSTÈMES DE CHARGES HORIZONTALES : 55
V.3.8.1 Efforts de freinage :.....55
V.3.9 Forces centrifuges :.....55

V.4 CONCLUSION :.....56

CHAPITRE VI. REPARTITION DES EFFORTS INTERNES

VI.1 INTRODUCTION : 57

VI.2 CALCUL LONGITUDINAL DES MOMENTS FLÉCHISSANT :.....57

VI.2.1 Moments fléchissant dûe au poids propre : 57
VI.2.2 Moments fléchissant dûe aux surcharges :.....57
VI.2.2.1 Système de Surcharge A (L):.....57
VI.2.2.2 Système de Surcharge Bc:.....58
VI.2.2.3 Système de Surcharge Bc : 58
VI.2.2.4 Position de la résultante des efforts (les essieux) :.....59

VI.2.2.5 Système de surcharge Bt : 59
VI.2.2.6 Système de Surcharge Mc120 : 60
VI.2.2.7 Système de Surcharge D240 : 60

VI.3 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS LONGITUDINAUX : 61

VI.3.1 Effort tranchant dû au poids propre : 61
VI.3.2 Effort tranchant dû aux surcharges : 61
VI.3.2.1 Système de Surcharge A (L): 61
VI.3.2.2 Système de Surcharge Bc: 62
VI.3.2.3 Systeme de Surcharge Bt: 62
VI.3.2.4 Système de Surcharge D240 : 64

VI.4 LA RÉPARTITION TRANSVERSALE : 65

VI.4.1 MOMENT D'INERTIE ÉQUIVALENT D'UNE POUTRE : 65
VI.4.1.1 Rigidité flexionnelle par unité de longueur : 66
VI.4.1.2 Rigidité torsionnelle : 66
VI.4.1.3 Section homogénéisée : 66
VI.4.1.4 Paramètre d'entretoisement $\boldsymbol{\theta}$: 67
VI.4.2 DÉTERMINATION DES COEFFICIENTS DE RÉPARTITION TRANSVERSALE : 67
VI.4.2.1 Coefficient de répartition transversale : 67
VI.4.2.2 RÉPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT : 72

VI.5 CALCUL AUTOMATIQUE (MODÉLISATION) : 73

VI.6 ÉTUDE COMPARATIVE : 73

VI.7 CONCLUSION : 74

CHAPITRE VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1 INTRODUCTION : 75

VII.2 APPLICATION DE LA PRÉCONTRAINTE A NOTRE PROJET 75

VII.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTE : 77

VII.3.1 Caractéristiques géométriques de la poutre : 77
VII.3.2 Caractéristiques des bétons : 77
VII.3.3 L'effort minimale de la précontrainte 77
VII.3.4 Détermination du nombre de câbles 78

VII.4 Pré-vérification de la précontrainte 80

VII.5 Trace des câbles de précontrainte 81

VII.6 Calcul des pertes de précontraintes 85

VII.7 Vérification des contraintes : 90

VII.8 Justificatif de la poutre a l'ELU 94

VII.9 Armatures des zones tendues 95

VII.10Calcul justificatif en sections particulières 96

VII.11Conclusion 102

CHAPITRE VIII. ETUDE DU TABLIER

VIII.1VÉRIFICATION DE LA FLÈCHES ET CONTRE FLÈCHES 103

VIII.1.1 contre flèche dû à la précontrainte 103
VIII.1.2 Flèche maximale à ELS 104

VIII.2ÉTUDE DE L'ENTRETOISE 104

VIII.2.1 Rôle des entretoises 104
VIII.2.2 Principe de ferraillage 104
VIII.2.2.1 Ferraillage sous l'action des charges d'exploitation 104
VIII.2.2.2 Ferraillage sous l'effet d'un vérinage du tablier 105
VIII.2.3 ÉVALUATION DES EFFORTS 105
VIII.2.3.1 Ferraillage de l'entretoise : 107

VIII.3ÉTUDE DE L'HOURDIS 107

VIII.3.1 INTRODUCTION : 107
VIII.3.1.1 Géométrie de l'hourdis : 108
VIII.3.1.2 Évaluation des efforts : 108
VIII.3.2 Ferraillage de l'hourdie 110
VIII.3.2.1 Ferraillage de la nappe supérieure : 110
VIII.3.2.2 Ferraillage de la nappe inferieure : 110
VIII.3.3 ferraillage passif de la poutre 111
VIII.3.3.1 Armature de peau pour la section médiane 111
VIII.3.3.2 Cadre du talon 112
VIII.3.3.3 Armature de peau pour la section d'about. 112

VIII.4CONCLUSION 113

CHAPITRE IX. ETUDE SISMIQUE

IX.1 INTRODUCTION : 114

IX.2 CALCULS DES SPECTRES HORIZONTAL ET VERTICAL : 114

IX.2.1 ÉVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K 115
IX.2.2 LES ACTIONS SISMIQUES : 116
IX.2.2.1 Composante horizontale du spectre de réponse élastique : 116
IX.2.2.2 Évaluation d'efforts sismiques longitudinaux : 118
IX.2.2.3 Évaluation de l'effort sismique transversal : 119
IX.2.2.4 Séisme vertical : 121
IX.2.2.5 Combinaison des composantes de l'action sismiques : 121
IX.2.3 Évaluation des charges sismique pour l'infrastructure : 122

IX.3 CONCLUSION : 125

CHAPITRE X. ETUDE DES EQUIPEMENTS

X.1 LES APPAREILS D'APPUIS : 126

X.1.1 CHOIX DE TYPE D'APPAREIL D'APPUI : 126
X.1.2 ÉVALUATION DES EFFORTS NORMAUX APPLIQUÉS SUR LES APPAREILS D'APPUIS : 127
X.1.3 DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI DE TYPE B : 128
X.1.3.1 Vérification des appareils d'appui : 128
X.1.3.2 Dispositifs de non glissement et de non distorsion. 132

X.2 LES DÉS D'APPUIS/BOSSAGES : 134

X.2.1.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile : 134
X.2.1.2 Ferraillage des dés d'appuis (bossages) 134

X.3 LES JOINTS DE CHAUSSÉE : 136

X.3.1 DIMENSIONNEMENT DU JOINT DE CHAUSSÉE : 136
X.3.2 TYPE DE JOINT : 137

X.4 CONCLUSION 139

CHAPITRE XI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1 INTRODUCTION : 140

XI.2 ÉTUDE DU CHEVÊTRE : 140

XI.2.1 Dimensionnement à la flexion : 140
XI.2.2 FERRAILLAGE DU CHEVÊTRE : 141
XI.2.2.1 Armatures longitudinales : 141
XI.2.2.2 Armatures transversales : 142
XI.2.2.3 Dimensionnement à la torsion : 142

XI.3 ÉTUDE DES PILES : 144

XI.3.1 CONCEPTION DES PILES 144
XI.3.2 ÉTUDE DES FÛTS : 144
XI.3.2.1 Vérification vis-à-vis le flambement : 144
XI.3.2.2 Évaluation des efforts et combinaisons de charges sollicitant les fûts : 145

XI.4 ÉTUDE DES FONDATIONS DES PILES : 147

XI.4.1 EFFORT MAXIMAL DE LA SEMELLE : 147
XI.4.1.1 Vérification du poinçonnement DU SOL : 148
XI.4.1.2 Ferraillage de la Semelle superficielle : 151

XI.5 ÉTUDE DE LA CULÉE 153

XI.5.1 Pré-dimensionnement de la culée : 154
XI.5.2 Évaluation des efforts issus du remblai et des surcharges : 155
XI.5.2.1 Détermination du coefficient de poussée k_{ad}: 155
XI.5.2.2 évaluation des charges statiques dues au remblai : 156
XI.5.2.3 Évaluation des charges Sismiques dues à la poussée des terres 156
XI.5.2.4 Évaluation des efforts dû aux surcharges 156

XI.5.3 ÉVALUATION DES EFFORTS ISSUS DE LA CULÉE 157
XI.5.4 évaluation des efforts issus du tablier 157
XI.5.5 Cumul des efforts sismiques 158
XI.5.6 Évaluation des efforts à vide : 158
XI.5.7 Vérification de la stabilité à vide 158
XI.5.7.1 Vérification du tiers central à vide 158
XI.5.7.2 Vérification de la stabilité au renversement et au glissement 159
XI.5.8 ÉVALUATION des efforts en service : 159
XI.5.9 Vérification de la stabilité en service 160
XI.5.9.1 Vérification du tiers central en service 160
XI.5.9.2 Vérification de la stabilité au renversement et au glissement 160
XI.5.10 Ferraillage de la culée : 160
XI.5.10.1 Ferraillage du mur frontal : 160
XI.5.10.2 Ferraillage du mur frontal : 161
XI.5.10.3 Ferraillage du mur garde-grève : 161
XI.5.10.4 Ferraillage du mur garde-grève : 163
XI.5.10.5 Ferraillage de la dalle de transition : 163
XI.5.10.6 Ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition : 164
XI.5.10.7 Ferraillage de mur en retour : 165
XI.5.11 étude de la fondation de la culee 166
XI.5.11.1 évaluation de l'effort maximal de la semelle 166
XI.5.11.2 Vérification du poinçonnement : 167
XI.5.11.3 Conditions de résistance de sol : 167

XI.6 ÉTUDE D'AFFOUILLEMENT : 167

XI.6.1 La nature du fond du lit : 167
XI.6.1.1 Affouillement général : 168
XI.6.1.2 Effet de contraction du lit 168
XI.6.2 Affouillement local : 168
XI.6.2.1 Profondeur Globale du Risque d'Affouillement : 169

XI.7 CONCLUSION : 169

CONCLUSION GENERALE 167

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A
ANNEXE B
ANNEXE C
ANNEXE D

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: Les coefficients d'accélération des zones suivant RPOA 2008 ---- 16
Tableau III-1 Récapitulatif du pré-dimensionnement des poutres ---- 21
Tableau III-2: Caractéristiques des poutres métalliques ---- 26
Tableau III-3: Récapitulatif des caractéristiques de l'ouvrage mixte ---- 27
Tableau III-4: Récapitulation de découpage de voussoirs. ---- 30
Tableau III-5: Les dimensions des différentes composantes du V.S.P et du V.S.C. ---- 31
Tableau III-6: DEVIS DE LA 1ère VARIANTE (Pont à poutres précontraints). ---- 35
Tableau III-7 : DEVIS DE LA 2ème VARIANTE (Pont mixte bipoutres) ---- 36
Tableau III-8 DEVIS DE LA 2ème VARIANTE (Pont par encorbellements successifs) ---- 37
Tableau III-9: Analyse multicritères ---- 38
Tableau IV-1: Récapitulation des Caractéristiques des Bétons ---- 42
Tableau IV-2: Récapitulation des Aciers passifs ---- 44
Tableau V-1: Récapitulatif des charges permanentes ---- 47
Tableau V-2: les classes des Ponts Routes ---- 48
Tableau V-3: Les coefficients de A(l) ---- 49
Tableau V-4: Les valeurs de V0 ---- 49
Tableau V-5: Les valeurs de la charge A(l) ---- 49
Tableau V-6: Les Coefficients de Charges bc ---- 51
Tableau V-7: Coefficient de majoration dynamique du système de charge BC ---- 51
Tableau V-8: Coefficient de majoration dynamique du système Br ---- 52
Tableau V-9: Coefficient bt du système de charge BT ---- 53
Tableau V-10: Coefficient de majoration dynamique du système Bt ---- 53
Tableau V-11: Évaluation des efforts de freinage de la charge A(l) ---- 55
Tableau VI-1: Les moments fléchissants sous charge (G) à mi-travée L/2 ---- 57
Tableau VI-2 : Moment fléchissant sous charge A(l) a mi- travée L/2 ---- 58
Tableau VI-3 : Schéma de la disposition des charges ponctuelles selon le théorème de Barré ---- 58
Tableau VI-4: Moment fléchissant sous charge BC ---- 59
Tableau VI-5: Moment fléchissant sous chargement Bt ---- 60
Tableau VI-6: Moment fléchissant sous-charge D240 ---- 61
Tableau VI-7: les efforts tranchants sous charge G ---- 61
Tableau VI-8: Effort tranchant sous le système de charge A(l) ---- 62
Tableau VI-9: Effort tranchant sous charge BC ---- 62
Tableau VI-10: Effort tranchant sous charge Bt ---- 63
Tableau VI-11:Effort tranchant sous charge du convoi Mc120 ---- 64
Tableau VI-12: Effort tranchant sous charge du convoi D240 ---- 64
Tableau VI-13: Positions des Poutres ---- 65
Tableau VI-14: de Guyon Massonnet montrant les valeurs de K0 pour θ =0.59 ---- 68
On obtient les valeurs de kα qui sont présentées dans le **Tableau *VI-15*** (ou α=0,135). ---- 69
Tableau VI-15: de Guyon Massonnet montrant les valeurs de K1 pour α = 0.59 ---- 69
Tableau VI-16: de Guyon massonnet montrant les valeurs de Kα Pour $\theta = 0,59$ ---- 69
Tableau VI-17: Valeurs du coefficient de répartition relatives aux positions réelles ---- 70
Tableau VI-18: montrant la surface qui est comprise entre la ligne d'influence et le convoi D240 ---- 71
Tableau VI-19: montrant les résultats de calcul du Kα Moyen ---- 71
Tableau VI-20: Les résultats du moment fléchissant avec les combinaison a l'ELU et ELS . ---- 72
Tableau VI-21 : comparatif des résultats manuels et automatiques. ---- 73
Tableau VII-1: Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée L/2 ---- 77
Tableau VII-2: Résultats de vérification des contraintes ---- 81

Tableau VII-3: Tracé des câbles de précontraintes 83
Tableau VII-4: Caractéristiques du Tracé des Câbles 85
Tableau VII-5: Valeurs des pertes dues aux frottements 86
Tableau VII-6: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage 86
Tableau VII-7: Valeurs des pertes par déformation instantanée du béton 87
Tableau VII-8: Les pertes dues au Fluage 89
Tableau VII-9: Section de Vérification des Contraintes 90
Tableau VII-10: Récapitulatif des limitations des contraintes 91
Tableau VII-11: Caractéristiques nettes des sections de calcul 91
Les résultats obtenus sont mentionnés dans le **tableau VII-12.** 92
Tableau VII-12: Récapitulatif des Pertes de précontraintes 92
Tableau VII-13: Vérification des contraintes normales de la phase 1 et 2 92
Tableau VII-14: Vérification des contraintes normales des phases 3 et 4 93
Tableau VII-15 : Résultats des calculs des Pcos α 94
Tableau VII-16: Vérification des contraintes tangentielles 94
Tableau VII-17: Détermination de l'Angle 94
Tableau VII-18: Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues 95
Tableau VII-19: Diagramme des contraintes pour la zone la plus tendue 96
Tableau VII-20:Vérification de la contrainte de traction 98
Tableau VII-21:Vérification de la contrainte de compression 98
Tableau VII-22: Contraintes de compression et de cisaillement. 99
Tableau VII-23:Effort tranchant Vx en fonction de t 100
Tableau VII-24:Récapitulatif du ferraillage de la zone d'About 101
Tableau VIII-1: Récapitulation des Aciers de l'hourdie 107
Tableau VIII-2: Caractéristiques Géométriques de la Dalle 108
Tableau VIII-3: Récapitulatif des Moments Max à ELS et ELU 110
Tableau VIII-4: Résultats des Calculs de Ferraillage de la Dalle 111
Tableau VIII-5: Ferraillage de la Poutre 113
Tableau IX-1: Raideurs des appareils d'appuis des piles et culées 115
Tableau IX-2: Les rigidités transversales des appuis (Piles et Culées) 115
Tableau IX-3: Des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site 116
Tableau IX-4: Les efforts sismiques aux niveaux des appuis (Piles/Culées) 118
Tableau IX-5: Les moments d'Inerties des piles, ainsi que les efforts sismiques 119
Tableau IX-6: les efforts horizontaux sismiques transversaux 120
Tableau IX-7: Les déplacements Transversaux des Appuis 121
Tableau IX-8: Combinaison des efforts sismiques 121
Tableau IX-9: Les efforts appliqués à la base de la pile 123
Tableau IX-10: les efforts tranchants et les moments fléchissant transversaux et longitudinaux 124
Tableau IX-11: Efforts provenant du tablier 124
Tableau IX-12: les efforts normaux prévenants du poids propre 124
Tableau IX-13: les différentes actions au niveau des pieds de pile 125
Tableau X-1: Dimensions de l'appareil d'appuis 130
Tableau X-2: Charge critique-facteur de forme: 131
Tableau XI-1: Les Moments de flexion maximum sur chevêtre (ELU/ELS) 141
Tableau XI-2: Caractéristiques des piles 144
Tableau XI-3: Récapitulation des efforts M,N et H soumis aux fûts 146
Tableau XI-4: les efforts M-N-H , dans les combinaisons ELS et ELU 147
Tableau XI-5: Les efforts générés par la combinaison 1.35 G+1.6 BC 147
Tableau XI-6: les efforts sismiques sollicitant la fondation 149

Tableau XI-7: surfaces comprimées des sols sous semelles ----------150
Tableau XI-8: Vérification des conditions de glissement pour chaque combinaison ----------150
Tableau XI-9: Dimensions des différents éléments de la culée----------154
Tableau XI-10:Les valeurs des coefficients de poussées----------155
Tableau XI-11: Évaluation des charges statiques dues au remblai----------156
Tableau XI-12: Les poussées dynamiques globales dues aux terres----------156
Tableau XI-13:Évaluation des efforts dus à surcharge sur remblai.----------157
Tableau XI-14: Calcul des efforts dus au poids propre des culées.----------157
Tableau XI-15:Évaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier. ----------157
Tableau XI-16: Évaluation des efforts à vide.----------158
Tableau XI-17:vérification de tiers central à vide. ----------158
Tableau XI-18:Conditions à vérifier pour la stabilité de la culée. ----------159
Tableau XI-19:Vérification de stabilité au glissement et renversement à vide.----------159
Tableau XI-20: Évaluation des efforts en service. ----------159
Tableau XI-21:vérification de tiers central en service. ----------160
Tableau XI-22:Vérification de stabilité au glissement et renversement en service. ----------160
Tableau XI-23:Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous mur frontal).----------161
Tableau XI-24:Valeurs de MP/K selon h. ----------162
Tableau XI-25:Charges agissant sur la dalle de transition. ----------163
Tableau XI-26: Les efforts générés par la combinaison 1.35 G+1.6 B_C ----------167

LISTE DES LÉGENDES

Figure I-1 Pont en bambou sur le MINCHIANG (CHINE). 2
Figure I-2:Pont romain datant du 1er Siècle av J.C (Aoste- Italie) 4
Figure II-1: Implantation de l'ouvrage sur l'OUED SAF-SAF 9
Figure II-2: Vue panoramique du site au droit de la traversée 10
Figure II-3: Tracé en plan. 11
Figure II-4: Profil en long 11
Figure II-5: Photos satellitaires de la zone du projet 12
Figure II-6: Coupe Géologique du terrain d'assise de l'ouvrage 14
Figure II-7: La carte de zoning sismique de l'Algérie (RPOA2008). 15
Figure III-1: Morphologie générale d'un pont a poutres en béton précontraint VIPP 18
Figure III-2: Schéma du phasage du lancement des poutres de l'ouvrage de franchissement 24
Figure III-3: Recommandation du SETRA dans le choix des travées ouvrage mixte 25
Figure III-4: Détails sur les épaisseurs de la dalle 27
Figure IV-1: Diagramme des Contraintes de déformations du béton à l'ELU 41
Figure IV-2: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU 43
Figure IV-3: Limitation des contraintes dans les sections en béton précontraint 45
Figure V-1: Système de Chargement BC 50
Figure V-2: Schéma du système de Chargement Br 52
Figure V-3: Schéma du système de charge BT 53
Figure V-4: Schéma du convoi de charge Mc 120 54
Figure V-5: Schéma du système de chargement D 240 55
Figure VI-1: Répartition de la charge (G) uniformément 57
Figure VI-2: Schéma du chargement type BC 59
Figure VI-3: Schéma de la poutre chargée par le système du type BC 59
Figure VI-4: schéma de la poutre sous chargement du type Bt 60
Figure VI-5: chargement longitudinal de la poutre sous charge MC120 60
Figure VI-6: Moment fléchissant sous charge MC120 60
Figure VI-7: Chargement de la poutre sous charge du convoi D240 61
Figure VI-8: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le système de charge BC sur appui 62
Figure VI-9: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le système de charge BC section L/4. 62
Figure VI-10: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le système de charge Bt sur appui. 63
Figure VI-11: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le système de charge Bt sur L/4 . 63
Figure VI-12: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le convoi Mc 120 sur l'appui. 63
Figure VI-13: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le convoi Mc 120 section L/4 . 64
Figure VI-14: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le convoi D240 sur l'appui. 64
Figure VI-15:schématisation des poutres (profils en travers) 65
Figure VI-16: section réelle et section homogénéisée 67
Figure VI-17: Modélisation des poutres sous ROBOT 73
Figure VII-1: Les contraintes admissibles de traction et de compression du béton 80
Figure VII-2: Caractéristiques de chaque phase de vérification des Contrai 80
Figure VII-3: Géométrie des Câbles 81
Figure VII-4: Dispositions Constructives des câbles de précontrainte 82
Figure VII-5: Dimensions et Dispositions des Plaques d'ancrage 82
Figure VII-6: Trajectoire des câbles de précontraintes 83
Figure VII-7: L'angle de déviation des Câbles 84
Figure VII-8: Frottements le long du câble lors de la mise en tension 86
Figure VII-9: Zone de régularisation à l'aval des systèmes d'ancrage. 97
Figure VII-10: Dimensions du prisme. 97

Figure VII-11 : Section équivalente de la poutre. 99
Figure VII-12: Rupture de la bielle et du coin inférieur. 101
Figure VII-13: Représentation de la bielle d'about. 102
Figure VII-14: schéma de principe du ferraillage d'éclatement au niveau des abouts 102
Figure VIII-1: La contre flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle (Gpoutre+P) 103
Figure VIII-2: Flèche Max à ELS 104
Figure VIII-3: Position des vérins pour une opération de vérinage 105
Figure VIII-4: Modèle de calcul position des vérins et position des poutres 106
Figure VIII-5: Diagramme des moments sous charges G à ELS 106
Figure VIII-6: Diagramme des moments sous G à ELU 106
Figure VIII-7: Diagramme des efforts tranchant sous G à ELU 106
Figure VIII-8: Moment Max -Dalle- à ELU 108
Figure VIII-9: Effort tranchant Max-Dalle- à EL 109
Figure VIII-10: Moment Max-Dalle-à ELS 109
Figure VIII-11: Effort tranchant Max-Dalle- à ELS 109
Figure VIII-12: Ferraillage de la Dalle (Coupe Longitudinale). 111
Figure IX-1: schématisation du déplacement de la tête de piles 122
Figure X-1: Caractéristiques Géométriques des appareils d'appuis élastomère frettés 127
Figure X-2: les différents types d'appareils d'appuis selon la norme NF EN 1337.3 127
Figure X-3: schémas définissant les dimensions de l'appareil d'appui 130
Figure X-4: Exemples de taquets anti-glissement (photo et schéma) 133
Figure X-5: Ferraillage des dés d'appuis (Bossages) 135
Figure X-6: Exemple de structure comportant un joint de chaussée 136
Figure X-7: Photo du type de joint de chaussée 138
Figure X-8: Modèle de joint posé avec les types de joints disponible 138
Figure XI-1: Moments Maximum sur le chevêtre à ELU 141
Figure XI-2 : Moments Maximum sur chevêtre à ELS 141
Figure XI-3: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU 142
Figure XI-4: Les différents cas de longueurs de flambement des poteaux 145
Figure XI-5: compression du sol d'assise sous semelle, avec l'excentrement du centre de forces 149
Figure XI-6 : Schema du ferraillage de la pile 152
Figure XI-7 : Différentes composantes d'une culée 153
Figure XI-8:Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève. 162
Figure XI-9: Moments M_{XX} du mur en retour à l'ELS 165
Figure XI-10: Moments M_{YY} du mur en retour à l'ELS 166

LISTE DES ABREVIATIONS

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par posttension.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
DZD : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
$\mathbf{E_p}$: Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
$\mathbf{E_s}$: 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_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
PK : Point Kilométrique.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
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.
VC : Voussoir à la Clef.
$\mathbf{V_{SC}}$: Voussoir coulé Sur Cintre.
$\mathbf{V_{SP}}$: Voussoir sur Pile.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
ftj : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jour.
γ_b **:** Coefficient de sécurité du béton.
$\mathbf{f_{bu}}$ **:** Résistance du béton comprimé à l'ELU.
σ_{bc} **:** Contrainte limite de compression du béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$ **:** Contrainte admissible de compression du béton.
σ_{bt} **:** Contrainte limite de traction du béton.
$\bar{\sigma}_{bt}$ **:** Contrainte admissible de traction du béton.
Eij : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.
Evj : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.
σ **s :** Contrainte limite de traction de l'acier passif.
$\mathbf{E_p}$ **:** Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.
γ **s :** Coefficient de sécurité de l'acier.
$\mathbf{A_p}$ **:** Section des aciers actifs.
$\emptyset$ **:** Diamètre de la gaine.
lc : Largeur chargeable.
$\mathbf{L_r}$ largeur roulable.
ρ_b : Masse volumique du béton.
I : Moment d'inertie de la section.
V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

V´ : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.
B : Section brute.
bt : Largeur totale des talons.
e_p : Epaisseur de l'âme.
h_p : Hauteur de la poutre.
E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif.
$\Delta\sigma_f$: Pertes de tension par frottement.
$\Delta\sigma rec$: Pertes de tension par glissement.
$\Delta\sigma r_{ac}$: Pertes de tension par déformations instantanées du béton.
$\Delta\sigma p(x)$: Pertes dues à la relaxation de l'acier.
$\Delta\sigma_{flu}$: Pertes dues au fluage du béton.
$\Delta\sigma_{inst}$: Pertes instantanées.
$\Delta\sigma$d : Pertes différées.



INTRODUCTION GÉNÉRALE



INTRODUCTION GÉNÉRALE

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 la circulation automobile. Pour y remédier, les pouvoirs publics ont été amenés à élargir le réseau routier et ceci implique une augmentation du nombre d'ouvrages d'art.

Un ouvrage d'art est une construction d'importance capitale qui permet à l'usager de franchir un obstacle naturel ou artificiel. Plusieurs ouvrages sont édifiés de nos jours pour permettre des communications routières, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels). Également, un ouvrage peut supporter des conduites d'eau, ou bien servir de dispositifs de transition entre plusieurs modes de transports (les quais et autres ouvrages portuaires).

Le concepteur doit faire une conception d'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 ses connaissances.

Le but de notre travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception de l'ouvrage OA23/1 d'une longueur de 191m situé à SKIKDA, qui se réalise par « **Entreprise Nationale SERO-EST** » Le présent document contient tous les calculs et résultats effectués pour ce travail.

Ce mémoire est divisé en plusieurs axes principaux :

- Le premier est une petite recherche en faisant une brève histoire des ponts.
- Le deuxième consiste à présenter l'ouvrage et proposer des variantes de conception.
- Après avoir retenu une variante, on passe à l'évaluation des charges et des surcharges, suivi de l'étude du tablier.
- Un autre axe concerne l'étude sismique et le dimensionnement des équipements.
- Et en dernier on entame l'étude de l'infrastructure et on conclut notre travail.

CHAPITRE I. HISTORIQUE DES PONTS

I.1 LES PONTS PRIMITIFS

Les ponts primitifs ne supportaient vraisemblablement qu'une circulation piétonne et devaient répondre à des besoins locaux (franchissement d'une rivière ou d'un ravin). Leur construction faisait appel aux matériaux trouvés sur place : lianes, bois, pierres.

On peut se faire une idée de leur conception en examinant les ouvrages construits dans les régions restées pratiquement isolée.

II ne fait aucun doute que les ponts en lianes ont été construits bien avant le premier arc en maçonnerie, même si ces deux types d'ouvrages ont été précédés par des arches naturelles de roche, comme on en trouve en Ardèche ou à Lexington (Virginie). Les éléments porteurs des passerelles suspendues primitives étaient des câbles formés de lianes ou de bambous tressés, attachés à chaque extrémité à des rochers ou à des troncs d'arbres.

La conception la plus simple consistait à ne tendre qu'un seul câble à travers I 'obstacle à franchir, portant une nacelle tirée par des cordes. Un autre système était constitué de plusieurs câbles supportant une sorte de hamac réalisé avec des lianes. Ce n'était pas très confortable pour marcher.

Aussi, les passerelles les plus élaborées comportaient-elles un platelage en bois constitué de rondins assemblés, accrochés aux câbles par de véritables suspentes en lianes tressées. On rencontre encore ce type de pont en Afrique et en Asie figure ci-dessous.



Figure-I-1 Pont en bambou sur le MINCHIANG (CHINE).

Les premiers ponts en pierre étaient constitués par une grosse pierre assez plate, formant dalle, reposant sur deux appuis. Leur portée était nécessairement très limitée du fait du poids de cette dalle et de la mauvaise résistance à la traction de la pierre.

Une passerelle de ce type, construite en 850 av. J.-C., existe encore à Smyrne. Certains ponts primitifs furent construits de la façon suivante. Des pierres, convenablement taillées, étaient disposées de part et d'autre de l'obstacle à franchir en lits horizontaux, chaque assise dépassant légèrement I ' assise précédente jusqu'à ce que les deux parties soient assez rapprochées pour que l'intervalle puisse être couvert par une seule pierre.

On obtenait ainsi des ouvrages, permettant de franchir de faibles portées, ayant l'apparence de voûtes. C'est ainsi que furent réalisées des portés d'assez grandes dimensions ou la couverture d'édifices en Egypte, en Grèce archaïque ou dans la civilisation précolombienne.

La portée des passerelles en bois, bien que supérieure du fait de la meilleure résistance du bois à la traction par rapport à la pierre, fut, au départ, limitée par la longueur des troncs d'arbres. Toutefois, la possibilité de réaliser des assemblages a progressivement permis de franchir des portées plus importantes.

I.2 LES PONTS EN BOIS

Le bois possède d'excellentes caractéristiques mécaniques et permet des assemblages. Ce matériau a donc permis, dès l'Antiquité, de construire de véritables ponts, assurant le passage de chariots lourdement chargés. Le système le plus simple consistait évidemment à confectionner des travées assez courtes, avec des troncs d'arbres en guise de poutres, liés entre eux et recouverts par un platelage. Les piles pouvaient également être en bois, constituées de pieux battus dans le fond de la rivière et formant ce que l'on appelle une palée, ou en pierre.

Hérodote nous a laissé la description d'ouvrages très importants sur le Nil et l'Euphrate, construits plus de vingt siècles av. J.-C., constitués d'une suite de travées en bois et reposant sur des piles en pierre. Nous connaissons aussi le pont de Darius sur le Bosphore, et celui de Xerxès sur les Dardanelles, construits au VIe siècle av. J .-C.

Les Romains ont construit un très grand nombre de ponts en bois. César aurait, dit-on, réalisé en huit jours un ouvrage sur le Rhin pour aller écraser les Germains, en 55 av. J.-C. Les Romains améliorèrent considérablement la technique de construction en bois, notamment en renforçant les poutres principales au moyen de bracons obliques. Ce système, introduisant une poussée sur les appuis, apparentait ces ouvrages aux arcs en maçonnerie et aux ponts à béquilles actuels.

I.3 LES PONTS EN MAÇONNERIE

Dans les ponts en maçonnerie, les voûtes sont constituées de pierres taillées et assemblées de telle sorte que les joints soient à peu près perpendiculaires à l'intrados et soient en permanence comprimés (d'ailleurs, ils ne sauraient résister à un quelconque effort de traction). Elles permettent d'augmenter considérablement la portée ainsi que la capacité portante des ouvrages. Cependant, la construction des voûtes est complexe : on doit poser les pierres sur un échafaudage provisoire appelé cintre. Lorsque la voûte est terminée, on peut enlever le cintre : les efforts de compression peuvent alors se développer. La construction du cintre a toujours posé de nombreux problèmes (approvisionnement en bois, confection d'appuis en rivière, résistance aux crues).



FigureI -2:Pont romain datant du 1er Siècle av J.C (Aoste- Italie)

La pierre et la maçonnerie ont été utilisées pour des ouvrages importants et durables depuis la plus haute Antiquité jusqu'au début du Xxe siècle, et même jusqu'à tout récemment en Chine, pendant la révolution culturelle. Quelques voûtes furent réalisées en Egypte et au Moyen-Orient. Mais ce sont les Étrusques qui généralisèrent le procédé, vers 800 a.v. J .-C., pour des couvertures de galeries et pour des ponts. À l'autre bout du monde, les Chinois ont également employé la voûte depuis des temps très reculés. Les Carthaginois réalisèrent des ponts en arc brisé comme celui de Martorell, dont la portée atteignait 37,3 m, et qui fut construit près de Barcelone (Espagne) au temps d'Hannibal.

I.4 NAISSANCE ET DÉVELOPPEMENT DU BÉTON ARMÉ

Dès la fin de l'Ille siècle av. J.-C., les Romains utilisaient des ciments constitués par un mélange de chaux et de cendres volcaniques de la région de Pouzzoles. Ils furent utilisés pour construire des arcs mais cette technique disparut avec les grandes invasions des IVe et Ve siècles. Les ciments naturels ne furent redécouverts qu'à la fin du XVIIIe siècle et il fallut attendre le début du XIXe siècle pour que les ciments artificiels voient le jour grâce au Français Louis Vicat et à l'Anglais Apsdin. Leur production industrielle ne démarrera qu'en 1850. Par ailleurs, le principe des armatures remonte à l'Antiquité : on trouve des chaînages de bois ou de fer dans les constructions anciennes mésopotamiennes et assyriennes. Des goujons métalliques furent employés pour réaliser la jonction entre les pierres (port de Carthage). Mais le béton armé fut réellement mis au point au cours de la seconde moitié du XIX' siècle.

Les plus grands arcs métalliques du monde sont le Kill Van Kull à New-York (1931) (510 m) et le pont de Sydney (1932) (503 m).

En 1849, Lambot construisit une barque en mortier de ciment armé. En 1852, Coignet réalisation une terrasse avec des profilés métalliques enrobés de béton. Monier déposa les

premiers brevets pour le béton armé de 1867 à 1873. À partir de 1890 apparurent les premiers ponts en béton armé : il s'agissait essentiellement de ponts en arc coulés sur des cintres en bois.

En 1911, Hennebique construisit le pont du Risorgimento à Rome, qui atteignait 100 m de portée. Après la Première Guerre mondiale, la construction de ponts en béton armé de grande portée redémarra de plus belle, notamment en France sous I 'impulsion de deux remarquables ingénieurs : Albert Caquot et surtout Eugène Freyssinet. Ce dernier mit au point la technique du décintrement par vérins, consistant à créer une compression dans I 'arc de manière qu'il se soulève de quelques centimètres du cintre et que celui-ci puisse alors être enlevé sans risques. Cette technique fut employée pour la première fois pour le décintrement du pont sur le Veurdre, à I 'occasion de ce projet, Freyssinet réalisa une arche d'essai de 50 m de portée et de 2 m de flèche seulement. Les records se succédèrent : pont de La Caille (Haute-Savoie), en 1928, avec un arc de 137 m, et le majestueux pont de Plougastel (Finistère), en 1930, avec ses trois arcs de 186 m. Les recherches portant sur l'utilisation du béton armé conduiront à la découverte d'un nouveau matériau : le béton précontraint.

I.5 NAISSANCE ET DÉVELOPPEMENT DU BÉTON PRÉCONTRAINT

C'est Eugène Freyssinet qui, dès 1928, jeta les bases de ce nouveau matériau et en définit les principes essentiels, encore valables de nos jours. Quelques ouvrages modestes furent réalisés avant la seconde guerre mondiale, mais le premier grand pont en béton précontraint fut le pont de Luzancy (Seine-et-Marne), conçu juste avant la dernière guerre mondiale et achevé en 1946. Il avait une portée de 55 m et fut entièrement préfabriqué à l'aide de voussoirs en béton précontraint, mis en place par des moyens mécaniques sans aucun cintre. Il fut suivi par cinq autres ponts similaires, également sur la Marne, de 74 m de portée.

Le béton précontraint est associé à diverses formes et divers modes de construction. Pour les petites portées, les formes courantes sont la dalle et la dalle nervurée, associées à une construction sur cintre. Dans la gamme des moyennes portées (30 à 50 m), les ponts à poutres préfabriquées précontraintes et les ponts poussés constituent des solutions intéressantes. Dans la gamme des grandes portées, le béton précontraint est essentiellement associé à la méthode de construction en encorbellement. Le premier pont construit selon cette technique fut achevé à Worms en Allemagne en 1952, avec une portée principale forte respectable de 114 m. En Europe, à la fin des années 1970, le béton précontraint règne de façon quasi-exclusive sur un vaste domaine de portées, allant jusqu'à 200 m environ, et couvrant la très grande majorité des ponts. Il s'est également répandu sur les autres-continents, tout particulièrement en Amérique du Sud et en Asie. Le record de portée est actuellement détenu par le pont de Gateway en Australie, avec 200 m. Les États-Unis se contentèrent, au départ, d’adopter la technique des poutres préfabriquées dont ils feront un large usage, en particulier pour la réalisation en 1956 du pont sur le lac Pontchartrain en Louisiane qui reste, avec ses 38 km, le pont le plus long du monde. Ce n'est que bien plus tard, vers 1980, qu'ils adoptent les autres techniques de réalisation, en particulier la construction en encorbellement qui leur permettra d'exécuter des ouvrages de dimensions imposantes.

I.6 LES PONTS MODERNES EN ACIER

L'amélioration, au fil des décennies, de la qualité et de la régularité de fabrication de l'acier, jointe à une augmentation du coût de la main-d'œuvre, a conduit à une évolution sensible des types d'ouvrages. Les poutres à âmes pleines se sont progressivement substituées aux poutres triangulées, à l'inverse de ce qui s'était produit au milieu du XIXe siècle. A l'origine, les assemblages étaient réalisés par boulonnage. Rapidement, le rivetage a remplacé le boulonnage puis, peu avant la dernière guerre mondiale, la soudure a commencé à faire son apparition. De nombreux accidents ont limité le développement de cette technique : les soudures étaient cassantes par temps froid (rupture fragile). Des recherches technologiques poussées ont permis de résoudre ces difficultés et la soudure a, de nos jours, complètement supplanté le rivetage. Un autre mode d'assemblage, par boulons à haute résistance, s'est également développé : il consiste à employer des boulons en acier à haute limite d'élasticité, comprimant les pièces à assembler par un serrage contrôlé, et assurant la résistance de l'assemblage par frottement des pièces l'une sur l'autre. L'allégement progressif des tabliers a rendu nécessaire celui de leur couverture, c'est-à-dire de l'élément qui porte la chaussée. Dans les premiers ponts métalliques, la couverture était en bois, en maçonnerie (voûtains de briques appuyés sur les pièces du pont) ou en tôles embouties. De nos jours, on ne rencontre pratiquement que deux types de couvertures : la dalle en béton armé, solidarisée aux poutres en acier par l'intermédiaire de connecteurs, et qui participe à la résistance d'ensemble du tablier à la flexion, et la dalle orthotrope.

Cette dernière est constituée par une tôle de 12 à 14mm d'épaisseur, raidie dans les deux directions : transversalement par des poutres appelées pièces de pont et longitudinalement par des raidisseurs soudés ou longerons. Les ponts comportant une dalle de couverture en béton armé sont appelés ossatures mixtes : leur domaine d'emploi, en dehors des ponts à câbles, va jusqu'à 90 m de portée en travées indépendantes et bien au-delà en travées continues. Les tabliers à dalle orthotrope ne sont économiques que pour des très grandes portées. Citons l'élégant viaduc de Martigues en France, pont à béquilles présentant une portée de 210 m, et la travée centrale du pont de Rio Niteroi au Brésil, avec la portée record de 300 m.

I.7 LES PONTS SUSPENDUS

Dès le début du XIX siècle, de nombreux ingénieurs crurent trouver une solution particulièrement économique pour franchir les grandes brèches. Les premiers ponts suspendus virent le jour, avec un tablier en bois et une suspension constituée de câbles ou de chaînes de fer forgé. En 1826, le pont de la Menai, en Angleterre, franchissait déjà 177 m d'un seul jet. En France, Seguin construisit une centaine de ponts entre 1823 et 1850. L'usage de câbles à fils en fer parallèles permit d'augmenter les portées : pont de Fribourg en Suisse (1834) avec 271 m, et pont de Wheeling sur l'Ohio (1849) avec 308 m. Mais de nombreux accidents, dus à la trop grande souplesse des tabliers en bois et à la corrosion des câbles insuffisamment protégés, conduisirent les ingénieurs européens à considérer les ponts suspendus avec une grande prudence. Le pont suspendu de Brooklyn à Manhattan , projeté par John A. Roebling et construit après sa mort, de 1869 et 1883, par son fils marqua le retour en force des ponts suspendus. Avec une portée de 487 m, il était une fois et demie plus longue que tous les ponts construits jusque-

là. Il avait six voies de circulation et un trottoir ; les quatre câbles principaux furent mis en place suivant une méthode utilisée par la suite pour tous les grands ponts suspendus construits aux États Unis. Pour éviter les incidents résultant d'oscillations provoquées par le vent ou la circulation, une carcasse rigide en acier fut incorporée au tablier sur toute sa longueur.

À l'aube du XXe siècle, les États-Unis se lancèrent dans la construction de ponts suspendus gigantesques. En 1931, le pont George Washington à New York, construit par Ammann, avec une travée centrale de' 1 067 m faisait plus que doubler les portées alors existantes. Six ans plus tard, le pont du Golden Gâte à San Francisco, conçu et construit par Joseph Strauss, portait ce record à 1 280 m. La grande élégance de ses lignes, le site grandiose qu'il marque, l'exploit technique qu'a représenté sa construction ont fait de cet ouvrage le pont le plus célèbre du monde. Bien d'autres ponts suspendus de moindre portée ont également été construits aux États-Unis. Avec une tendance constante à augmenter la finesse du tablier. En 1940 fut achevé le pont de Tacoma dans l'État de Washington, qui présentait un tablier particulièrement élancé. Quelques mois après sa mise en service, il se mit à osciller et à se vriller sous l'effet d'un vent modéré mais constant, jusqu'à son effondrement complet.

Cet accident, qui fit grand bruit dans le monde scientifique de I 'époque, mettait en évidence un phénomène alors inconnu des ingénieurs : l'instabilité aéroélastique des ponts à câbles, c'est-à-dire le couplage entre les mouvements propres du tablier et les effets du vent. Plusieurs ponts, dont le Golden Gate, furent renforcés à la suite de cet accident et tous les ponts construits ultérieurement firent l'objet d'études aérodynamiques très poussées. Dans les ponts suspendus récents, le tablier métallique à dalle orthotrope, dont la section transversale est testée en soufflerie comme une aile d'avion, a remplacé le tablier en treillis.

La suprématie de la technique britannique dans le domaine des ponts suspendus est consacrée par la construction du pont sur la Severn (1966), du premier pont d'Istanbul (Turquie) (1973) et surtout du pont sur la Humber, achevé en 1980, dont la portée centrale de 1 410 m constitue le record mondial actuel. Ce record n'est que provisoire car le Japon s'est lancé, depuis quelques années, dans la construction d'un projet grandiose : relier les îles Honshû et Shikoku par trois itinéraires parallèles, grâce à vingt ponts de grande portée, dont la plus importante mesurera 1 990 m, la longueur cumulée de ces ouvrages atteignant 30 km.

Enfin, de nombreuses études ont déjà été menées pour la construction d'un pont suspendu franchissant le détroit de Messine en Italie par une portée principale de l'ordre de 3 000 m.

I.8 LES PONTS A HAUBANS

Le principe des ponts à haubans est aussi ancien que celui des ponts suspendus, mais ce type d'ouvrage ne commença à être réellement développé que durant la première moitié du XX^{e} siècle, notamment en France, avec les ponts conçus par Gisclard et le pont de Lézardrieux (Côtes-du-Nord) qui fut transformé, en 1924, de pont suspendu en pont à haubans sans interruption de la circulation. Citons également, à titre de curiosité, le remarquable pont transbordeur de Marseille construit en 1889 par Arnodin et, hélas, détruit pendant la Seconde Guerre mondiale. Ce n'est qu'après cette guerre que les ponts à haubans acquirent leurs lettres

de noblesse. Les premières réalisations importantes virent le jour en Allemagne, avec les trois ponts de Düsseldorf construits dans les années 1950.

Les premiers ponts à haubans comportaient un tablier métallique de façon à diminuer le poids. Mais l'ingénieur italien Morandi réalisa plusieurs ouvrages haubanés avec tablier en béton, dont le plus important est celui de Macaraibo au Venezuela, avec plusieurs travées de 235 m. Les ponts à haubans de la première génération étaient caractérisés par un tablier épais (donc rigide) et un faible nombre de haubans. La France semblait se tenir frileusement à l'écart du développement de cette technique lorsque, presque simultanément au milieu des années 1970, deux ouvrages remarquables viendront battre le record mondial de portée dans leur catégorie : le pont de Saint-Nazaire en Loire-Atlantique, à tablier métallique, avec une portée de 404 m, et le pont de Brotonne, en Seine-Maritime, à tablier en béton, avec une portée de 320 m. Cette dernière marque, dans le domaine des ponts haubanés à tablier en béton, une étape décisive.

Tous les records sont temporaires : le développement des ponts à haubans ne fait que s’accélérer sur tous les continents car, en évitant la construction d'énormes massifs d’ancrage, ils font reculer le domaine d'emploi économique des ponts suspendus. Ainsi, en France, la construction du pont de Normandie, sur la Seine, avec un tablier principalement métallique dans la travée centrale de 865 m de longueur, est en voie d'achèvement et les travaux du pont Tatara (avec 890 m de portée centrale) ont débuté au Japon.



II. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE



II.1 INTRODUCTION

Avant d'entamer la conception de n'importe quel pont routier, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. C'est ce qu'on va aborder dans ce chapitre.

II.2 PRÉSENTATION DU PROJET

II.2.1 OBJECTIF ET SITUATION DU PROJET

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude de l'ouvrage d'art 23/1 qui est situé dans le tronçon 5 de la pénétrante qui relie le port de Skikda à l'autoroute Est-Ouest, au niveau du PK 23+370, l'objectif visé par ce projet est de faire l'étude complète d'un pont, en passant par la note d'hypothèse, la conception et le calcul des différents éléments de l'ouvrage, qui s'étale sur une longueur de 190 m assure le franchissement de l'Oued SAF-SAF dans la wilaya de SKIKDA.

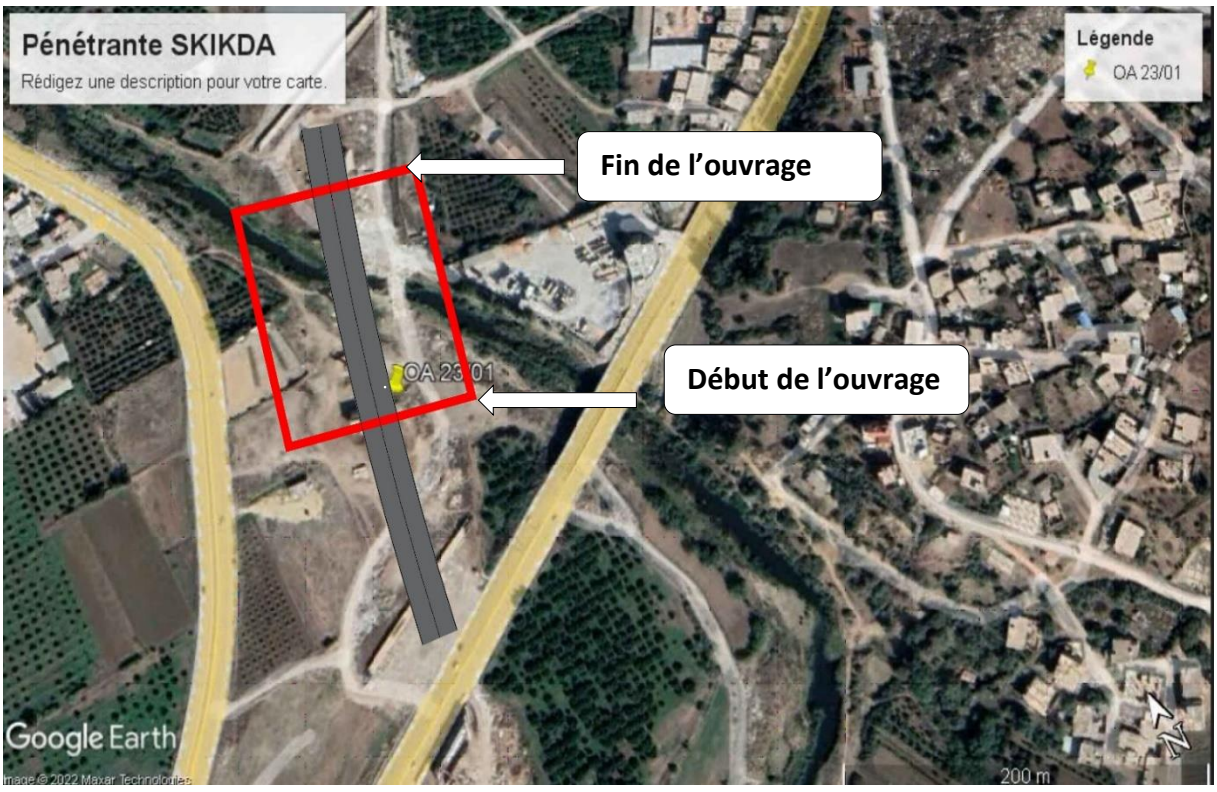


Figure II-1: Implantation de l'ouvrage sur l'OUED SAF-SAF

II.2.2 OBSTACLES A FRANCHIR

L'ouvrage d'art fait la traversée d'une partie de la plaine alluviale de ~~d~~ l'Oued SAFSAF. La section de traversée présente des rives pratiquement symétriques et une zone centrale aplatie de l'ordre de 140 mètres de largeur (le lit majeur de l'oued).



Figure II-2: Vue panoramique du site au droit de la traversée

II.3 DONNÉES DU PROJET

Cette partie traite et rassemble de manière aussi exhaustive que possible les différentes données ou contraintes du projet d'ouvrage d'art, en les classant dans les catégories suivantes :

- **Les données administratives :** destinées à définir le cadre administratif et réglementaire dans lequel se situe le projet, en particulier les délais et les contraintes de financement de l'opération qui en général sont du ressort du maitre de l'ouvrage.
- **Les données fonctionnelles** : qui constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement, elles intègrent les données d'exploitation, en service et en construction.
- **Les données naturelles :** qui rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influant directement sur sa conception.
- **Les données d'Environnement :** qui rassemblent les spécificités écologiques du site, qui font partie de l'**É**tude d'**I**mpact sur l'**E**nvironnement (E.I.E) du projet dans sa globalité.
- **Les données architecturales et paysagères** qui mettent en évidence la qualité du site.
- **Les données de gestion** qui traduisent la sensibilité de l'ouvrage aux opérations de surveillance, d'entretien ou de réparation.

II.3.1 Les données fonctionnelles

II.3.1.1 TRACE EN PLAN

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. Et pour l'ouvrage 23/1 il s'agit d'un pont routier constitué de deux (02) tabliers disjoints de 191.00 ml il est légèrement courbé d'un rayon constant de 2000.00 m, les coupes transversales des tabliers sont identiques, chacun portant un sens de circulation.

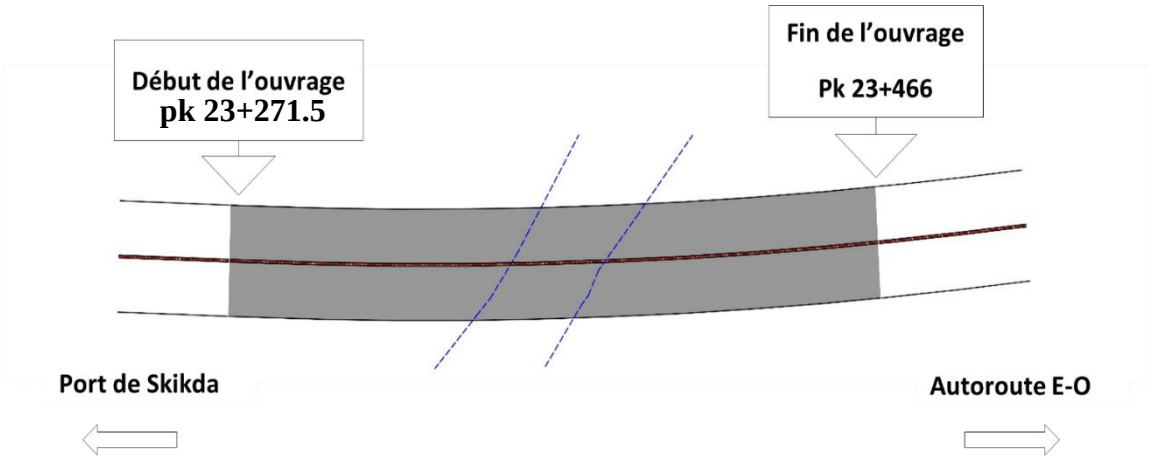


Figure II-3: Tracé en plan.

II.3.1.2 LE PROFIL EN LONG

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles.

L'ouvrage est un pont courbé de rayon 2000.00 m qui commence au **PK23+271.5** a la côte de **66.60 m**, la ligne d'environ 194 m s'achève au **PK23+466** a la côte de **67.30 m**.

Longitudinalement, au niveau du profil en long le tracé de la voie routière présente une faible pente de 0.5%.

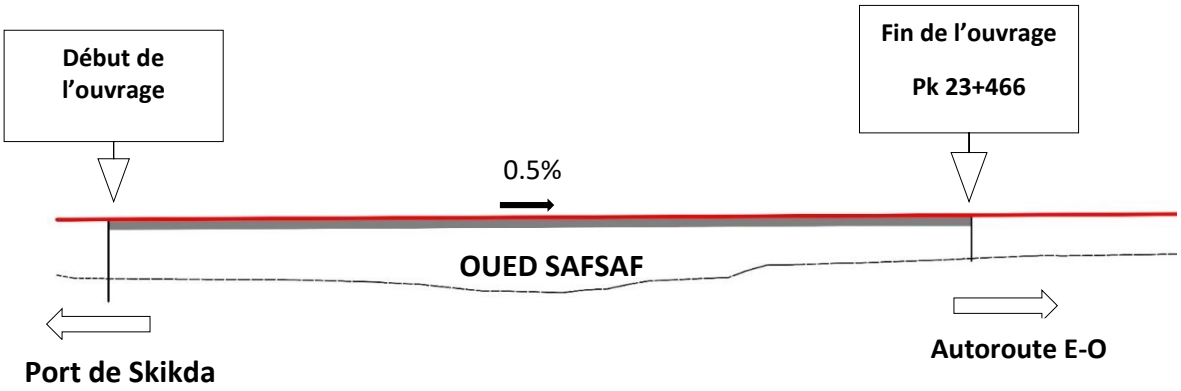


Figure II-4: Profil en long

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.
Le profil en travers de notre chaussée est défini par deux tabliers séparés, la largeur de chaque tablier est de 11.25m et comporte :

- Deux voies de circulation de 3.50 m de largeur pour chacune.
- Une bande d'arrêts d'urgence (BAU) de 2.25m de largeur.
- Une bande de guidage de 0.50 m de largeur (cette sur-largeur structurelle de chaussée supporte le marquage de rive).
- Deux barrières (glissières de sécurité) de 0.75m (la circulation piétonne n'est pas autorisée sur les autoroutes ou routes express et aucune disposition particulière n'est prévue).

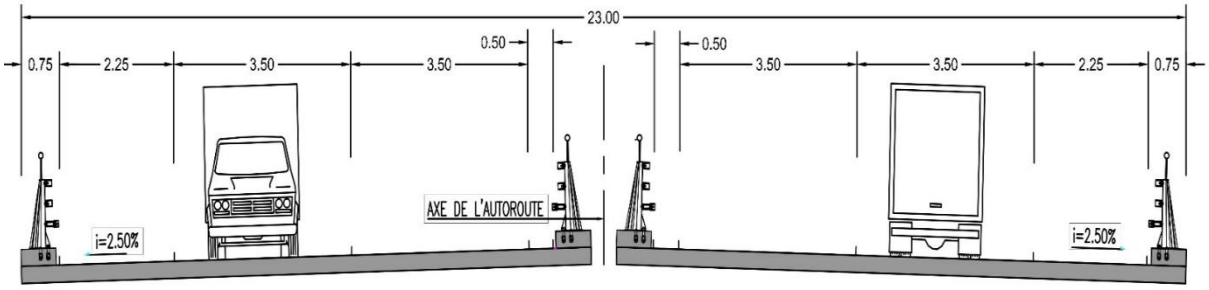


Figure II.3 : Profil en travers.

II.3.2 LES DONNÉES NATURELLES

II.3.2.1 TOPOGRAPHIE

D'après le levé topographique et les photos satellitaires, on considère que le projet est implanté dans une zone plate avec un passage sur l'OUED SAF-SAF, avant le rejet en mer.



Figure II-5: Photos satellitaires de la zone du projet

II.3.2.2 GEOTECHNIQUE

Ces données sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance géotechnique qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel et son sous-sol, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le niveau possible d'ancrage des fondations.

Enfin, la reconnaissance géotechnique donne des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrées :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante)
- Paramètres rhéologiques (pour le problème de tassement et de fluage, ou bien de liquéfaction des sols)
- Compacité (pour les problèmes éventuels de tassements)
- Perméabilité (pour les problèmes de rabattement de la nappe lors des d'épuisements ou des bétonnages dans les fouilles).

❖ **Essais in situ**

Sur le site, on distingue deux types principales des essais :

- Les sondages carottés.
- Les forages pressiométriques aux droits des appuis.

❖ **Essais de laboratoire**

Divers essais mécaniques et chimiques seront exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche γd (t/m3).
- Essai à la compression simple RC (bar, kg/cm², MPA).
- Analyse chimique sommaire (teneur en carbonates, teneur en insolubles, teneur en sulfates).
- Analyse des eaux de la nappe en cas de milieu agressif.

II.3.2.3 ETUDE HYDRAULIQUE

L'analyse de la contrainte hydraulique de l'ouvrage a fait l'objet d'une étude hydrologique-hydraulique lors de l'élaboration du dossier **APD**[1], ce qui a permis d'arrêter le **N**iveau des **P**lus **H**autes **E**aux NPHE de **l'oued SAF/SAF, sachant que l'oued draine un bassin versant de plus de 1200 km²** au droit de l'ouvrage.

Afin de pouvoir positionner le niveau de la ligne rouge de notre ouvrage en continuité avec le tracé de route de part et d'autre des culées, nous avons extrait certaines données de base de cette étude à savoir :

- Le calcul hydraulique a été fait pour une **crue centennale, avec une période de retour de 100 ans** ;
- Le calcul donne un **débit centennal de 1023m^3/s,** donnant une surface mouillée en amont du profil en travers au droit de l'ouvrage à la côte 55.80 m, avec un tirant d'air de **7.70 m valeurs supérieure à 1.00 m valeur inferieure ;**
- Au droit de la section de l'ouvrage d'art la profondeur maximale de l'eau dans le **lit mineur est de 6.20 m, et dans le lit majeur est de 3.00 m.**
- Les **vitesses d'eau sont d'environ de 2m/s au lit mineur, et inferieur à 1m/s dans le lit majeur** de l'oued au droit de l'ouvrage (ceci nous permettra de prendre toutes les dispositions pour protéger les fondations de notre ouvrage, ainsi que les remblais aux droit des culées contre les éventuels affouillements.

[1] **APD : Avant-Projet Détaillé**

II.3.2.4 SISMICITE DU SITE

L'ouvrage d'art est situé dans la wilaya de Skikda, selon **RPOA2008**[2] on peut tirer les informations suivantes :

- C'est une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**) ;
- Les ponts est de **groupe 2** (Pont)[3].
- Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est **A=0.20** d'après le tableau de RPOA2008 (**Tableau I.1**)

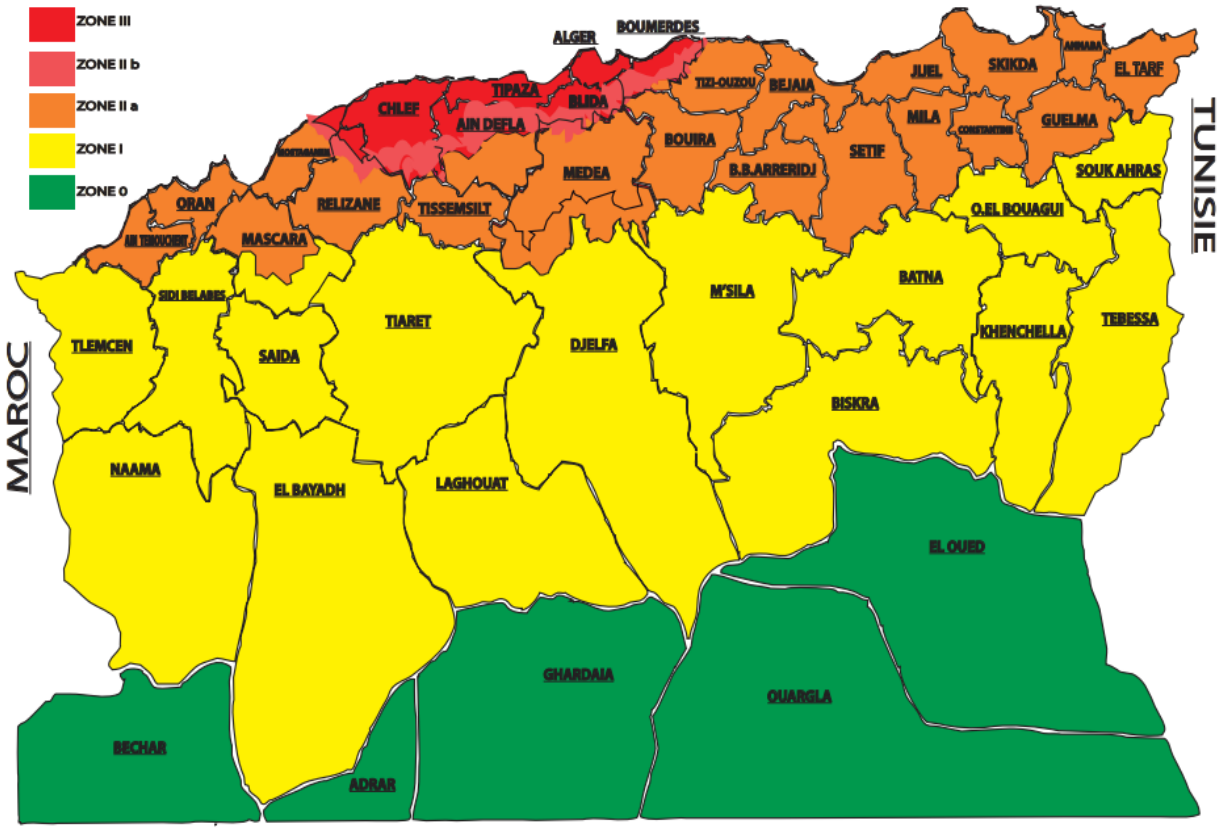


Figure II-6: La carte de zoning sismique de l'Algérie (RPOA2008).

[2] **Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (Règlementation Algérienne Année 2008 de mise en application)**

[3] **Les ouvrages d'art (les ponts et les viaducs) sont considérés comme une partie du groupe de pont (2) car ils assurent la liaison des réseaux routiers.**

Tableau II-1: Les coefficients d'accélération des zones suivant 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.3.2.5 LA TEMPERATURE

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul surtout au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui, la température de la wilaya de Skikda varie généralement de 9°C à 29°C et est rarement inférieure à 5°C ou supérieure à 33°.

II.3.2.6 LA NEIGE

Skikda est une ville côtière donc les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul.

II.3.2.7 LE VENT

Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

II.3.2.8 L'HUMIDITE

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à70%. La présence de poussière et d'autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène.

La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribuée dans l'accélération des processus de la corrosion, la température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation, Pour la région de Skikda l'humidité relative moyenne est de 75%.

II.4 CONCLUSION

Un ouvrage projeté, sert à franchir l'obstacle naturel (dans notre cas l'oued SAF SAF) que rencontre notre route de circulation **(la pénétrante qui relie le port de Skikda à l'autoroute Est-Ouest**), dans ce chapitre nous avons présenté la situation géographique du projet ainsi que l'obstacle à franchir, les données naturelles et fonctionnelles, Afin de pouvoir faire la conception la mieux adaptée à notre ouvrage.



III. PRÉSENTATION DES VARIANTES



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 durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle : Ceci commence par la collecte de toutes les informations qui concernent le projet (profil en long, nature du terrain, les obstacles présents,), Ce point a été bien expliqué dans le chapitre précèdent.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques : En générale on choisit la solution la plus économique tout en respectant les exigences esthétiques et techniques du projet, c'est le point que nous allons aborder dans ce chapitre.
- L'étude de détail de la solution retenue et qui fera l'objet d'une étude objet de notre projet de fin d'études.

❖ **Les points essentiels du choix du type d'ouvrage** :

La détermination des variantes proposées est le fruit d'une réflexion de l'ingénieur concepteur afin d'avoir le comportement optimal de l'ouvrage par rapport aux éléments qui influencent le choix de la conception et qui sont :

- Le profil en long.
- La nature du terrain.
- Les conditions aux sites.
- La position possible pour les appuis.
- Portée de l'ouvrage.
- Délais de réalisation.
- Durée de l'utilisation.
- Le coût de réalisation.

Après une analyse de ces facteurs et à l'aide les données naturelles et fonctionnelles, nous avons proposés les 03 trois variantes suivantes :

➢ **Variante 01 :**

Pont à poutres précontraintes de type VIPP (**V**iaduc à travées **I**ndépendantes à **P**outres **P**réfabriquées **P**récontraintes par post-tension) ;

➢ **Variante 02 :**

Pont Mixte (Aciers/Béton) à Bipoutres ;

➢ **Variante 03 :**

Pont Voussoirs Construit par encorbellement Successive Coulées sur Place .

III.2 Variante n01 : pont à poutre en béton précontraint par post-tension:

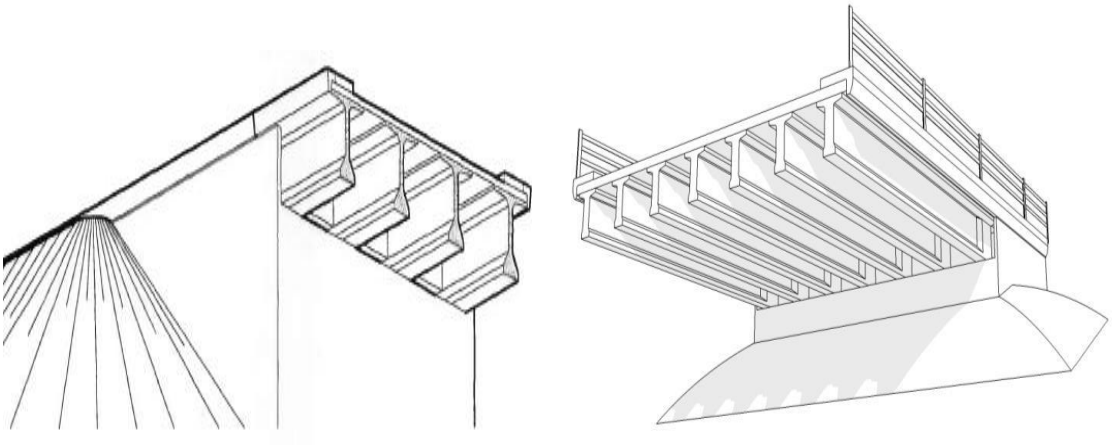


Figure III-1: Morphologie générale d'un pont a poutres en béton précontraint VIPP

- **Étymologie :**

Le mot « précontrainte » crée par E. FREYSSINET. Signifie avant ; Le béton précontrainte est soumis, préalablement à tout charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile, les portées économiques se situent entre 30 à 35m, exceptionnellement jusqu'à 50m.

III.2.1 PRINCIPE DE CONSTRUCTION :

Dans ce procédé les aciers de précontrainte sont tendus après le durcissement du béton. Tout d'abord, les câbles de précontraint sont placés dans le coffrage et enfilés dans des gaines, et ensuite, le béton est coulé. Après le durcissement du béton à 28 jours, on tend les aciers de précontrainte, qui peuvent glisser dans la gaine à l'aide de vérins placés aux extrémités de l'élément en béton et on bloque les câbles à l'aide d'ancrages.

Une fois les aciers tendus et ancrés, on procède à l'injection des gaines avec un coulis de ciment et à l'aide d'une pompe. Lors de l'injection, on remplit tout le vide que l'acier de précontrainte laisse à l'injection de sa gaine de mortier. L'injection permet de créer l'adhérence des aciers de précontrainte au béton par l'intermédiaire de la gaine. Parfois dans certaines applications, les gaines ne sont pas injectées c'est le cas, par exemple, des câbles de précontraintes extérieurs. Dans ce dernier cas, la force de précontrainte est transmise aux ancrages car il n'y a pas d'adhérence entre les deux matériaux.

III.2.2 DOMAINE D'EMPLOI :

La gamme des portées envisageables est courte (entre 30m et 45m), Au-delà de cet intervalle la solution ne sera plus rentable puisque si on dépasse, les 45 m, les poutres deviennent trop lourdes, et si on fait des portées moins de 30m les poutres à la précontrainte par adhérence sera plus économique (la pré-tension).

III.2.3 IMPLANTATION DE LA VARIANTE 01 :

L'Adoption de cette variante, nous laisse choisir un pont avec 5 travées identiques d'environ 38m, donc une longueur totale d'environ 191m, l'implantation des piles d'une élévation moyenne de 10,5m sont en décalages les unes par rapport aux autres pour éviter le maximum possible d'implanter les piles dans le cours d'eau (le lit mineur de l'oued).

III.2.4 PRE-DIMENSIONNEMENT :

Pour le pré-dimensionnement de cette variante on utilise le guide **P**onts à **P**outres **P**réfabriquées **P**récontraintes par Post-tension (VIPP) SETRA [5] .

III.2.4.1 LES POUTRES :

En partie courante la section de la poutre est constante, Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires d'une part, les âmes comportent souvent des épaississements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

- **Hauteur des poutres :**

L'élancement usuel se situe aux environs du 1/17 de la portée, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis), l'épaisseur du tablier varie donc habituellement de 1,80 m à 2,40 m, lorsque la portée varie de 30 à 40 mètres.

Si des contraintes de gabarit limitent la hauteur disponible, il est possible d'amincir l'ouvrage jusqu'à un élancement qu'il est raisonnable de limiter au 1/20. Une telle possibilité se traduit par une augmentation sensible et rapide de la largeur des talons des poutres, associée à une augmentation de leur poids unitaire et de la quantité de précontrainte.

Dans notre cas il ni y'a pas de limitation vis-à-vis du gabarit

- Pour un béton traditionnel « $\mathbf{f_{c28}}$ **>35 MPa** » : **L/20≤ H ≤ L/17**

Avec : **L** est la longueur de la poutre qui est égale à : **38m**

On obtient donc : **1.90 m ≤ H ≤ 2.24 m**

Vu qu'on n'a pas de limitation vis-à-vis du gabarit on a pris une hauteur de : **2.10 m**

- **Épaisseur des âmes :**

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum dépend du mode de vibration utilisé (externe avec coffrage vibrant ou interne avec vibreur manuel)

[5] **Les guides SETRA réglementation française « Service d'Études Technique des Routes et Autoroutes »**

Et aussi indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres, elle est d'ordre 21 à 25 cm. On adopte une largeur d'âme de l'ordre de : **25cm.**

❖ **La table de compression :**

La largeur de la table de compression dépend de nombreux critères, parfois antagonistes, pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur.

Dans le cas plus fréquent d'un hourdis général coulé par-dessus les poutres, l'épaisseur extrême est aussi faible que possible, mais, en pratique elle ne pourra guère descendre en dessous de 10 cm, dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives.

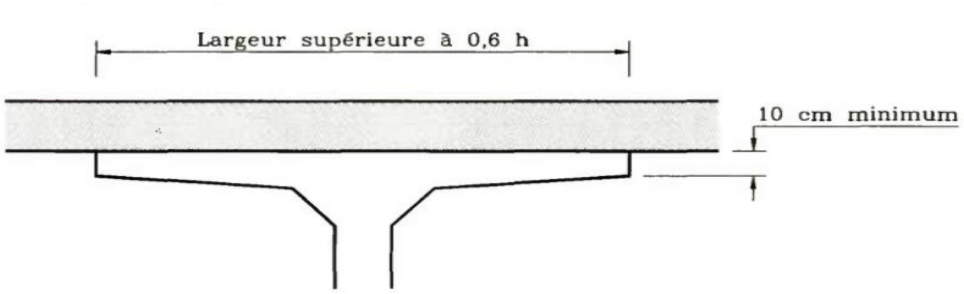


Figure III-2: Table de compression et hourdie général

- **Largeur de la table de compression :** **B > 0,6 x 2,1 m = 1,26 m**, Ce qui nous amène à prendre une largeur de table de compression qui est égale a : **1,30 m.**
- **Épaisseur de la table de compression : e_t** > 10cm ; Ce qui nous amène à prendre une largeur de :**15 cm.**

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui

Joue un triple rôle :

- Facilite, par sa forme, la mise en œuvre du béton ;
- Assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme ;
- Permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de 0,15 m x 0,15 m avec une inclinaison sensiblement égale à 45°.

❖ **Les talons :**

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m, pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m.

La désignation précise de cette dimension pourra être influencée par certains choix sur les unités de précontrainte (puissance et disposition des lits), de telle sorte que les dispositions usuelles d'espacement et d'enrobage soient bien respectées.

La largeur du talon prise est : 0,60 m.

L'épaisseur de la partie verticale du talon est : 0,15m. (Comprise entre 0,10 m et 0,20 m).

❖ **Entraxe des poutres :**

Elle est comprise entre : **1.4m<λ< 2.00m.**

→On a pris un entraxe de : 1,65m.

❖ **Nombre des poutres :**

Tel que : $N= L_a /\lambda+1$ tel que : $N=11,25/1,65+1=7,8$ ➔ **N=7,** avec :

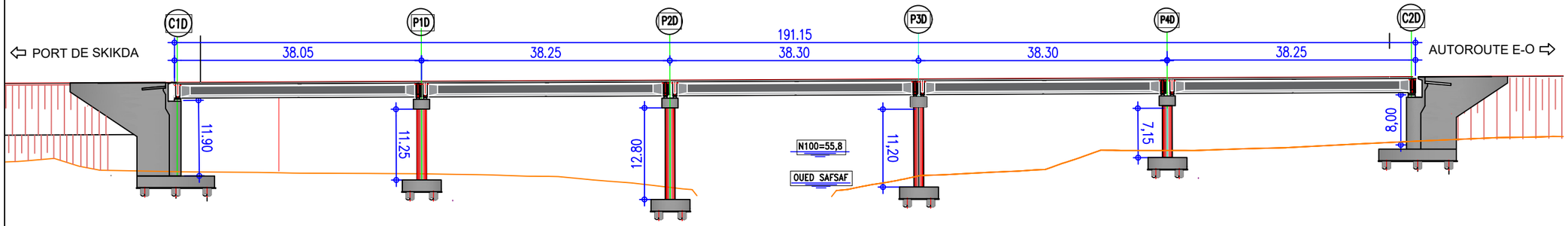
L_a : est la largeur de l'ouvrage.

λ : Entraxe des poutres.

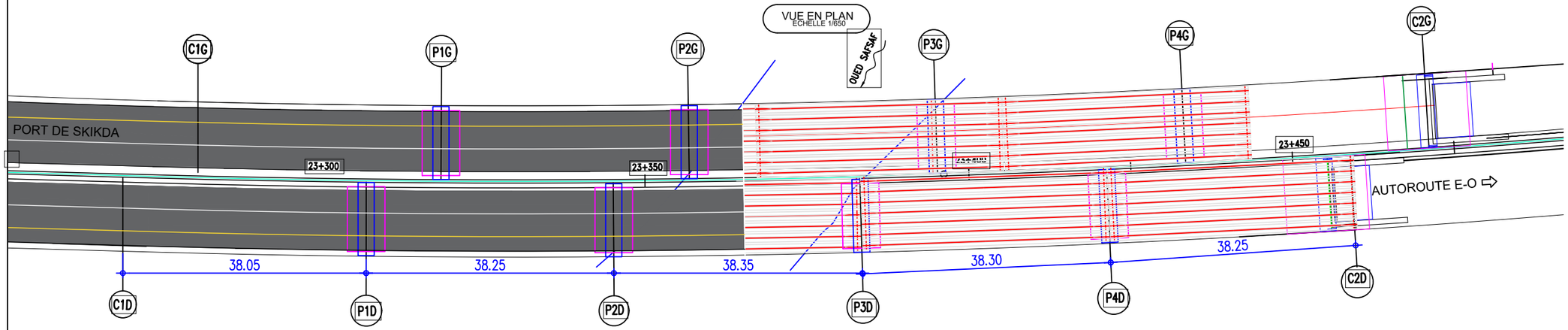
Tableau III-1 Récapitulatif du pré-dimensionnement des poutres

Elément	Symbole	La valur retenue
Hauteur de la poutre	HP	2.10 m
L'épaisseur de la dalle	e	0.30 m
La hauteur totale du tablier	Ht	2.40 m
Entraxe des poutres de rives	λ	1..65m
Nombre des poutres	N	7
Largeur de la table de compression	b	1.30 m
Épaisseur de la table de compression	et	0.15 m
La largeur de talon	Lt	0.60 m
Épaisseur du talon	Et	0.15m
Épaisseur de l'Âme a mi travée	b0	0.25m
Épaisseur de l'Âme en zone intermédiaire	-	0.43 m
Épaisseur Âme en zone d'about	-	0.60 m

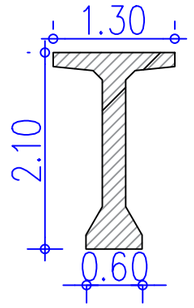
VUE EN ELEVATION DU TABLIER A DROITE
ECHELLE 1/650



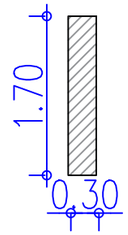
VUE EN PLAN
ECHELLE 1/650



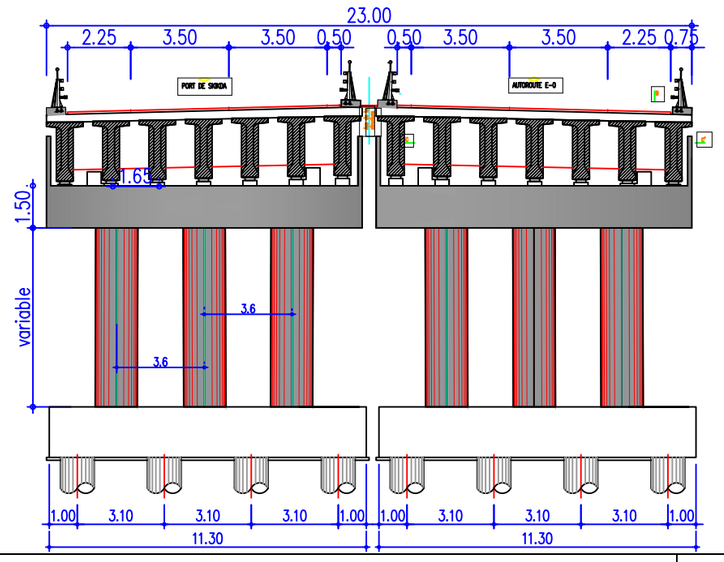
SECTION MEDIANE ECH: 1/60



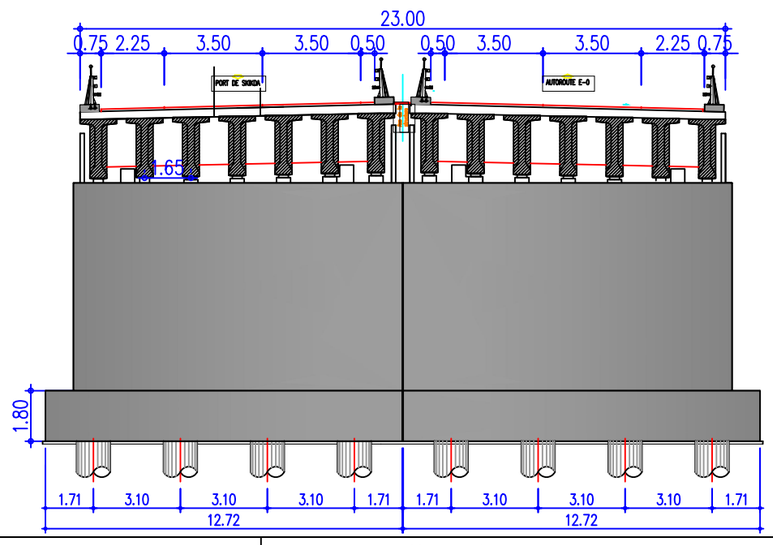
ENTRETOISE ECH: 1/60



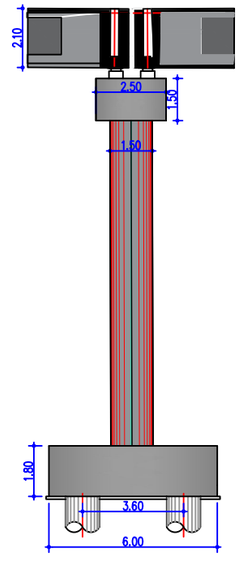
COUPE SUR PILE ECH: 1/200



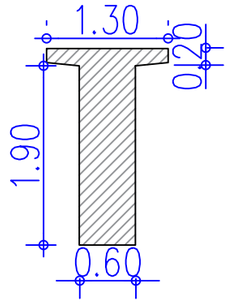
COUPE SUR CULEE ECH 1/200



COUPE LONG SUR LA PILE ECH 1/200



SECTION D'ABOUT ECH: 1/60



Projet fin d'étude :	Variante 1 :	Chapitre III :	Page :	Année Universitaire :
CONCEPTION ET ÉTUDE DE L'OUVRAGE D'ART 23.1 DANS LE CADRE DU PROJET DE LA PENETRANTE RELIANT LE PORT DE SKIKDA A L4AUTOROUTE EST-OUEST.	PONT A POUTRE EN B.P	PRESENTATION DES VARIANTES	22	2021/2022

III.3 VARIANTE 02 : PONT MIXTE ACIER-BÉTON BIPOUTRE À ENTRETOISE

III.3.1 INTRODUCTION

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint éventuellement, 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.

Avec l'association de ces deux matériaux on arrive à un bon rendement fonctionnel et structurel, et par l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques, on exploitera :

- La résistance à la compression du béton pour constituer la dalle ;
- La résistance à la flexion et à la traction de l'acier pour former la poutre.

III.3.2 IMPLANTATION DE LA VARIANTE

Pour l'installation de cette variante, on opte à réaliser un pont avec 3 travées non identiques avec deux travées de rive possédant une même portée de 56 m, et une travée un au milieu de 70 m de longueur, donnant ainsi une longueur totale de 183m. Et pour le système statique on propose de mettre un système hyperstatique, ce qui veut dire que la superstructure est considérée comme une seule poutre reposant sur deux d'appuis intermédiaires dans chaque pile. Minimiser le nombre d'appuis dans le lit de l'oued devient un facteur dominant dans le choix de la variante, il fait économiser au projet le coût de réalisation (éviter les affouillements, l'aménagement du lit de l'oued aux abords des piles et culées).

Si la longueur totale de l'ouvrage est figée dans le cas de franchissement d'une brèche avec trois travées, on applique la répartition la plus favorable des travées schématisées comme suit (recommandations du SETRA) :

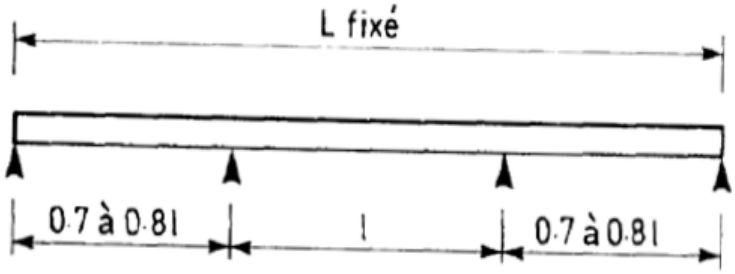


Figure III-3: Schéma des recommandations du SETRA en matière de choix des travées

III.3.3 PRINCIPE DE CONSTRUCTION :

Si les travées sont courtes, I 'ouvrage peut être mis en place par tronçons levés à la grue (dans le cas où le poids de la poutre le permet, avec la disponibilité des moyens de levage). Mais la méthode la plus couramment utilisée est le lancement, elle consiste à assembler les éléments de

la structure métallique sur une aire de montage située dans le prolongement de l'axe du pont à une des deux extrémités de l'ouvrage, ou aux deux.

Une fois que les éléments sont assemblés, la structure est tirée ou poussée dans sa position définitive, si l'ouvrage n'est pas trop-long et l'aire d'assemblage suffisante, une seule phase de lançage suivra une seule phase d'assemblage.

En revanche, s'il est long et l'aire d'assemblage insuffisante, le tablier sera assemblé et lancé en plusieurs phases. L'extrémité du porte-à-faux est en général munie d'un avant-bec qui permet de réduire les efforts dans la structure, d'assurer l'équilibre statique de l'ouvrage et de faciliter l'accostage de l'extrémité.

Le contreventement horizontal de l'ossature doit être assuré jusqu'à ce que la dalle ait été mise en place. Au cours du lancement, chaque section est soumise à des efforts qui peuvent changer de signe d'une phase à l'autre. Ainsi, il faut considérer toutes les étapes de lancement pour pouvoir déterminer de façon précise les enveloppes de sollicitations de montage.
Le schéma ci-après montre le principe adopté pour le lancement de l'ouvrage de franchissement.

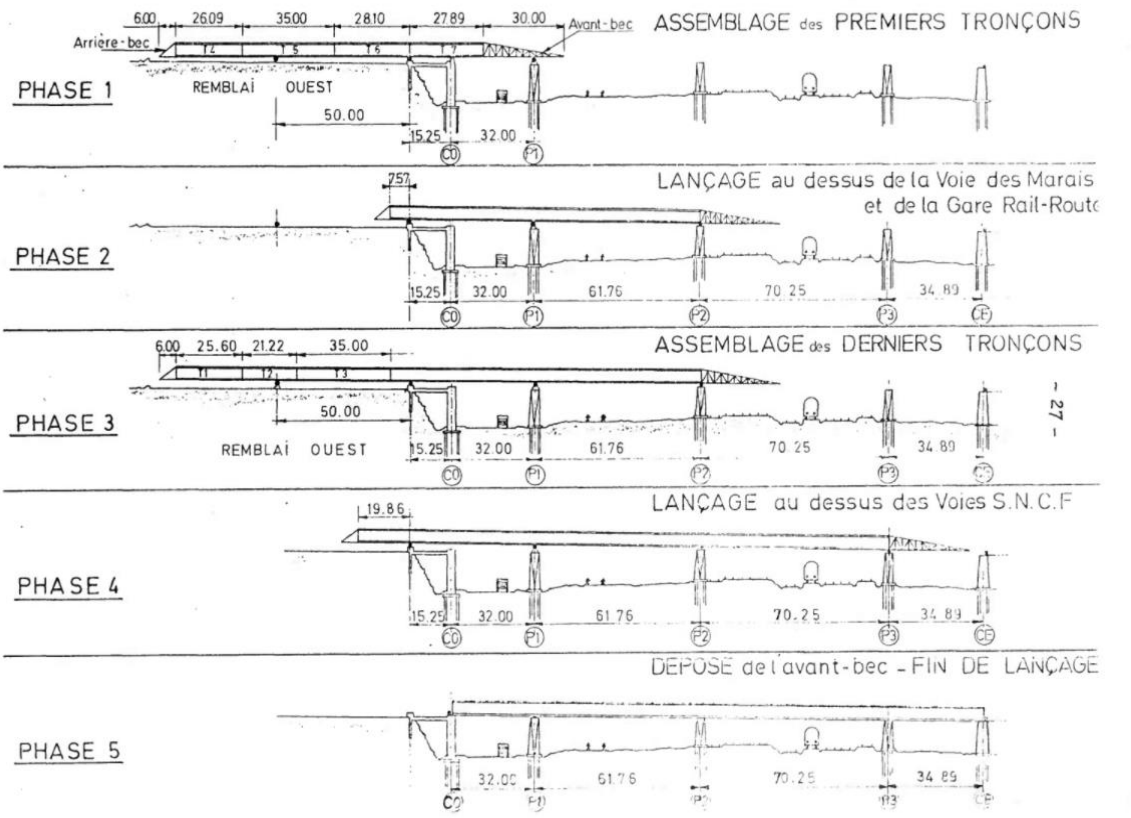


Figure III-2: Schéma du phasage du lancement des poutres de l'ouvrage de franchissement

III.3.4 DOMAINE D'APPLICATION :

Les gammes usuelles des portées de ces ponts varient de 30 m à 110 m environ pour les travées continues et de 25 m à 90 m environ pour les travées indépendantes.

Avant 1970, les tabliers en ossature mixte étaient plutôt de type multi poutres, actuellement ils sont assez systématiques conçues avec seulement deux (02) poutres pour des raisons de simplicité de construction.

Mais les tabliers multi poutres restent intéressantes dans certains cas, si le tablier est plutôt large (au-delà de 13 m environ la solution la plus courante consiste à connecter longitudinalement une dalle en béton (20 cm à 24 cm d'épaisseur) aux 02 poutres transversalement à des pièces de pont espacées de 4 m environ avec des entretoises de liaison, on obtient un pont mixte a pièces de pont avec entretoises.

III.3.5 LE PRE DIMENSIONNEMENT :

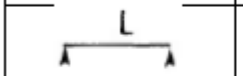
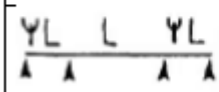
LES POUTRES (PRS : Profilé Reconstitué Soudé) : sont des éléments métalliques de l'ouvrage fabriquées en usine à partir de la tôle d'acier coupées et soudées suivant les profils demandés.

III.3.5.1 ÉLANCEMENT DES POUTRES (PORTEE 56.00 M ET 70.00 M):

Les valeurs optimales de l'élancement indiquées dans le tableau ci-dessous correspondent au rapport optimal des portées de l'ouvrage : 0.65 < Ψ < 0,8 (Document Ponts aciers-béton bipoutres SETRA).

Figure III-3: Recommandation du SETRA dans le choix des travées ouvrage mixte

0,65<ψ<0,80

Schéma	Hauteur Constant	Hauteur variable	
		sur appui :	à mi-travée
	1/22	1/40 à 1/50	1/33
	1/28	1/25	1/40 à 1/50

- L'élancement optimal de la poutre à hauteur constante : **L/28**
- H=L/28=**2,50 m**

Dans le cas d'un pont bipoutre courbe c'est le cas de notre ouvrage, les efforts dans la poutre courbe extérieure sont majorés par rapport à une poutre rectiligne de même portée.

À titre indicatif, pour une travée indépendante circulaire de section indéformable (dans le cas de pont courbe), chargée uniformément dans I' axe de la section, le moment fléchissant au milieu de la poutre extérieure vaut (approximativement)

$$N = \frac{ql^2}{8}(1 + \frac{5l^2}{24R_b})$$

Avec

- L : portée développée du tablier.
- r : rayon de courbure .
- b : distance entre poutres .

Dans notre cas : R_b =2000 m ; et L=70.00 m.

Donc la hauteur de l'âme on la corrige en la multipliant par le rapport $(1 + \frac{5*L^2}{24Rb})$.

Donc Hauteur Corrigée= 2,5m * $(1 + \frac{5*L^2}{24Rb})$= 2,70 m.

III.3.5.2 L'EPAISSEUR DE L'AME DE LA POUTRE :

L'épaisseur minimale de l'âme t_w doit vérifier la condition suivante : $tw \geq 0.005\ h_w$.
On a pris une épaisseur de : t_w=30 mm.
Cette épaisseur d'âme permet d'assurer :

- Un bon usinage avec des cordons de soudures complets (difficultés d'usinage faible épaisseur d'âme) ;
- Éviter les phénomènes de voilement (avec un nombre réduit de raidisseurs) ;

III.3.5.3 LA SEMELLE DE LA POUTRE :

Les semelles des poutres sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions de :

- Résistance.
- Instabilité.

À titre indicatif, pour un ouvrage continu, d'élancement courant et de largeur moyenne 10.00 m, le tableau suivant donne les largeurs des semelles en fonction de la plus grande portée.

Tableau III-2: Caractéristiques des poutres métalliques

portée	largeur de la semelle sup.	largeur de la semelle inf.
< 30	400	500
30 à 50	500	500 - 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1 000

- La largeur de la semelle supérieure **: 600 mm.**
- La Largeur de la semelle inferieure **: 800 mm.**
- Pour l'épaisseur on sait qu'elle doit vérifier la condition suivante **: b/ t < 30**
- Pour l'épaisseur des semelles on a pris la même épaisseur que cette de l'âme donc on a pris : **30 mm.**

III.3.5.4 LA FABRICATION EN USINE DES PRS (PROFILES RECONSTITUES SOUDES)

Les PRS sont fabriqués par soudage de tôles plates entre eux. L'intérêt principal réside dans la possibilité de constituer des profils sur mesure dont les sections peuvent être ajustées au plus près des besoins de résistance ou des contraintes dimensionnelles spécifiques d'un ouvrage. Les possibilités de fabrication sont très variées, dans des formes classiques I ou H ou bien dans des profils particuliers.

- Soit par la section des semelles

Épaisseurs différentes ou variables (tôles profilées en long) ;
Largeurs différentes.

- Soit par la forme :

Âme décentrée ;
Âme trapézoïdale (de largeur variable) ;
Âme cintrée.

III.3.5.5 LA DALLE :

Nous indiquons ci-dessous un ordre de grandeur de 1'épaisseur de la dalle et du pourcentage d'aciers passifs longitudinaux, nécessaires.
La liaison entre la dalle en béton armé et la poutre est assurée par des connecteurs qui empêchent le glissement et le soulèvement éventuels de la dalle (En général on utilise des tiges cylindriques appelée goujons)

Dans le cas d'un ouvrage à entretoises (ce qui est le cas de notre ouvrage) les épaisseurs se donnent à partir du tableau ci-dessous

b	e_m cm	e_p cm	épaisseur constante
5 m	24	28	25
6,00 m	25	30	27

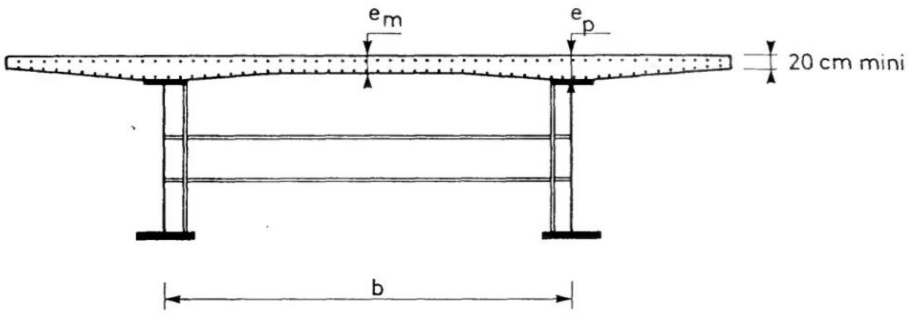


Figure III-4: Détails sur les épaisseurs de la dalle

- L'entraxe de l'ouvrage b est égale a **: 6.00 m .**
- L'épaisseur e_m**=25cm.**
- L'épaisseur E_p**=30cm.**

Tableau III-3: Récapitulatif des caractéristiques de l'ouvrage mixte

Élément	Ratio
Épaisseur de la dalle en béton	**25 cm entre les poutres et aux extrémités**
Hauteur de la poutre	**2,70 m**
Largeur de la semelle	**0,80 m**
Largeur de la semelle	**0.60 m**
Épaisseur de l'âme	**30mm**
Épaisseur de la semelle	**30mm**
Épaisseur de la semelle	**30mm**

III.3.5.6 LES ENTRETOISES ET LES PIECES DE PONT

Si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des entretoises. La dalle dans ce cas peut être d'épaisseur constante ou variable.

Une épaisseur raisonnable de dalle (30 cm au droit des poutres, 25 cm à mi-portée) permet un entraxe des poutres, jusqu'à 7 m ou 8 m et des encorbellements latéraux jusqu'à 3 m, soit une largeur de tablier de 13 m ou 14 m.

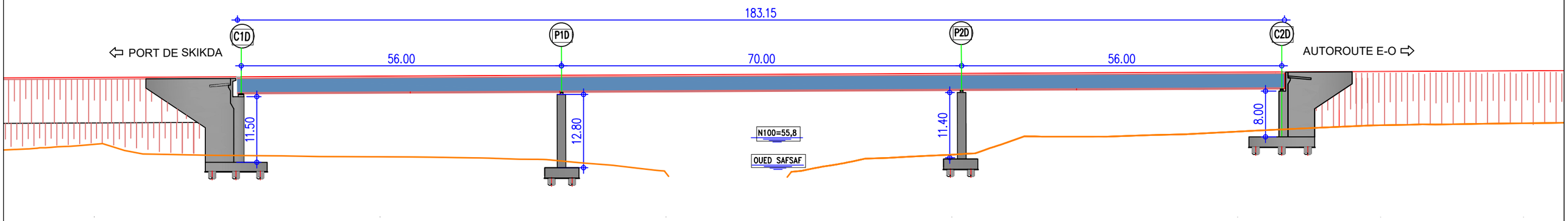
Pour des largeurs plus importantes il est possible de réaliser des dalles avec une précontrainte transversale.

Les entretoises sont espacées de 8 m environ. Elles jouent un rôle important, notamment lors du lancement et du bétonnage du tablier.

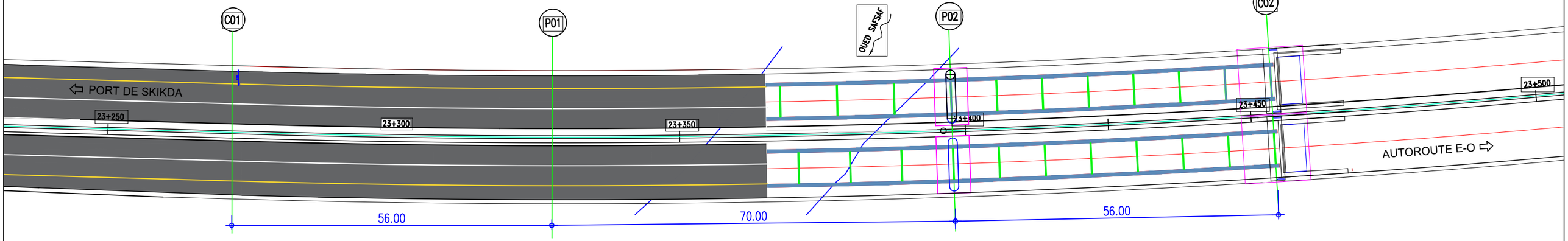
Les mêmes données que pour les pièces de pont sont nécessaires, Leur espacement varie de 6 à 10 mètres en fonction du risque de flambement latéral des membrures comprimées.

Au stade du pré-dimensionnement, on pourra prévoir un IPE 600 pour les entretoises et les pièces de ponts.

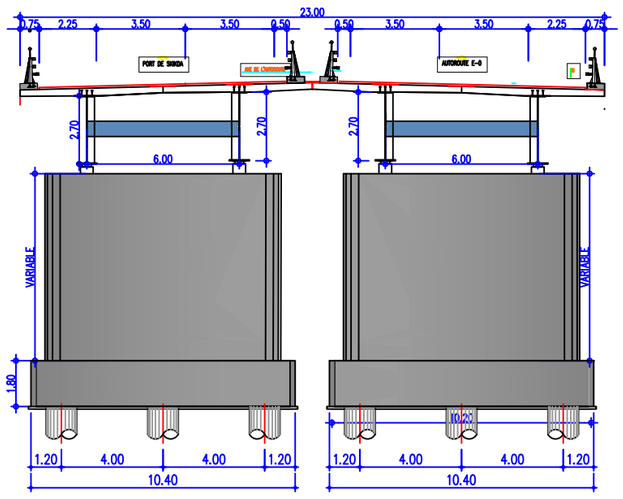
VUE EN ELEVATION DU TABLIER A DROITE ECH: 1/650



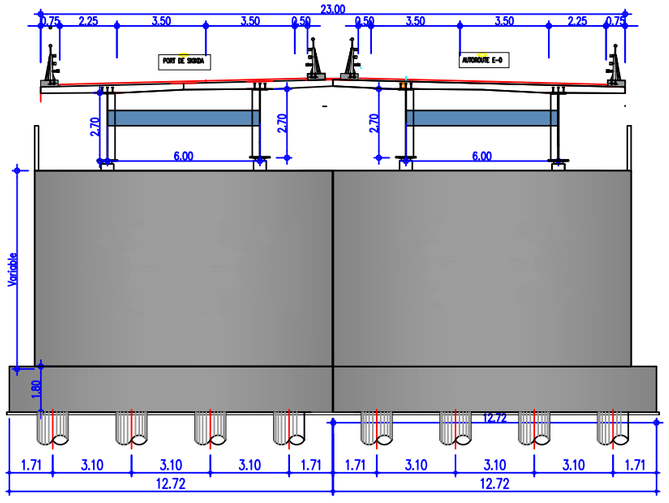
VUE EN PLAN ECH: 1/650



COUPE SUR PILE ECH 1/240

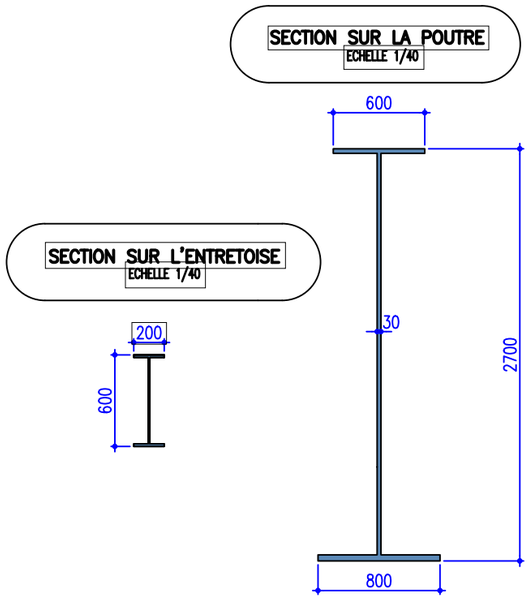


COUPE SUR CULEE ECH 1/240



SECTION SUR LA POUTRE
ECHELLE 1/40

SECTION SUR L'ENTRETOISE
ECHELLE 1/40



Projet fin d'étude :	Variante :	Chapitre III :	Page :	Année Universitaire :
CONCEPTION ET ÉTUDE DE L'OUVRAGE D'ART 23.1 DANS LE CADRE DE LA PENETRANTE RELIANT LE PORT DE SKIKDA A L'AUTOROUTE EST-OEUST	PONT MIXTE BI-POUTRE	PRESENTATION DES VARIANTS	29	2021/2022

III.4 VARIANTE 3 : « PONT VOUSSOIR EN BÉTON PRÉCONTRAINTE CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIVE »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage au sol, 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 mise en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents.

Les ponts voussoirs construits par encorbellement successif, permettent d'atteindre des longueurs de portées importantes de l'ordre de 150 m, cette technique peut être employée sans problème majeur jusqu'à 200 m.

Pour des longueurs de travées inférieures à 65/70 m on opte pour une hauteur de voussoir constante. Au-delà de ces valeurs 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 décroissante de piles vers la clef.

III.4.1 CONCEPTION LONGITUDINALE

Dans cette variante notre choix est allé vers un pont voussoirs à hauteur variable coulés sur place composé d'une travée principale de 82 m et deux travées de rives de 50 m (≈0.6 L) ce qui nous donne une longueur totale de 182 m (voir plan d'ensemble de la variant 3).

III.4.1.1 DECOUPAGE DES VOUSSOIRS SELON SETRA

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

Tableau III-4: Récapitulation de découpage de voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenue
Voussoirs sur piles	**Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 7 et 10 m.**	**7m**
Voussoirs de clavages	**Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1,5 à 3 m.**	**3m**
Voussoirs courants	**La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voir 5m, suivant les ouvrages**	**4.5m**
Partie coulée sur cintre	**≥ 0.05L**	**7.5 m**

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : N = 39 et 02 voussoirs sur pile, et 03 voussoirs de clavage, 32 voussoirs courants, et 02 voussoirs sur culée.

III.4.2 CONCEPTION TRANSVERSALE

- **Choix du type de voussoir**

Pour une largeur de tablier inférieur à 20 m la solution la plus économique est souvent le mono-caisson simple (voussoir à 2 âmes) avec 2 hourdis en dalle pleine.

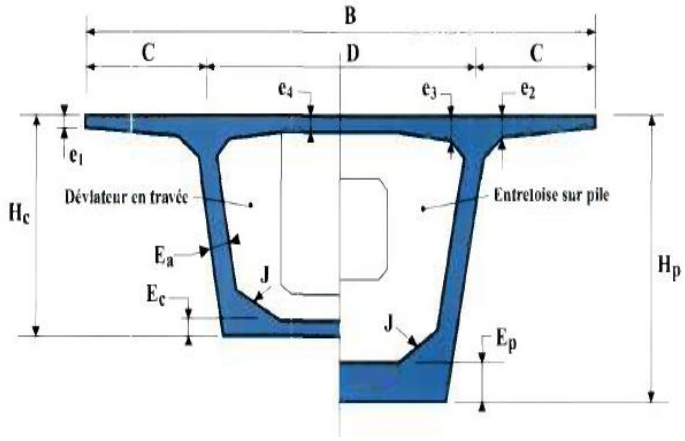


Figure III.4 : Dimensions transversale

- **Pré-dimensionnement du voussoir**

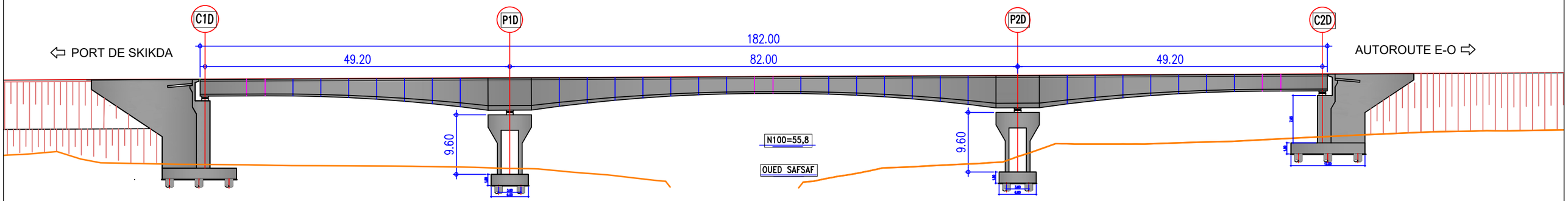
Dans le tableau suivant les formules et les intervalles de chaque paramètre sont extraits du guide SETRA (Ponts en béton précontraint construits en encorbellements successifs/2003)

Tableau III-5: Les dimensions des différentes composantes du V.S.P et du V.S.C[6].

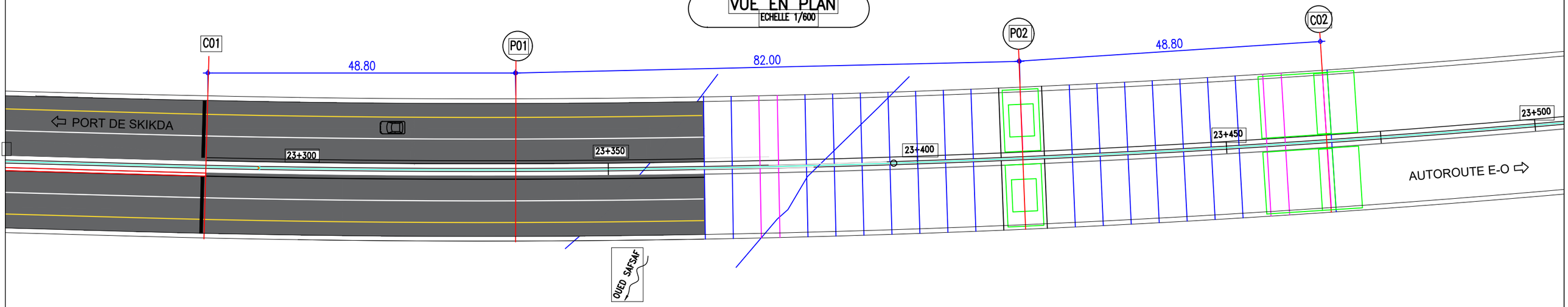
Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir pile	**Sur pile :** $\frac{L}{hp} = 14 + \frac{L}{45}$	520 cm
Hauteur de voussoir à la clef	**A la clef :** $\frac{L}{hc} = 19 + \frac{L}{7}$	270 cm
Loi de la variation parabolique	$H(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c).\left(\frac{X}{l}\right) + (h_p - h_c).\left(\frac{X}{l}\right)^2$	
Largeur de voussoir	**B**	1125 cm
C	**B/4**	281 cm
D	**B – 2C**	563 cm
e1	**e1 ≥ 16 à 18 cm**	25 cm
e2	**C / 8 ≤ e2 ≤ C / 7**	38 cm
e4	**D / 30 ≤ e4 ≤ D / 25**	30 cm
e3	**e3 ≥ e2 – 10 et e3 ≥ 1.5e4**	45 cm
Inclinaison de l'âme	**10% ≤ β ≤ 30%**	10 %
Ea	**Ea ≥ 0.26 + L / 500**	43 cm
Ec	**Ec ≥ 18 à 22 cm**	30 cm
Ep	**35 < Ep < 80 cm**	75 cm
Gossier supérieure	**30° ≤ α ≤ 45°**	30°
Gossier inférieure	**40° ≤ α ≤ 45°**	45°

[6] **V.S.P et du V.S.C : voussoirs sur piles et voussoirs sur culées**

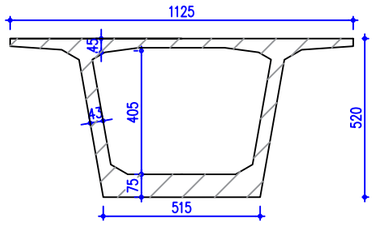
PROFIL EN LONG ECH:1/600



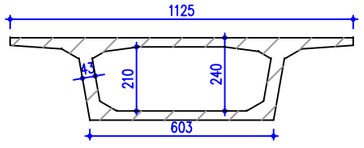
VUE EN PLAN
ECHELLE 1/600



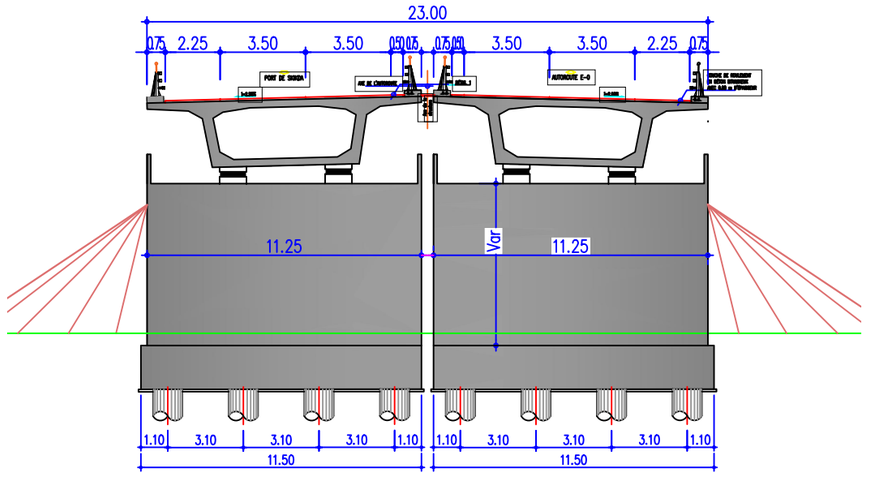
COUPE SUR VSP ECH:1/200



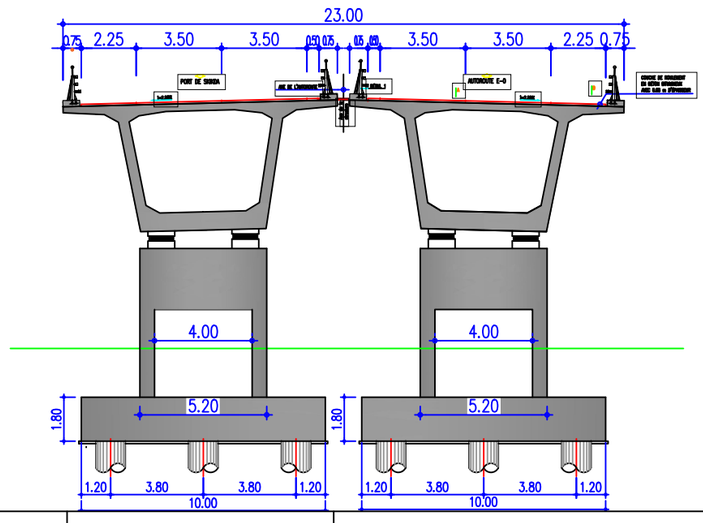
COUPE SUR VSC ECH:1/200



COUPE SUR CULEE ECH: 1/250



COUPE SUR PILE ECH : 1/250



Projet fin d'étude :	Variante :	Chapitre III :	Page :	Année Universitaire :
CONCEPTION ET ÉTUDE DE L'OUVRAGE D'ART 21.1 DANS LE CADRE DE LA PENETRANTE RELIANT LE PORT DE SKIKDA A L'AUTOROUTE EST-OEUST	PONT VOUSSOIRS CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCISSEVE	PRESENTATION DES VARIANTS	32	2021/2022

III.5 LES INCONVÉNIENTS ET LES AVANTAGES DE CHAQUE VARIANTE :

III.5.1 VARIANTE 01 : PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT :

❖ Les avantages :

- Le mode de préfabrication des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier avec toutes les conditions de contrôle donne en général des ouvrages de meilleure qualité ;
- La rapidité d'exécution des travaux de préfabrication ;
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage, en plus elle est indépendante du reste du chantier ;
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois, selon la répétitivité des opérations ;
- La préfabrication des poutres permet d'éviter les grands échafaudages (ouvrages sur cintres) et assure une consommation des coffrages et des étaiements raisonnables ;

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portées allant jusqu'à 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprises entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.

❖ Les inconvénients :

- La nécessité de fabriquer des bétons de qualité en matière de résistance à la compression avant 28 jours ce qui nécessite une technicité élevée du contrôle matériaux (sables, agrégats, ciments, la fabrication et la mise en œuvre) ;
- La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée pour l'exécution de la précontrainte (Pré-tension et Post-tension) en même temps, la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles ;
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et la manutention levage et autres (se répercute sur le délai).

III.5.2 VARIANTE 02 : PONT MIXTE BIPOUTRES :

❖ Les avantages :

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, en raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin les éléments à l'endroit de l'exécution ;
- La rapidité d'exécution globale (diminution des délais et des coûts) ;
- Ne nécessite pas des coffrages et des d'échafaudages importants ;
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines ;
- Des possibilités d'extension et de réparation.

❖ Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion surtout dans des environnements agressifs (air marin, milieux humides) et le phénomène de fatigue dans les assemblages ;
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier ;
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage, Influent beaucoup sur la

répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum.

- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service ;
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Nécessite une surveillance avec visites périodiques.
- Le transport des pièces fabriquées de l'usine de fabrication sur le site difficulté et coût de transport (Alger-Skikda).

III.5.3 VARIANTE 03 : PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIVE.

❖ **Les avantages :**

- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ
- Aspect esthétique très favorable.

❖ **Les inconvénients :**

- La nécessité d'une main-d'œuvre qualifiée.
- Un coût de réalisation assez élevé.
- Le poids du tablier est très important.
- Un entretien très compliqué en cas de grands dégâts (séisme).

III.6 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES VARIANTES :

Variante 01 : *« Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP »*

Tableau III-6: DEVIS DE LA 1ère VARIANTE (Pont à poutres précontraints).

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°01					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (DZD)**	**Montant (DZD)**
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1680,00	55000,00	92400000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	5040,00	2500,00	12600000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	112,00	16000,00	1792000,00
1,4	Recepage des pieux	U	112,00	3700,00	414400,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)					108726400,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	1100,00	1000,00	1100000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	2075,00	17400,00	36105000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	1650,00	18000,00	29700000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	1120,00	18000,00	20160000,00
2,6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	3410,00	25000,00	85250000,00
TOTAL (Poste 2)					172315000,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	630,00	200000,00	126000000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	600,00	200000,00	120000000,00
3,3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	100,00	480000,00	48000000,00
TOTAL(Poste 3)					294000000,00

TOTAL HORS TAXES	**575041400,00**
T V A 19 %	**109257866,00**
TOTAL EN TTC	**684299266,00**
Six cent quatre-vingt-quatre millions deux cent quatre-vingt-dix-neuf mille deux cent soixante-six DZD	

Variante 02 : *« Pont mixte bipoutre »*

Tableau III-7 : DEVIS DE LA 2ème VARIANTE (Pont mixte bipoutres)

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°02

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (DZD)	Montant (DZD)
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1080,00	55000,00	59400000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3240,00	2500,00	8100000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	112,00	16000,00	1792000,00
1,4	Recepage des pieux	U	112,00	3700,00	414400,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)					71226400,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	1 000,00	1000,00	1000000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	1 660,00	17400,00	28884000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	350,00	20000,00	7000000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	1 420,00	20000,00	28400000,00
2,6	Béton RN 35 pour la dalle	M3	1 200,00	25000,00	30000000,00
TOTAL (Poste 2)					95284000,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	277,00	200000,00	55400000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	335,00	200000,00	67000000,00
3,3	acier charpente métallique pour tablier	T	696,00	600000,00	417600000,00
TOTAL(Poste 3)					540000000,00

TOTAL HORS TAXES	706510400,00
T V A 19 %	134236976,00
TOTAL EN TTC	840747376,00
Huit cent quarante millions sept cent quarante-sept mille trois cent soixante-seize DZD	

Variante 03 : *« Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »*

Tableau III-8* DEVIS DE LA 3ème *VARIANTE (Pont par encorbellements successifs)

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°03

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (DZD)	Montant (DZD)
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1080,00	55000,00	59400000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3240,00	2500,00	8100000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	112,00	16000,00	1792000,00
1,4	Recepage des pieux	U	112,00	3700,00	414400,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL (Poste 1)					71226400,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	900,00	1000,00	900 000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	1 400,00	17400,00	24 360 000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	500,00	18000,00	9 000 000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	2 170,00	18000,00	39 060 000,00
2,6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	3 400,00	35000,00	119 000 000,00
TOTAL (Poste 2)					192320000,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour intrastructure	T	610,50	200000,00	122 100 000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	680,00	200000,00	136 000 000,00
3,3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	170,00	550000,00	93 500 000,00
TOTAL(Poste 3)					351 600 000,00

TOTAL HORS TAXES	615146400,00
T V A 19 %	116877816,00
TOTAL EN TTC	732024216,00
Sept cent trente-deux millions vingt-quatre mille deux cent seize DZD	

Nota : les estimations sont à titre sommaire, établis sur la base des prix unitaires appliqués par les entreprises publiques nationales au courant de l'année 2022.

III.7 ANALYSE MULTICRITÈRES

Tableau III-9 : Analyse multicritères

Critère de choix	Economie	Réalisation	Esthétique	Entretien
Variante 1 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	▪ La multiplication du nombre des appuis. ▪ La difficulté de franchir des biais et courbe ▪ Economie de coffrage possible car éléments préfabriqués ▪ Utilisation des gros engins pour le transport et la mise en place.	▪ Maîtrise de la préfabrication des poutres. ▪ Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations. ▪ Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois.	▪ Tablier épais, mal vu du point de vue esthétique	▪ Les ouvrages en béton précontraint, ne nécessitent aucun contrôle
Variante 2 : Pont Mixte Bipoutre	▪ Le coût de l'acier est élevé. ▪ Dépense de transport des pièces. ▪ Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. ▪ Sensibilité au gradient thermique.	▪ Besoins de contrôle strict de qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons). ▪ Besoins des mains d'œuvre qualifiées.	▪ Simplicité des formes. Minceur de la dalle	▪ Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide ce qui demande un entretient fréquent et couteux. ▪ Entretien périodique.
Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs	▪ Accélérer la construction en multipliant les bases de départ. ▪ Réduction et meilleure utilisation des coffrages	▪ On peut atteindre des portées plus grandes. ▪ La facilité de franchir en courbe ▪ L'exécution sans contact avec le sol. ▪ Franchir des vallées très profondes ou accidentées.	▪ Parmi les types des ponts les plus attirant.	▪ La durée d'entretien est plus longue.

III.8 CONCLUSION

Après le pré-dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères on a opté à la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutres en béton précontraint par post tension et qui serait retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres de ce mémoire.

IV. LES HYPOTHÈSES DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION :

Le dimensionnement de notre tablier et ses divers équipements fait appel à plusieurs hypothèses de calcul compte tenu des prescriptions, des guides nationaux et internationaux.

On va présenter dans ce chapitre les matériaux utilisés dans cet ouvrage et on va les définir un par un, en donnant leurs caractéristiques mécaniques et même les normes et les règles du calcul utilisés.

IV.2 NORMES ET RÈGLES 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 ;
Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes
RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
Fascicule 62 -Titre 5 : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
Les Guides SETRA (**S**ervice d'**É**tude **T**echnique des **R**outes et **A**utoroutes).

IV.3 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On va présenter dans ce qui suit les matériaux utilisés dans l'étude de l'ouvrage et on va les définir un par un, en donnant leurs caractéristiques mécaniques et même les normes et les règles du calcul y afférents.

IV.3.1 LES BÉTONS :

Le béton est un matériau artificiel obtenu en mélangeant en proportion convenable suivant une formulation bien définie et de manière homogène :

- Du ciment (liant hydraulique) ;
- Des granulats composés des sables et des graviers de différentes granulométries ;
- Des adjuvants suivant les besoins pour améliorer la qualité du produit fini
- De l'eau .

Matériaux ainsi obtenus doivent résister beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées, et le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m3, avec beaucoup d'exigences en matière de qualité du produit fini.

Les formulations des bétons pour les parties d'ouvrages (superstructure et infrastructure) doivent avoir une masse volumique (densité) de l'ordre : **ɣ=2.5 t/m^3.**

IV.3.1.1 LA RESISTANCE A LA COMPRESSION ET A LA TRACTION :

La résistance à la compression varie avec l'âge (**j)** du béton, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite "valeur caractéristique requise".

On précise que le béton utilisé dans la superstructure est un Béton RN[7]35 et le béton utilise dans l'infrastructure est un Béton RN[8]27.

La résistance caractéristique à la traction à (**j)** jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{tj}=0.6+0.06f_{cj} \text{ MPa} \quad \textbf{(B.A.E.L 91-REV99)}$$

- Béton de la superstructure : f_{c28}**=35 MPa,** f_{t28}=0.6+0.06(35)=**2.70 MPa.**
- Béton de l'infrastructure : f_{c28}=**27MPa,** ft_{28}=0.6+0.06(27) =**2.22 MPa.**

❖ **Contraintes admissibles à l'ELU[9]**

C'est une valeur fixée à l'avance et ne peut pas être dépassée en aucuns points de l'ouvrage **(B.A.E.L 91-REV99 Art A4.3.41).**

$$f_{bu}=\frac{0.85*fc28}{\theta*\gamma_b}$$

f_{bu} représente la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (E.L.U).Avec :

- γb = 1,5 dans le cas général (combinaisons des charges fondamentales).
- γb = 1,15 dans le cas des combinaisons des charges accidentelles (ELA).
- θ = 1 si la combinaison d'actions considérée a une durée d'application supérieure à 24h.
- θ = 0,9 si la durée d'action est comprise entre 1 et 24 h.
- θ = 0,85 si cette durée est inférieure à 1 h.

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas, Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

[7] **RN : Résistance Nominale des Bétons 35 MPA.**

[8] **RN : Résistance Nominale des Bétons 27 MPA.**

[9] **Exigence de non effondrement (état limite ultime)-extrait du recueil « RPOA »**
Après l'occurrence de l'événement sismique de calcul, le pont doit maintenir son intégrité structurale et une résistance résiduelle adéquate, malgré le fait qu'en certaines parties du pont des dommages considérables puissent s'être produits.

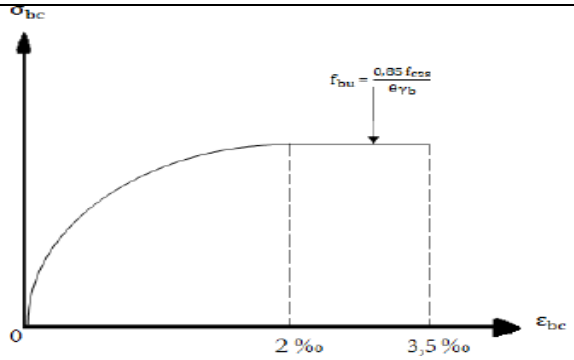


Figure IV-1: Diagramme des Contraintes de déformations du béton à l'ELU

❖ **Contrainte admissible à E.L.S[10]**

La contrainte admissible de compression peut être prise comme suit ;

f_{bc} = 0,60 x f_{28} - K x f_{28} **(BAEL 91 Nouvelle édition 99, Art. A.4.5, 2)** **avec K = 0.02**

IV.3.1.2 DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON

Le module de déformation longitudinale pour le béton est « E_{ij} », il est défini par les règles B.A.E. L comme suite :

IV.3.1.3 MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, et à l'âge de **(j)** jours, le module de déformation instantanée du béton est donné par les règles du BPEL par la relation suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa).}$$

IV.3.1.4 MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE (LONGUE DUREE) :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton à l'âge de **(j)** jours, correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est égale à :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa).}$$

IV.3.1.5 DEFORMATION TRANSVERSALE DU BETON :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

[10] **Il est à noter que, sous l'effet d'un séisme de calcul, (moins intense mais plus fréquent) la structure doit rester dans le domaine élastique (ELS) permettant la reprise des circulations après une courte inspection. Pour les ponts routiers, les critères ELS sont couverts par les critères ELU.**

Avec :

- E : module de Young.
- ν: Coefficient de poisson ;

Ou : ν = 0.2 en zone fissurée (ELU) ,
et 0 en zone non fissurée (ELS.

Tableau IV-1: Récapitulation des Caractéristiques des Bétons

	Superstructure		Infrastructure
Fc28 (MPa)	35		27
Ft28 (MPa)	2.70		2.22
Type de Ciment	CPA 42.5		CPA 42.511
Eij « inst » (MPa)	35981.73		33000
Eij « deff » (MPa)	12103		11100
fbu (MPa)	γb = 1,5	19.83	15.3
fbc (MPa)	γb = 1,15	25.87	19.95

IV.3.2 LES ACIERS :

Les aciers utilisés dans les ponts sont de deux natures différentes, aciers actifs (les aciers de précontraints torons), aciers passifs (les ronds à bétons).

IV.3.2.1 LES ACIERS PASSIFS :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé (les armatures passives ne sont tendues que sous les sollicitations extérieures).

Ce sont les aciers à haute adhérence de nuance Fe E500.

Les aciers sont de nuance 500 et Classe B, les caractéristiques des aciers sont les suivantes :

- Limite d'élasticité garantie : f_e = **500 MPa** ;
- Module d'élasticité E_s = **200000 MPa** ;
- ε_{ek} = **5.0 %** (pour les barres HA) .Valeur garantie de l'allongement sous charge maximale

[11] **En cas de milieu agressif, il est exigé l'utilisation de ciment avec rajout, les exigences normatives du ciment utilisé sont comme suit NF EN 196-1 relatif à la Méthode d'essais des ciments. Partie (01): Détermination des résistances mécaniques**

	Résistance à la compression (MPa) EN 196-1				Retrait-28jrs	Début /prise	Stabilité
	Au jeûne âge		à 28 jours		P 15-433	EN 196-3	EN 196-3
Classe	2 jours	7 jours	mini	maxi	(µm/m)	(min)	(mm)
42,5	≥ 12,5		≥ 42,5	≤ 62,5	≤ 1000	≥ 60	≤ 10

- Cette valeur est de : 5% pour les barres HA , et de : 2% pour les treillis soudés.
- Les Contraintes limites dépendent généralement du type de fissuration à adopter et du cas de situation des sollicitations.

❖ **État limite ultime ELU:**

La contrainte limite ultime de l'acier sera déterminée par la formule suivante :

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

γ_s est un coefficient de sécurité égal à :

- 1,15 cas général
- 1,00 cas de combinaisons accidentelles

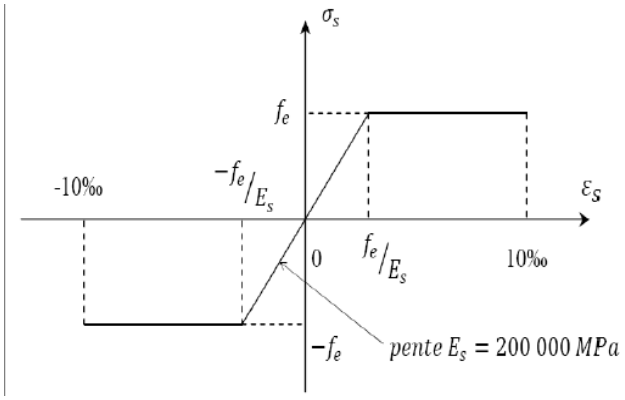


Figure IV-2: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

❖ **État limite de service ELS :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Cas où la fissuration est considérée comme **peu nuisible** pas de limitation de contraintes ;
- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable** (Cas des pièces exposées aux intempéries ou à des condensations et d'humidité).

➢ La contrainte de traction σ_{st} des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} = \text{Max}\{0.5\, f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\}\ (MPa)$$: Barres d'aciers Haute Adhérence (H.A)

avec:

η est un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1.6** Pour les barres à haute adhérence (HA) et files HA de diam> 6 mm ;

- Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable** : (cas des pièces placées en milieu agressif ou des éléments devant assurer une étanchéité)

$$\sigma_{st} = \text{Max}\{0.4\, f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\}\ (MPa)$$

Tableau IV-2: Récapitulation des Aciers passifs

Fissuration	Contrainte limite		superstructure	infrastructure
Peu Nuisible	$\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}$	$\gamma s = 1.15$	434.79	434.79
		$\gamma s = 1$(comb acc)	500	500
Préjudiciable	$\sigma_{st} = Max\{0.5\ f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\}$ (MPa)		252.02	250
Très Préjudiciable	$\sigma_{st} = Max\{0.4\ f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\}$ (MPa)		202.21	200

IV.3.2.2 LES ACIERS DE PRECONTRAINTES (ACTIFS) :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure, ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la norme 10138/6-79[12] par la formule suivante :

σ_{P0} =min (0,8f_{prg} OU 0,9 f_{peg})

avec :

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

- **Caractéristiques mécaniques de l'acier des torons :**
  - Type de câble : **torons de 15.20 mm de diamètre**
  - Résistance ultime : **f_{prg} =1770 MPa**
  - Limite élastique **:** **f_{peg} =1593 MPa**
  - Module d'élasticité **:** **E_p =190000 MPa**
  - Section droite d'un toron : **$A_{p\ 1t}$ =150 mm²**
  - Section droite d'un câble **:** **A_p =1800 mm²**
  - Diamètre des gaines : **ϕ =80 mm**
  - Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures : **$\rho = 2.5\%$ (très faible)[13]**
  - Coefficient de recul d'ancrage : **g=2mm.**
  - **f_{peg} :** limite élastique conventionnelle à **0.1 %.**
  - **f_{prg} :** limite de rupture garantie.

[12] La norme AFNOR 10138/6-79

[13] Les armatures de précontraintes sont classées en 03 groupes
- Basse relaxation (Basse Relaxation) ρ1000h = 5%
- Très basse relaxation (Très Basse Relaxation) ρ1000h = 2%
- Relaxation normale (Relaxation Normale) ρ1000h = 8%

❖ **Classe de justification de la précontrainte :**

Le souci de moduler les exigences vis-à-vis de la non - traction du béton a conduit à distinguer trois classes différentes de vérifications des contraintes.

Classe I (la plus pénalisante) :

Elle n'admet pas les contraintes de traction. Elle concerne les pièces soumises à la traction simple (tirants, parois de réservoir contenant des fluides) et les pièces sollicitées à la fatigue.

Classe II (la plus courante) :

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

Classe III (la moins pénalisante) :

Elle admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes. Elle concerne les pièces en atmosphère peu agressive.

Dans notre cas on travaille dans la **Classe II,** cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures.

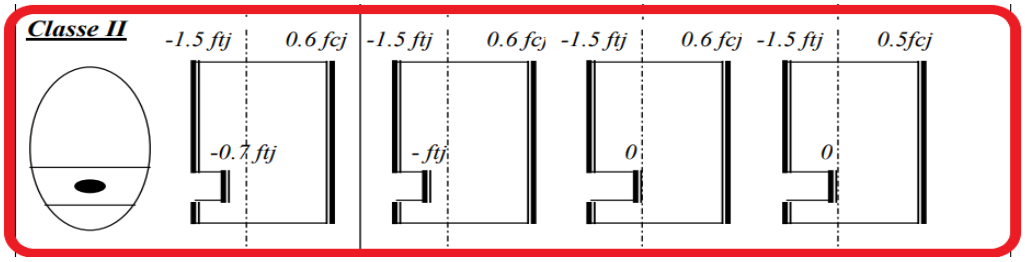


Figure IV-3: Limitation des contraintes dans les sections en béton précontraint

IV.3.2.3 COUCHE DE ROULEMENT

La couche de roulement est constituée de béton bitumineux (BB). Elle doit être employée sur la largeur roulable du tablier du pont.

Caractéristiques du béton bitumineux :

- Épaisseur : **e = 0,08 m.**
- Poids volumique : **ρ = 24 KN/m3.**
- **Caractéristiques de la chape d'étanchéité :**
- Chape d'étanchéité d'épaisseur **e=0.01 m**, densité 24,00 KN/m3 sur une largeur totale de 12,00 m *de tablier*.



V. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES



V.1 INTRODUCTION

Tous les ouvrages d'art subissent des charges tout au long de leur durée de service, ces charges ont une incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage à long terme. il faut connaitre leur influence sur l'ouvrage, leur nature et l'importancede ses charges.

Le présent chapitre est réservé au calcul des charges agissant sur notre pont, ainsi que les surcharges définies par le **RCPR** pour les ponts routiers.

V.2 ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES

V.2.1 CHARGES PERMANENTES (CP) :

V.2.1.1 CALCUL DU POIDS DE LA POUTRE :

Le poids de la poutre est calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{Pp} = \sum \boldsymbol{Li} \times \boldsymbol{\rho i} \times \boldsymbol{Si} \qquad \text{Tel que :}$$

- **Li** : Longueur de la poutre.
- $\boldsymbol{\rho}$**i** : Poids volumique de matériau ($\boldsymbol{\rho}$béton = 25 KN/m^3).
- **Si** : Aire de la section.

$$\mathbf{P_{p.tot}} = 2 \times 2{,}5 \times (1 \times 1.38 + 1.4 \times 1.08 + 16.6 \times 0.82)$$

D'où → $\mathbf{P_{p.tot} = 825.2\ KN.}$

Alors le poids linéaire de la poutre $P_{lp} = \frac{P_{p.tot}}{L} = \frac{82.52}{38} \rightarrow \boldsymbol{P_{lp} = 21.76\ KN/m}$

Donc sur toute la largeur : $P_p = P_{lp} \times 7 = 2.176 \times 7 \rightarrow \boldsymbol{P_p = 152.011\ KN/m}$

V.2.1.2 CALCUL DU POIDS DE LA DALLE :

$$\mathbf{P_{dalle}} = \boldsymbol{\rho i} \times \boldsymbol{V_{dalle}}$$

Tel que : V_{dalle} → Volume de la dalle sur 1 ml.

$$P_{dalle} = 2.5 \times (11.25 \times 0.3 \times 1) \rightarrow \boldsymbol{P_{dalle} = 84.375\ KN/m}$$

Dans notre cas, le coffrage de la dalle est constitué avec de la tôle Métalliques Nervurés de type TN40 d'une épaisseur de 1mm et d'un poids négligeable.

V.2.2 COMPLÉMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP) :

V.2.2.1 CALCUL DU POIDS DU TROTTOIR :

Le poids du trottoir pour un côté : $P_t = Vt \times P_i$

Tel que : Vt →Volume du trottoir sur 1ml.

$$V_t = 0{,}25 \times 0{,}7 \times 1 = 0{,}175\ \text{m}3$$

$$P_t = 0{,}175 \times 2{,}5 \rightarrow P_{lcoté=} 4.375\ \text{KN/ml}$$

Alors pour les deux côtés → **Pt = 8.75 KN/ml.**

V.2.2.2 CALCUL DU POIDS DU REVETEMENT & L'ETANCHEITE :

$$\mathbf{P_{re} = (V_r + V_e) \times \rho_i}$$ Tel que :

- $\boldsymbol{V_r}$ **et** $\boldsymbol{V_e}$: Volumes du revêtement et de l'étanchéité respectivement sur 1ml.
- $\boldsymbol{\rho i}$: Poids volumique du matériau ($\boldsymbol{\rho_{bb}}$ **= 24KN/m^3**) Donc
- $\boldsymbol{P_{re}} = [(0{,}08 \times 9.75 \times 1) + (0{,}01 \times 11.25 \times 1)] \times 2{,}4$ → **Pr=21.42 KN/ml**

V.2.2.3 CALCUL DU POIDS DES CORNICHES :

Les corniches sont en acier de type S275. Leur poids propre est de 0,1t/ml pour chacune. D'où : $\mathbf{P_{corniche}}$ **= 2 KN/ml.**

Tableau V-1: Récapitulatif des charges permanentes

Type de charge	Élément	Poids linéaire (KN/ml)	Poids total (KN)
Charges permanentes (CP)	Poutre	152.011	5776.418
	Dalle	84.375	3206.25
	Entretoise	3.95	150
Complément des charges permanentes (CCP)	Trottoir	8.75	350
	Revêtement & étanchéité	21.42	813.96
	Corniche	2	76
POIDS TOTAL D'UNE TRAVÉE			10372.6

V.3 ÉVALUATION DES CHARGES D'EXPLOITATION :

V.3.1 SYSTEMES DE CHARGES VERTICALES :

D'après le **RCPR** les surcharges routières verticales considérées sont :

- Charges civiles : A(L) (charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) par les coefficients résultants de la classe du pont et du nombre de voies chargées ;
- Charges Bc : Deux camions de 300KN chaqu'un par bande de roulement ;
- Charges Bt : Groupes de deux essieux de 160KN dénommés essieux-tandems ;
- Charges Br : une roue isolée de 100 KN par bande de roulement) ;
- Charge militaire Mc120 (véhicule chenille poids total de 1100 kN) ;
- Charge militaire Me120 (groupe de deux essieux poids total de 660 kN) ;
- Charge exceptionnel D280 (deux remorques supportant chacune 1400 kN) ;
- Charge exceptionnel D240 (une remorque de 2400 kN).

V.3.2 CARACTERISTIQUES DU PONT : (SELON LE RCPR)[13]

- **Largeur roulable (Lr) :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures, Pour notre pont : **Lr =9.75m.**

- **Largeur chargeable (Lc) :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe, pour notre cas Pour notre pont : $\mathbf{L_c = L_r - (0.5\times 2) = 8.75\ m.}$

- **Nombre de voies :**

Par convention, Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

Dans notre cas :

$$\mathbf{N = L_c / 3 \rightarrow N = 8.75/ 3 = 2.91 \rightarrow N = 2\ voies.}$$

Largeur d'une voie

$$\mathbf{V= Lc/N \rightarrow\ V= 8.75/2 \rightarrow\ V= 4.375m.}$$

V.3.3 CLASSE DU PONT :

D'après le **RCPR** les ponts sont rangés en 03 classes suivant leur largeur roulable (Lr).

Tableau V-2: les classes des Ponts Routes

Classe du pont	Description
1ère classe	Lr ≥ 7m
2ème classe	5,50 m < Lr < 7m
3ème classe	Lr ≤ 5,50 m

Dans notre cas la largeur roulable est égale à 9.75 m. Donc le pont est classé en **1ére classe.**

V.3.4 SYSTEME DE CHARGE « A » :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par des coefficients résultants de l'application du tableau 10 (ci-dessous).

La charge A(l), exprimée en kilo-newton par mètre (KN/m^2) carré et donnée en fonction de la longueur chargée, Lc, exprimée en mètres par la formule :

$$\boldsymbol{A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}}$$

Avec :

L : la portée de la travée (L=38m)

Alors : $\boldsymbol{A(l) = 2.30 + \frac{360}{38+12} = 9.5\ kN/m^2}$

[13] **Règles définissants les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.**

Tableau V-3: Les coefficients de A(l)

Nombre de voies		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

➢ Calcul de $\mathbf{A_1}$:

$$A1 = max\begin{cases} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 \times (38) \end{cases} = max\begin{cases} 9.5\ KN/m^2 \\ 3.924\ KN/m^2 \end{cases}$$

Alors : **A1=9.5 KN/m²**

La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient $\mathbf{a_2 = v0/v}$ pour trouver A2 **, a**vec :

- **v :** la largeur d'une voie.
- **v_0 :** valeur donnée par le tableau suivant ;

Tableau V-4: Les valeurs de V0

Classe de pont	v_0
Première classe	3.50 m
Deuxième classe	3.00 m
Troisième classe	2.75 m

- Les résultats de calcul sont résumés dans le ci-après :

Tableau V-5: Les valeurs de la charge A(l)

Nombre de voies	A(L) (t/m2)	a1	A1 (KN/m2)	a2	A(KN/m2)	Largeur/voie (m)	A (KN/ml)
1	9.5	1	9.5	0.8	7.6	4.375	33.25
2	9.5	1	9.5	0.8	7.6	8.75	66.5

V.3.5 SYSTEME DE CHARGE « B » :

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système **Bc** se compose de camions types (300KN).
- Le système **Br** se compose d'une roue isolée (10KN).

- Le système **Bt** se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (160 KN).

Les deux premiers systèmes **Bc, Br** s'applique aux ponts quelle que soit leur classe ; le système **Bt** ne s'applique qu'aux ponts de 1ére et 2éme classe.

Ces convois sont mobiles et les valeurs de charges de ces trois types sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique, δ, qui sera explicité par la suite.

V.3.5.1 SYSTEME DE CHARGE « BC » :

Un camion type du système **Bc** comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatique et qui répond aux caractéristiques représentées dans la figure ci-dessous et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale ..... 300 KN ;
- Masse portée par chacun des essieux arrière ..... 120 KN ;
- Masse portée par l'essieu avant ..... 60 KN ;
- Longueur d'encombrement ..... 10.50 m ;
- Largeur d'encombrement ..... 2.50 m ;
- Distance des essieux arrière ..... 1.50 m ;
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière ..... 4.50 m ;
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu ..... 2 m ;
- Surface d'impact d'une roue arrière : ..... carré de 0.25 m de côté ;
- Surface d'impact d'une roue avant : ..... carré de 0.20 m de côté.

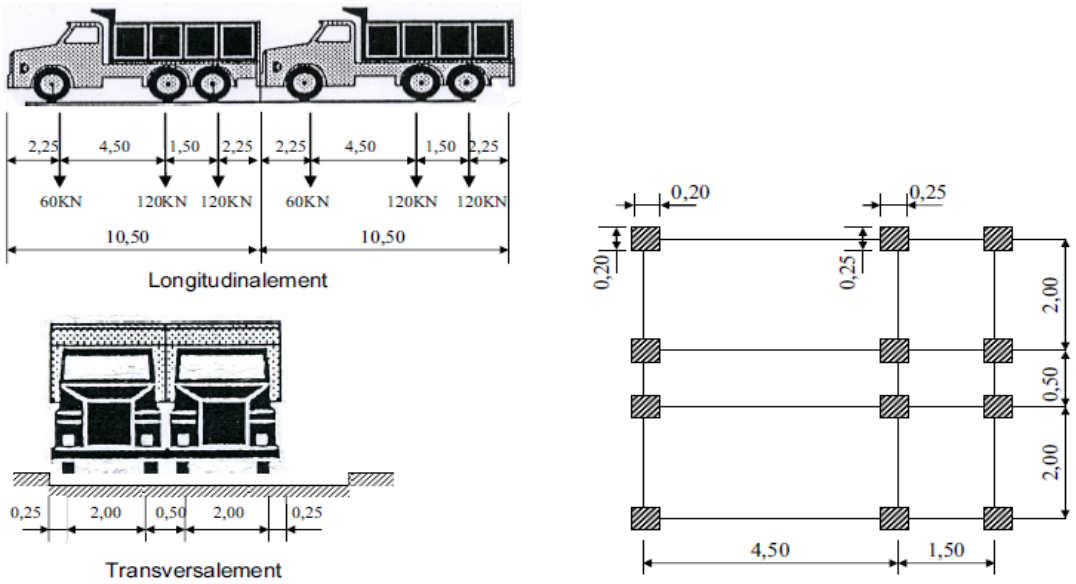


Figure V-1: Système de Chargement BC

La charge B_C maximale notée S(BC) est donnée par la formule suivante :

$$S(bc) = Nc \times Pc \times bc$$

avec :

- **Nc** : Nombre de camions
- **Pc** : Poids du camion.
- **bc** : coefficient indiqué dans le Tableau ci-dessous.

Tableau V-6: Les Coefficients de Charges bc

Nombre de voies charges		1	2	3	4	≥5
Classe/pont	1ère classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2ème classe	1.00	1.00	-	-	-
	3ème classe	1.00	0.80	-	-	-

- **Calcul des coefficients de majoration dynamique :**

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Tels que :

- L : Longueur de l'élément considéré (L = 38m).
  G : Poids propre de l'élément considéré (G = 12952.6 KN).
  S : Charge BC maximale susceptible d'être placée sur l'élément considéré.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le Tableau ci-dessous :

Tableau V-7: Coefficient de majoration dynamique du système de charge BC

Nombre de voies chargées	bc	δ	S(BC) *(KN)*
1	1.2	1.057	720
2	1	1.065	1320

V.3.5.2 SYSTEME DE CHARGE « B_R » :

La roue isolée, qui constitue le système Br, porte une charge de 100 KN, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversale mesure 0.60 m et le coté longitudinal 0.30 m .

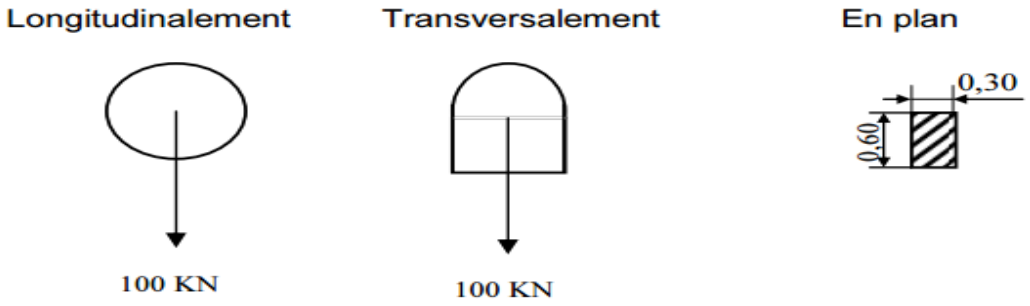


Figure V-2: Schéma du système de Chargement Br

La charge **Br** est majorée par le coefficient de majoration dynamique (δ) qui est égal à :

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

Avec S=10t pour ce système, on aura les résultats mentionnés sur le tableau ci-dessous ;

Tableau V-8: Coefficient de majoration dynamique du système Br

Système de charge	s(b_r) (t)	δ
Br	**10**	**1.048**

V.3.5.3 SYSTEME DE CHARGE « B_T » :

Un tandem du système **Bt** comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatique et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu :……. 160 KN ;
- Distance des deux essieux :…… 1.35 m ;
- Distance en axe des deux roues d'un essieu : ……..2 m .

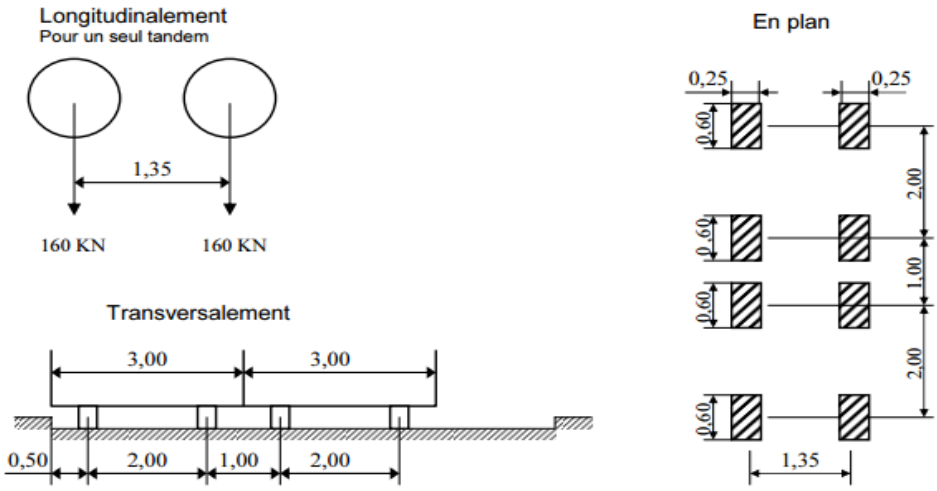


Figure V-3: Schéma du système de charge BT

La charge B_T maximale notée $S(B_T)$ est donnée par la formule suivante :

$$S(Bt) = Nt \times Pt \times bt$$

- **Nt** : Nombre de tandems ; Nt ≤ 2
  Pt : Poids du tandem
  bt : coefficient indiqué dans le dessous ;

Tableau V-9: Coefficient bt du système de charge BT

Classe du pont	Bt
Classe 1	1.20
Classe 2	1.00

La charge B_T est également majorée par le coefficient de majoration dynamique (δ) cité précédemment.

Les résultats obtenus après le calcul sont inscrits dans le Tableau ci-dessous :

Tableau V-10: Coefficient de majoration dynamique du système Bt

Nombre de tandems	bt	S(Bt) (KN)	δ
01	1.20	384	1.052
02	1.20	768	1.057

V.3.6 SYSTEME DE CHARGE « MC 120 » :

Un véhicule type du système **Mc120** comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques présentées dans la figure ci-dessous avec les caractéristiques suivantes :

- Masse ..... 1100 KN ;
- Longueur d'une chenille ..... 6.10 m ;
- Largeur d'une chenille ..... 1.00 m ;
- Distance d'axe en axe des deux chenilles ..... 3.30 m.

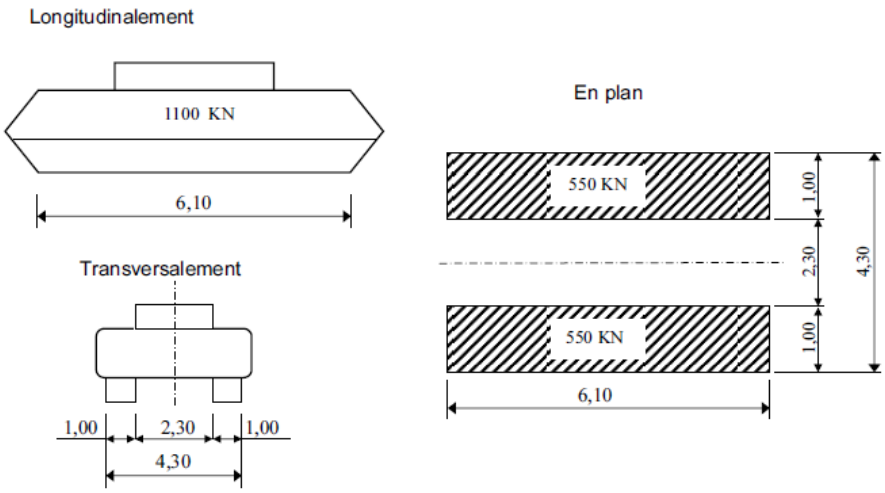


Figure V-4: Schéma du convoi de charge Mc 120

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convoi :

- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.

La charge du système **Mc120** est aussi majorée par le coefficient de majoration dynamique **(δ),** pour S= 110 t on trouve → **δ =1.062**.

Les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni de force centrifuge.

V.3.7 SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE « D 240 » :

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long.

- La charge D240 est susceptible dans certain cas d'être plus défavorable que les surcharges des systèmes A et B.
- Les charges exceptionnelles ne sont pas majorées pour les effets dynamiques
- Le convoi **D240** est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont.
- La charge linéaire de ce système est égale a :

$$D240 = \frac{110}{18.6} = 129\ KN/ml$$

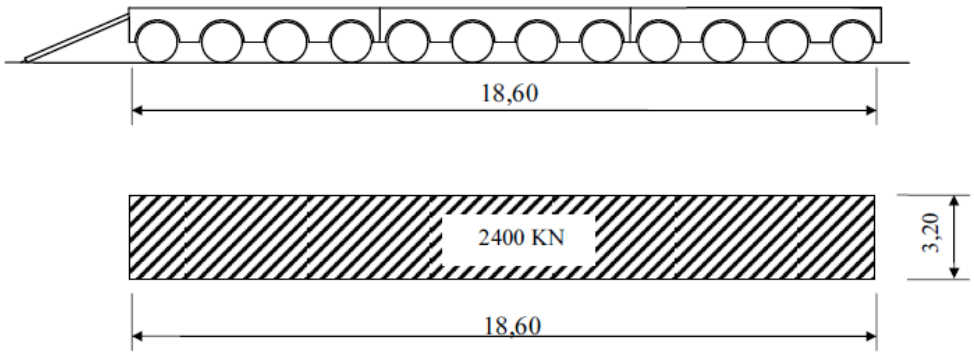


Figure V-5: Schéma du système de chargement D 240

V.3.8 SYSTÈMES DE CHARGES HORIZONTALES :

V.3.8.1 EFFORTS DE FREINAGE :

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et Bc 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 A :**

L'effort de freinage correspondant à la charge A (en KN) est égal à :

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

Expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée.

Les résultats des calculs sont inscrits dans le tableau ci-dessous ;

Tableau V-11: Évaluation des efforts de freinage de la charge A(l)

Nombre de voies chargées	S (m^2)	A(KN/m^2)	F (KN)
1	166.25	7.6	61.40
2	332.50	7.6	119.4

❖ **Système de charge Bc :**

Chaque essieu d'un camion du système **Bc** peut développer un effort de freinage égal à son poids de véhicule de 30 t.

V.3.9 FORCES CENTRIFUGES :

Les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système Bc dans les conditions suivantes :

En désignant par R (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont il y a lieu d'adopter, pour la force centrifuge développées par un essieu une fraction de son poids égale à :

$$\begin{cases} \dfrac{R+150}{6R+350} \ pour\ les\ valeurs\ de\ R\ \leq 400m. \\ \dfrac{80}{R} \ pour\ les\ valeurs\ de\ R\ \geq 400m. \end{cases}$$

Dans notre cas (avec un rayon de 2000 m) on trouve que cette fraction est égale à 0.04 donc elle peut être négligée.

VI. RÉPARTITION DES EFFORTS INTERNES

VI.1 INTRODUCTION :

Après avoir calculé les charges et les surcharges dans le chapitre précédent, on va calculer dans celui-ci les sollicitations en chaque poutre sous l'effet des charges permanentes et des charges d'exploitation et ceci passe par déterminer la répartition longitudinale et transversale des charges et ceci va se faire manuellement en passant par le théorème de BARRE et de GUYON MASSONNET.

VI.2 CALCUL LONGITUDINAL DES MOMENTS FLÉCHISSANT :

VI.2.1 MOMENTS FLECHISSANT DUE AU POIDS PROPRE :

Les efforts dues au poids propre sont calculés dans le chapitre précèdent (charges et surcharges) et qui sont les charges permanentes (CP) (Poutre, Dalle, Entretoise) et les compléments des charges permanentes (CCP) (Trottoir, Revêtement, Glissière) :

On estime la charge repartie linéairement : **Q = 269,5 KN/ml**

Le moment fléchissant pour une charge Q uniformément répartie est donné par la relation suivante de RDM:

$$M(x) = \frac{Q\ x\ LX}{2} - \frac{Q\ x\ X^2}{2}$$

Pour x= $\frac{L}{2}$:

M(x= $\frac{L}{2}$) => $\frac{Q\ L^2}{8}$ = $\frac{269.5*37^2}{8}$= 46118 KN.m

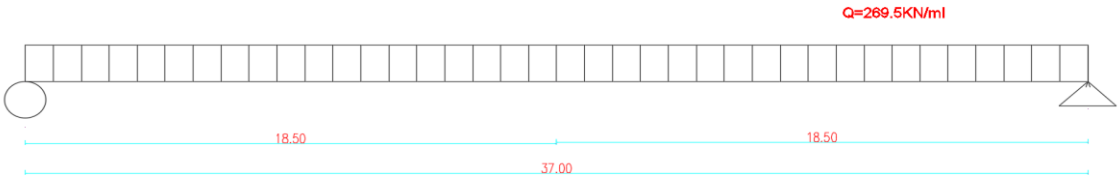


Figure VI-1: Répartition de la charge (G) uniformément

Tableau VI-1: Les moments fléchissants sous charge (G) à mi-travée L/2

Section	Longueur (m)	M_{max} (KN.m)
L/2	18,5	46118 KN.m

VI.2.2 MOMENTS FLECHISSANT DUE AUX SURCHARGES :

VI.2.2.1 SYSTEME DE SURCHARGE A (L):

Il s'agit d'une charge uniformément repartie donc le moment se calcule de la même manière qu'on a calculer le moment pour le poids propre.

- Pour 1 Voie chargée on a **Q= 33.25kN/ml.**

  En x= $\frac{L}{2}$ → M(x= $\frac{L}{2}$)= **5689.9 KN.m.**
- Pour 2 Voies chargées on a Q= **66.50kN/ml.**

  En x= $\frac{L}{2}$ → M(x= $\frac{L}{2}$)= **11379.81 KN.m**

Tableau VI-2 : Moment fléchissant sous charge A(l) a mi- travée L/2

Charge	Longueur (m)	M_{max} (KN.m)
A(L) 1voie chargée	18,5	5689,9
A(L) 2voies chargées	18,5	11379

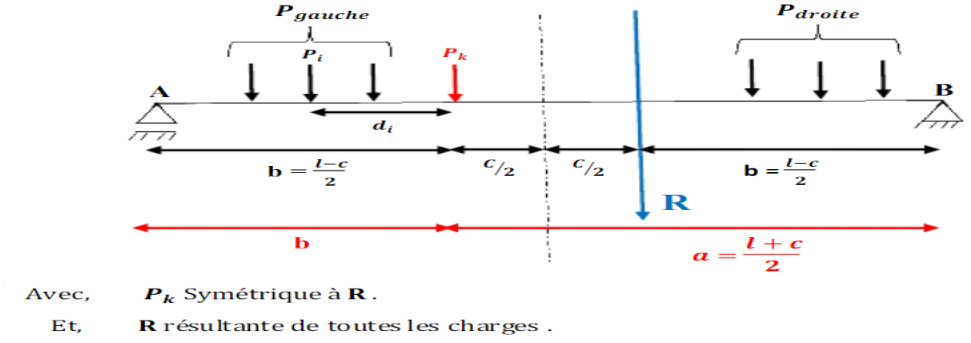
VI.2.2.2 SYSTEME DE SURCHARGE BC:

- **Suivant le théorème de Mr.BARRE :**

Le théorème de Barré permet de déterminer le positon du convoi dégageant le moment fléchissant max., le moment fléchissant est maximum au droit d'une charge lorsque cette charge et la résultante R des charges du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

Le théorème est applicable dans des travées isostatiques et permet de déterminer le max des maximums du moment.

Le moment fléchissant M au droit d'une charge PK partie d'un ensemble de charges mobiles engagées sur une poutre AB sera maximum lorsque cette charge PK et la résultante R de toutes les charges mobiles seront symétriques par rapport au centre de la poutre.



Avec, P_k Symétrique à **R** .

Et, **R** résultante de toutes les charges .

Tableau VI-3 : Schéma de la disposition des charges ponctuelles selon le théorème de Barré

VI.2.2.3 SYSTEME DE SURCHARGE BC :

On appliquant le théorème de barre on va placer le convoi de telle sorte que la résultante des charges et le dernier essieu (du premier camion dans un cas et du deuxième dans un autre) soient en symétrie par rapport à l'axe de la poutre pour calculer le moment max.

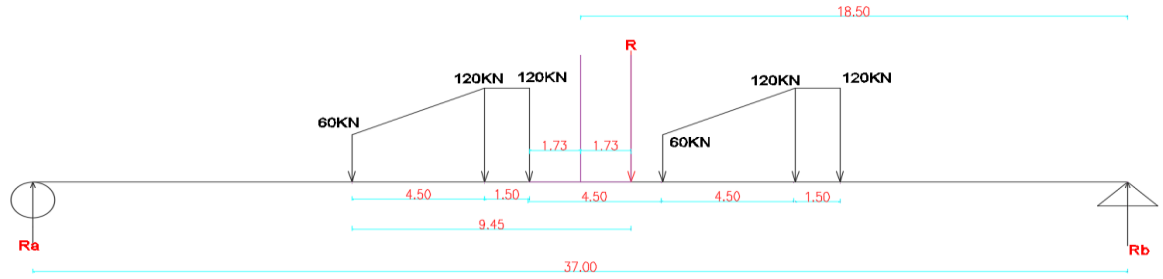


Figure VI-2: Schéma du chargement type BC

VI.2.2.4 POSITION DE LA RESULTANTE DES EFFORTS (LES ESSIEUX) :

$\Sigma M/c = 0 \Rightarrow (120x4,5) + (120x6) + (60x10,5) + (120x\ 15) + (120\ x16,5) \pm R^*.x = 0$

$R^*x = 567$ kN.m $\rightarrow$ $R = \Sigma Pi = 600$ kN $\rightarrow x = 9,45$ m

$2a = x - 6 = 3,45$ m $\rightarrow$ a = 1,725 m (a : la distance entre la résultante des charges et les essieux).

$\Sigma M/B=0$ $\rightarrow$ RA x 37= 600x16.77$\Rightarrow$ **RA=272,68 kN**

$\Sigma M/o=0$ $\rightarrow$ M= RA x16.77-60x6-120x1.5 $\rightarrow$ **M= 4032.84KN.m**

Cas : la résultante R se trouve à la gauche de l`axe de la poutre :

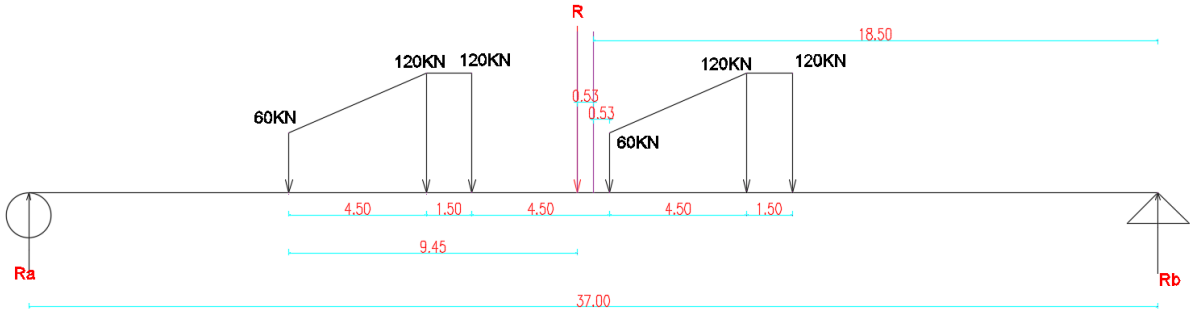


Figure VI-3: Schéma de la poutre chargée par le système du type BC

$\Sigma M/B=0 \Rightarrow RAx37= 600 \times 19,03 \Rightarrow RA=308,59$ kN

$\Sigma M/o=0 \Rightarrow M= RA\ x19,03-60x10,5-120x6\ -120\ x4,5$ $\rightarrow$ **M=3982. 47KN.m**

Donc le cas le plus défavorable est le 1er cas.

Tableau VI-4: Moment fléchissant sous charge BC

Section	Longueur (m)	M_{max} (KN.m)
x=16,77 m	16,77	4032.84

VI.2.2.5 SYSTEME DE SURCHARGE BT :

On a utilisé le même principe de disposition des charges Bc .

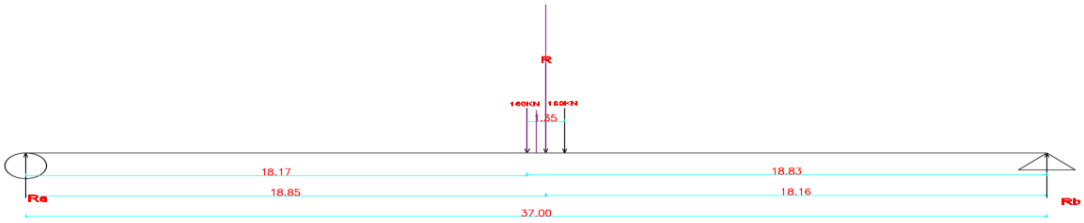


Figure VI-4: schéma de la poutre sous chargement du type Bt

ΣM/A=0 → Rbx37- 320 x 18,85 → **Rb=163KN.**

M (L/2) = M_{Bt} = Rb × 18,83 - 160 × 1,35= **2853,29 KN.m.**

Tableau VI-5: Moment fléchissant sous chargement Bt

Section	Longueur **(m)**	M_{max} **(KN.m)**
L/2	18,5	2853,29

VI.2.2.6 SYSTEME DE SURCHARGE MC120 :

Le moment fléchissant est maximal lorsque le centre de gravité du convoi est placé au milieu de la portée.

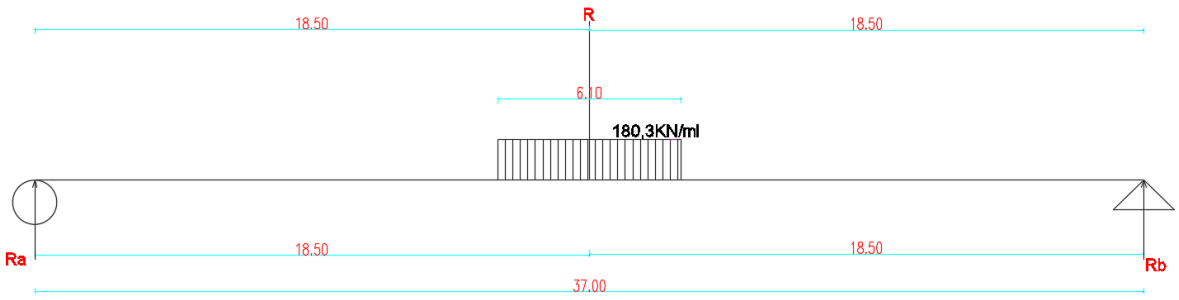


Figure VI-5: chargement longitudinal de la poutre sous charge MC120

À cause de la symétrie RB= RA=**549 kN**

Σ M/o=0 ⇒ M=Ra x18.5-180.3x$\frac{(3.05)^2}{2}$ = **9317. 87KN.m**

Figure VI-6: Moment fléchissant sous charge MC120

Section	**Longueur (m)**	**M_{max} (KN.m)**
L/2	**18,5**	**9317,87**

VI.2.2.7 SYSTEME DE SURCHARGE D240 :

Le moment fléchissant est maximal lorsque le centre de gravité du convoi est placé au milieu de la portée.

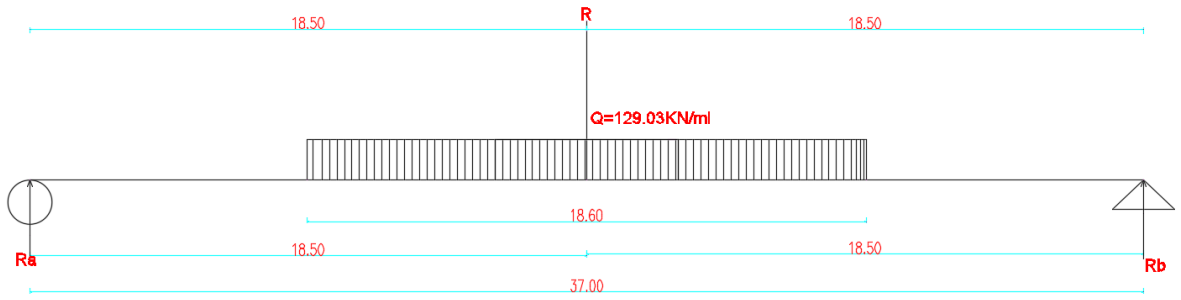


Figure VI-7: Chargement de la poutre sous charge du convoi D240

Ra= Rb=**1200 kN ;**ΣM/o=0 ⇒ M=RBx 18.5-129.03 x $\frac{9,3^2}{2}$ =**16620. 1KN.m**

Tableau VI-6: Moment fléchissant sous-charge D240

Section	Longueur (m)	M_{max} (KN.m)
L/2	18,5	16620.1KN.m

VI.3 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS LONGITUDINAUX :

VI.3.1 EFFORT TRANCHANT DU AU POIDS PROPRE :

T(x=0)= $\frac{QL}{2}$

T(x=0) = $\frac{269,5\times37}{2}$= 4985,75 KN.

T(x=L/4) = 2492,875KN.

Tableau VI-7: les efforts tranchants sous charge G

Section	Longueur (m)	L'effort tranchant T(KN)
X=0	0	4985,75
X=L/4	9,25	2492,88

VI.3.2 EFFORT TRANCHANT DU AUX SURCHARGES :

VI.3.2.1 SYSTEME DE SURCHARGE A (L):

Pour 1 Voie chargée → **Q= 33.25kN/ml**

T(x=0) = $\frac{QL}{2}$= 615.125KN.

T(x=$\frac{L}{4}$)= $\frac{QL}{4}$ = 307,56KN.

Pour 2 Voies chargées → **Q= 66.50kN/ml.**

T(x=0)= $\frac{QL}{2}$= 1230.25 KN

T(x=$\frac{L}{4}$)= $\frac{QL}{4}$=615.125KN

Tableau VI-8: Effort tranchant sous le système de charge A(l)

Section	Longueur (m)	L'effort tranchant T(KN)
X=0	0	1230,25
X=L/4	9,25	615,125

VI.3.2.2 SYSTEME DE SURCHARGE BC:

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur un appui.

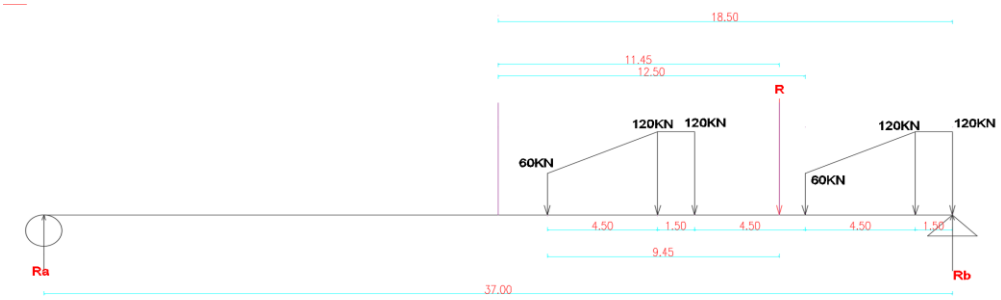


Figure VI-8: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le système de charge BC sur appui

- **Pour x=0**

$\Sigma M/A=0$ $(R_b \times 37)-(120\times37)-(120\times35.5)-(60\times31)-(120\times26.5)-(120\times25)-(60\times20.5)=0$

→ R_b =**485.68kN** → T(x=0)=**485.68 KN**.

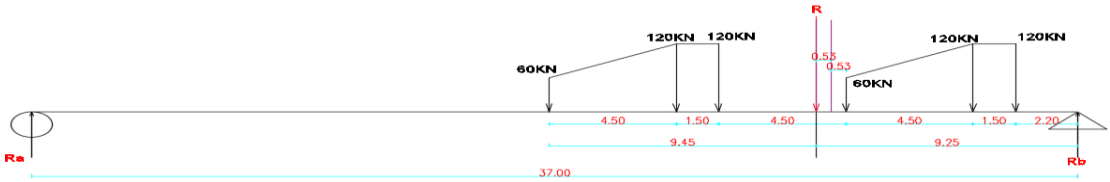


Figure VI-9: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le système de charge BC section L/4.

- **Pour x=L/4**

$\Sigma M/A=0 \Rightarrow RB \times 37-600 \times (37-(1,50+2,20+4,50)\ )=0\ )$ → RB=467.02kN

T(x=$\frac{L}{4}$)= 467.02kN-300= 167.02KN

Tableau VI-9: Effort tranchant sous charge BC

Section	Longueur(m)	L'effort tranchant T(KN)
X=0	0	485,68
X=L/4	9,25	167,02

VI.3.2.3 SYSTEME DE SURCHARGE BT:

- **Pour x=0 (voir figure ci-après).**

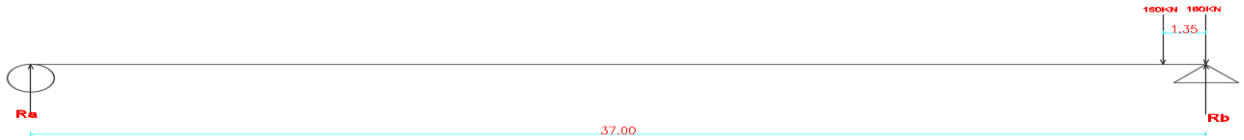


Figure VI-10: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le système de charge Bt sur appui.

ΣM/A=0 → RB x37-160x37-160x35.65=0 → RB =314.32 KN

T(x=0)=314.32KN



Figure VI-11: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le système de charge Bt sur L/4 .

- **Pour x=L/4 :**

ΣM/A=0 ⇒RB x37-320x27,75=0 ⇒RB =**240KN**

T(x=$\frac{L}{4}$)= 240-160= **80KN**

Tableau VI-10: Effort tranchant sous charge Bt

Section	Longueur (m)	L'effort tranchant T(KN)
X=0	0	314,32
X=L/4	9,25	80

❖ **Système de Surcharge Mc120 :**

- **Pour x=0 :**



Figure VI-12: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le convoi Mc 120 sur l'appui.

ΣM/A=0 → RB x37-1100x(37-3.05)=0

→ T(x=0)=Rb x 37-1099.83x(37-3,05)= **1009 KN.**

- **Pour x=L/4 :**



Figure VI-13: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le convoi Mc 120 section L/4 .

ΣM/A=0 ⇒RB x37-1100x(37-9.25)=0 → RB= **825 KN**.

Tableau VI-11:Effort tranchant sous charge du convoi Mc120

Section	Longueur (m)	L'effort tranchant T(KN)
x=0	**0**	**1009**
X=L/4	**9,25**	**266,07**

VI.3.2.4 SYSTEME DE SURCHARGE D240 :

- **Pour x=0**

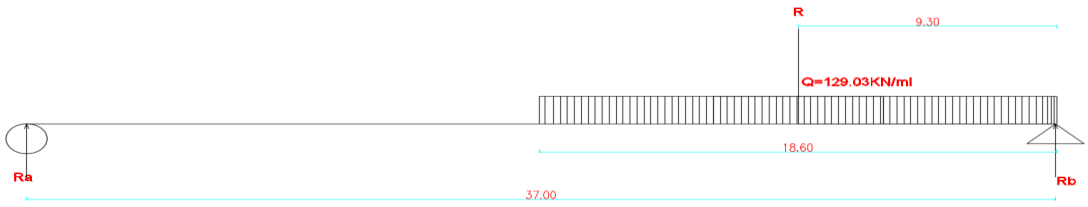


Figure VI-14: Schéma longitudinal de la poutre chargée par le convoi D240 sur l'appui.

ΣM/A=0 ⇒RB x37-2400 x(37-9.3)=0 → RB=**1796,76 kN** →T(x=0)= **1796.76 KN**

- **Pour x= L/4 :**

→ T(x=L/4)= RB- 129,03 x 9.25 = **603.23 KN**.

Tableau VI-12: Effort tranchant sous charge du convoi D240

Section	Longueur	L'effort tranchant T(Kn)
X=0	**0**	**1796.76 KN**
X=L/4	**9,25**	**603.23 KN.**

VI.2.3 LA RÉPARTITION TRANSVERSALE :

Pour la répartition transversale des charges on utilise la méthode de Guyon Massonnet qui est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres, largement appliquée au calcul des tabliers de ponts.

Cette méthode consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur constante. Ensuite de déterminer le coefficient de répartition transversale (Ka) dépendant essentiellement du paramètre de torsion et d'entretoisement (e).

Pour chaque effort, on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retient la poutre qui donne les plus grandes valeurs du coefficient.

Largeur active :

- $2 \times b = n \times b_o$; Avec :

- Entraxe des poutres $b_o = 1.65m$;
- **n** : Nombre de poutres et il est égale à 7 ;
- Largeur active **2*b = 11.55 m > largeur réelle** ;

Étant donné que le tablier est symétrique transversalement nous étudierons la moitié de la dalle fictive soit une largeur **b =5.775 m**, comportant 4 poutres.

Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont.

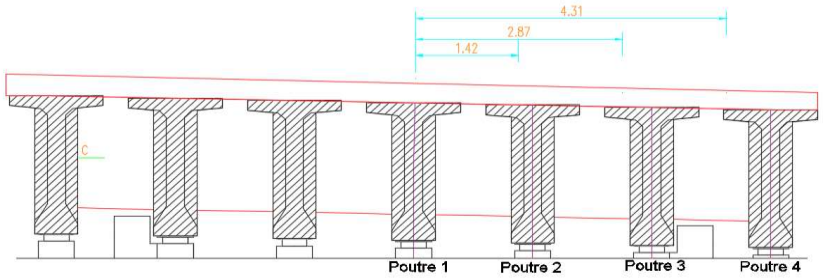


Figure VI.2.15:schématisation des poutres (profils en travers)

Tableau VI.12: Positions des Poutres

N° Poutre	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
Position réelle	0	1.65	3.30	4.95
Position active	0	0.286 b	0.572 b	0.858 b

VI.2.4 MOMENT D'INERTIE ÉQUIVALENT D'UNE POUTRE :

Les poutres sont à inerties variables, donc on doit calculer le moment d'inertie équivalent par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi} x (I_m - I_0)$$

- **I_p :** Moment d'inertie équivalent ;
- **I_0:** Moment d'inertie de la section de fin d'about avec hourdis ;
- **I_m:** Moment d'inertie de la section médiane avec hourdis ;
- **I_0**=1.02 m^4= **10200000 cm^4;**
- **I_m** = 0.8148 m^4 = **81480000 cm^4;**
- **I_p =** 0,84573248 m^4 = **84573248 cm^4;**
- **IE** = 0,00225 m^4= **225000 cm^4.**

VI.4.1.1 RIGIDITE FLEXIONNELLE PAR UNITE DE LONGUEUR :

- **Poutre :**

$$\rho_P = \frac{E\,Ip}{b0} = \frac{0,8457\,E}{1,65} = 0,5125\,m3 * E = 512500\,cm3 * E$$

ρ_P : la rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

- **Dalle :**

La rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur.
d : unité de largeur de la dalle.

$$\rho_D = \frac{I_E * E}{d} = \frac{0,00225\,E}{1} = \mathbf{2250\ cm^3\ *E.}$$

VI.4.1.2 RIGIDITE TORSIONNELLE :

- **Poutre :**

γ_P: La rigidité torsionnelle des poutres par unité de longueur

$$C_p = \frac{G}{3}\left(\sum b_1 h_i^3 + \frac{ah^3}{2}\right)$$

Avec G=E/2(1+ν)

- H : la hauteur de la dalle.
- bi : la plus grande portée.
- hi : le plus petit côté.
- G : Module de déformation transversale.
- γ = 0,2 : coefficient de poisson.

VI.4.1.3 SECTION HOMOGENEISEE :

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.

- **La Poutre**

- **S1**= **0,2672 m^2**
- **S2**= **0,3386 m^2**
- **S3**= **0,2188 m^2**
- **h1**=0.2672/1.3=**0.2055 m.**
- **h3**=0.2188 /0.60 =**0.365 m et h2**= 2.1 – (0.2055 + 0.365) = **1.5295 m.**

- **Donc :**

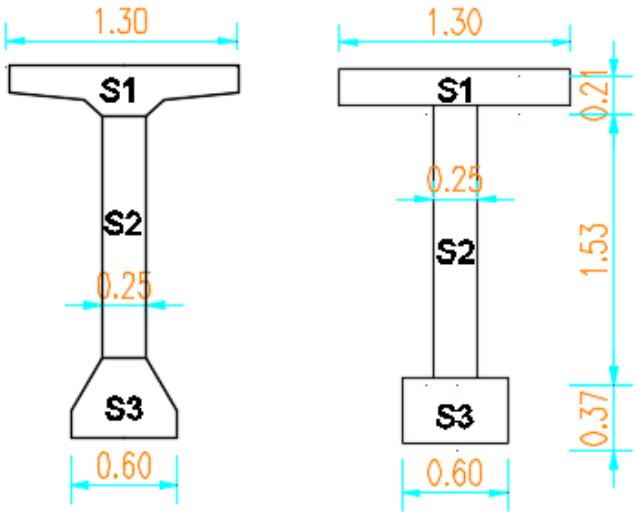


Figure VI-16: section réelle et section homogénéisée

$C_p = (0.365^3 \times 0.6 + 1.5295 \times 0{,}25^3 + 1.3 \times 0.2055^3 + \frac{1{,}65 \times 0.3\text{^}3}{2}) \times (\frac{E}{2*(1+0{,}2)*3})$

$C_p = 0{,}12032\ m^4\ E = 1203215.6\ cm^3\ E$

$$\gamma_P = \frac{1203215.6}{165} = 7292.21\ cm3\ E = \frac{0{,}012032\ E}{1.65} = 7{,}29 * 10^{-3}\ m^3.E$$

- **Dalle :**

Cd=2× G × Id =$\frac{2*E}{2.4}$ x 225000 = 187500 E= 1.875 x 10^{-3} m^4×E

$$\gamma_d = \frac{187500}{100} = 1875\ cm3 \times E$$

Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P * \rho_D}} = \frac{7.29*10^{-3} + 1.875*10^{-3}}{2\sqrt{0{,}5125E*0{,}00225}} = 0.135\ .$$

VI.4.1.4 PARAMETRE D'ENTRETOISEMENT θ :

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}} = \frac{5.775}{38} * \sqrt[4]{\frac{512500}{2250}} = 0.59$$

VI.4.2 DÉTERMINATION DES COEFFICIENTS DE RÉPARTITION TRANSVERSALE :

VI.4.2.1 COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE :

Le coefficient de répartition K est en fonction de plusieurs paramètres, il dépond de :

- La valeur du paramètre d'entretoisement θ
- La valeur du paramètre de torsion α
- L'excentricité relative (e/b) de la charge linéaire

- L'ordonnée relative (y/b) du point considéré de la construction.

Tout d'abord on doit extraire les valeurs de K0 et K1 des tableaux de Guyon Massonnet et dans le cas où la valeur de θ ne figure pas dans les tableaux on fait une interpolation entre les deux tableaux de Guyon Massonet existants, puisque dans notre cas $\theta = 0.59$ donc l'interpolation doit etre fait entre les tableaux des valeurs : $\theta = 0.55\ et\ \theta = 0.60.$

C'est a partir des valeurs K_0 et K_1 qu'on calcule Kα a partir d'une interpolation , la formule d'interpolation à travers laquelle on peut calculer le paramètre $K\alpha$ est la suivante :

$$K\alpha = Ko + (K1 - Ko).\sqrt{\alpha}$$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où 0 < α < 1 on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

- Si $0 \leq \theta \leq 0.3$ $\quad K\alpha = Ko + (K1 - Ko).\alpha^{0.05}$
- Si $0.3 \leq \theta \leq 1$ $\quad K\alpha = Ko + (K1 - Ko).\alpha^{\beta}$
- Si $1 \leq \theta \leq 2$ $\quad K\alpha = Ko + (K1 - Ko).\alpha^{0.5}$ Ou :

$$\boldsymbol{\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065-\theta}{0.665}\right)}}$$ Avec : $\boldsymbol{\theta = 0.59}$ et $\boldsymbol{\alpha = 0.135}$.

D'après la valeur du paramètre d'entretoisement θ calculée on se retrouve dans le 2e cas : Donc :

$$K\alpha = Ko + (\boldsymbol{K1 - Ko}).\boldsymbol{\alpha^{\beta}} \quad \boldsymbol{et\ \beta} = 1 - e^{\left(\frac{0.065-\theta}{0.665}\right)} = 0{,}5459$$

Telle que la valeur de :

- K0 : correspond à α = 0 ;
- K1 correspond à α = 1

Apres avoir effectue l'interpolation des tableaux de GUYON MASSONNET par rapport aux valeurs de θ=0.59, on trouve les tableaux suivent .

Tableau VI-14: de Guyon Massonnet montrant les valeurs de K0 pour θ =0.59

$\boldsymbol{\theta = 0,59}$	Alfa=1=> K1								
y / **e**	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	**0,795**	**0,888**	**1**	**1,116**	**1,179**	**1,116**	**1**	**0,888**	**0,875**
b/4	**0,586**	**0,685**	**0,805**	**0,955**	**1,116**	**1,228**	**1,214**	**1,148**	**1,081**
b/2	**0,446**	**0,535**	**0,65**	**0,805**	**1**	**1,214**	**1,386**	**1,448**	**1,461**
3b/4	**0,347**	**0,428**	**0,535**	**0,685**	**0,888**	**1,148**	**1,448**	**1,733**	**1,698**
b	**0,273**	**0,347**	**0,446**	**0,589**	**0,795**	**1,081**	**1,461**	**1,938**	**2,491**

En faisant une interpolation des deux précédents tableaux à travers la formule :

$$k\alpha = Ko + (\boldsymbol{K1 - Ko}).\boldsymbol{\alpha^{\beta}}$$

On obtient les valeurs de kα qui sont présentées dans le **Tableau *VI-15*** (ou α=0,135).

Tableau VI-16: de Guyon Massonnet montrant les valeurs de K1 pour α = 0.59

$\theta = 0,59$	Alfa=0,135=> Kα								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,509	0,770	1,028	1,248	1,351	1,248	1,028	0,770	1,985
b/4	0,088	0,379	0,677	0,978	1,248	1,413	1,390	1,268	2,808
b/2	0,198	0,072	0,360	0,677	1,028	1,390	1,695	1,868	4,410
3b/4	0,416	0,182	0,072	0,379	0,770	1,268	1,868	2,508	0,535
b	0,609	0,770	1,028	1,248	0,509	1,248	1,985	3,103	1,123

Après avoir calculer Kα dans les positions (0 ; b/4 ; b/2 ; 3b/4 ;b) on doit faire une autre interpolation pour avoir les valeurs de Kα dans les positions réelles des poutres c'est ce qu'on va voir dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-17: de Guyon massonnet montrant les valeurs de Kα Pour $\theta = 0,59$

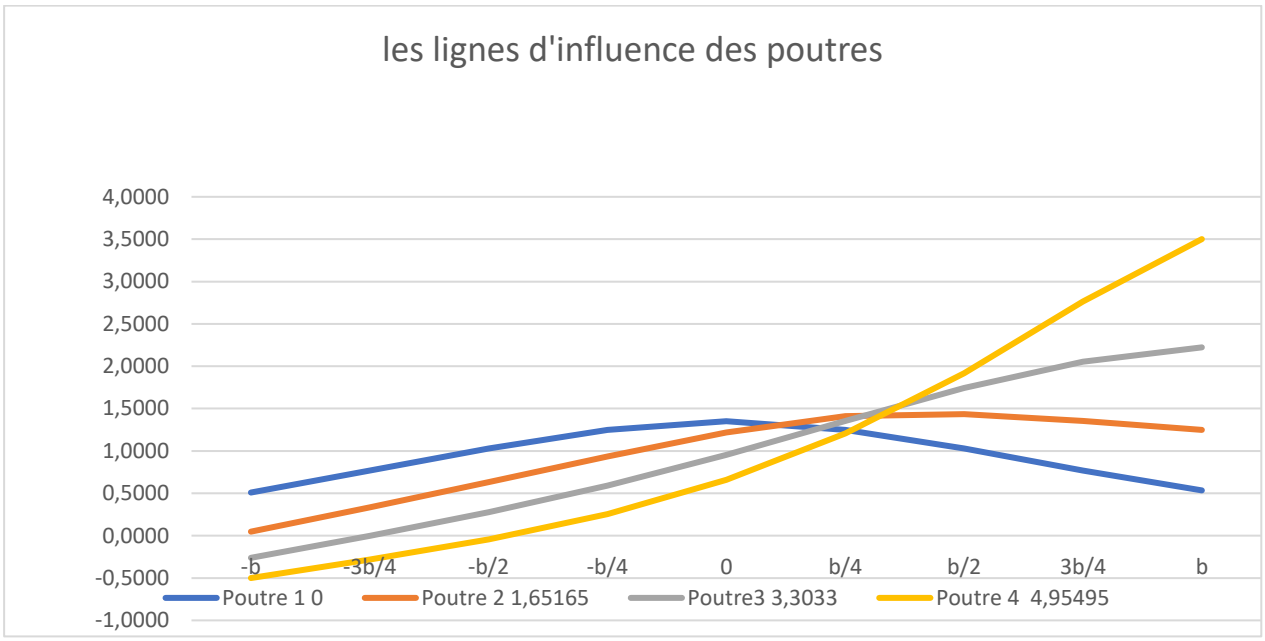
$\theta = 0,59$	Alfa=0,135=> Kα								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1:	0,50	0,77	1,02	1,24	1,35	1,24	1,02	0,77	0,53
	0,08	0,37	0,67	0,97	1,24	1,41	1,39	1,26	1,12
Poutre 2 :	0,04	0,33	0,63	0,93	1,21	1,41	1,43	1,35	1,24
	-0,19	0,07	0,36	0,67	1,02	1,39	1,69	1,86	1,98
Poutre 3 :	-0,26	-0,006	0,27	0,59	0,95	1,35	1,74	2,05	2,22
	-0,41	-0,18	0,07	0,37	0,77	1,26	1,86	2,50	2,80
Poutre 4 :	-0,50	-0,28	-0,04	0,25	0,65	1,20	1,91	2,76	3,50
	-0,60	-0,41	-0,19	0,08	0,50	1,12	1,98	3,10	4,41

On extrait du tableau précédent les valeurs de Kα dans les positions réelles des poutres dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-18: Valeurs du coefficient de répartition relatives aux positions réelles

		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1	**0**	**0,50**	**0,77**	**1,02**	**1,24**	**1,35**	**1,24**	**1,02**	**0,77**	**0,53**
Poutre 2	**1,65**	**0,04**	**0,33**	**0,63**	**0,93**	**1,21**	**1,41**	**1,43**	**1,35**	**1,24**
Poutre3	**3,30**	**0,26**	**0,006**	**0,27**	**0,59**	**0,95**	**1,35**	**1,74**	**2,05**	**2,22**
Poutre 4	**4,95**	**0,50**	**0,28**	**0,04**	**0,25**	**0,65**	**1,20**	**1,91**	**2,76**	**3,50**

En traçant le graphe représentant le dernier tableau on obtient les lignes d'influence des poutres dans le graphe ci-dessous :



Après avoir tracé les lignes d'influence des poutres a mi-distance on dispose les systèmes de chargement (Bc, Bt) et surcharge surfacique A(l), ainsi que du convoi (Mc120, D240)) pour chaque poutre comme notre cas on a 6 Poutres symétrique mais on a à étudier qu'une moitié des poutres donc on doit étudier 3 poutres plus la poutre intermédiaire.

❖ **Étude du chargement :**

On charge le tablier du pont conformément au RCPR. Dans le cas des charges concentrées ; la valeur sera directement lue sur le graphe, pour le système Bc par exemple ; on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour chaque charges.

$$K\alpha \text{ du convoi} = \frac{\sum K\alpha}{n}$$

Pour les charges réparties (D240, Mc120, système de charge A(L)) la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$k\alpha = \frac{S}{l}$$

Avec :

- S : Aire du graphe sous la largeur chargée (via AUTOCAD).
- l : Largeur chargée.

❖ **Calcul des moments fléchissant réels :**

Les moments longitudinaux dus aux surcharges à mi- travée sont multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par la poutre étudiée :

$M_{réel} = K\alpha_{Moyen} * M_0$.

Application numérique :

Pour comprendre la méthode de calcul On va illustrer ci-dessous un exemple de calcul du moment fléchissant de la **poutre 1** sous la charge **D240**.

Après avoir calculé les coefficients de répartition et tracer les lignes d'influences on va calculer grâce à AUTOCAD la surface qui se trouve en dessous du convoi.

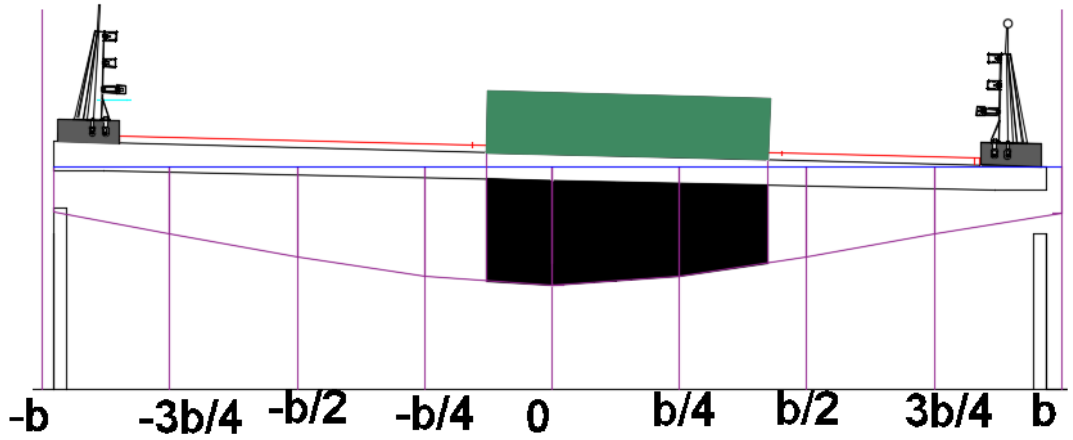


Tableau VI-19: montrant la surface qui est comprise entre la ligne d'influence et le convoi D240

En appliquant la formule :$k\alpha = \frac{S}{l}$,On trouve dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-20: montrant les résultats de calcul du Kα Moyen

poutres	Surface (m^2)	Largeur (m)	Kαmoy
Poutre 01	**4.05**	**3.2**	**1.26**

➢ **Le calcul du moment fléchissant maximal sur une poutre :**

$M_{réel} = K\alpha_{Moyen} \times M_0 \rightarrow M_{réel}$ **= 1,26 x 2374,3 = 2991KN.m .**

N.B : Les résultats de calcul des autres cas se trouvent à l'annexe C .

VI.2.5.2 RÉPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT :

Le calcul de la répartition de l'effort tranchant se fait de la même manière que pour le moment fléchissant, ce qui change c'est les lignes d'influences pour chaque poutre qui vont être à nouveau calculés.

VI.2.5.2.1 Calcul du coefficient de répartition transversal de l'effort tranchant :

Pour les sections médianes et les sections d'about α et ε'α, l'effort tranchant sera calculé pour la période en service, le calcul des efforts tranchants sera fait avec la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

- Calcul de l'effort tranchant T max (qui revient à l'ensemble du tablier), puis T max (qui revient à chaque poutre).
- Calcul de εα et ε'α à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Si on a $|y|+|e| \leq 3/4\ b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera :

$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\ \alpha$

$\varepsilon'\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0)\ \alpha$

Sinon si : $|y|+|e| > 3/4\ b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera :

$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha}$

$\varepsilon'\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha}$

→Pour l'effort tranchant aux appuis x = 0 On utilise le coefficient ε'α ;

→Pour l'effort tranchant aux appuis x = L/4 On utilise le coefficient εα ;

VI.2.5.2.2 COMBINAISON DES EFFORTS :

D'après le **RCPR (art 6.2.2),** Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir la sollicitation correspondante aux différents états limites à considérer.

Tableau VI.17: Les résultats du moment fléchissant avec les combinaison a l'ELU et ELS .

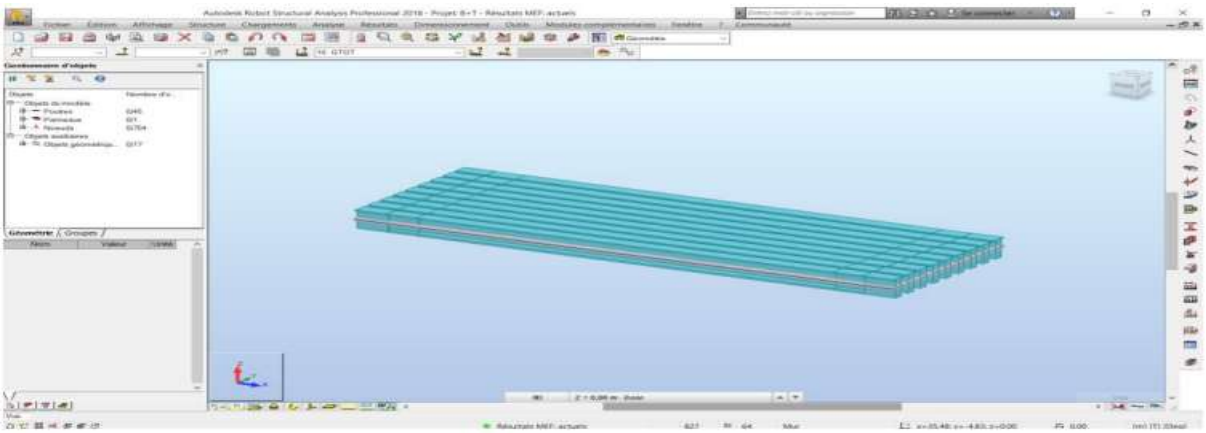
Les combinaisons		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
ELS	G + 1.2 A(L)	8405,48	8343,215	8167,722	8031,227
	G + 1.2 Bc	8235,1	8330,467	8717,62	8800,581
	G + 1.2 Bt	7555,597	7760,786	7985,516	8053,912
	G + MC120	7985,956	8252,18	8584,96	8731,383
	G + D240	9579,898	9651,127	9413,697	8962,58

Les combinaisons		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
ELU	1.35 G + 1.6 A(L)	11346,75	11234,09	11000,1	10818,11
	1.35 G + 1.6 Bc	11089,94	11217,09	11733,3	11986,65
	1.35 G + 1.6 Bt	10183,93	10457,52	10757,16	10848,35
	1.35 G + 1.35 (MC120)	10781,04	11140,44	11589,7	11787,37
	1.35 G + 1.35 D240	12932,86	13029,02	12708,49	12099,48

VI.2.5.3 CALCUL AUTOMATIQUE (MODÉLISATION) :

La modélisation du tablier a été faite moyennant le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis 2019 » utilisé pour le calcul et l'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques…etc

Figure VI.2.17: Modélisation des poutres sous ROBOT



L'ouvrage est isostatique comportant 05 travées identiques et indépendantes, on étudiera donc une seule travée (une dalle en béton armé de 30 cm reposant sur 07 poutres).

Les résultats du calcul par « Autodesk Robot Structural Analysis 2019 » se trouvent en annexe 01 ;

VI.2.5.4 ÉTUDE COMPARATIVE :

Les résultats des deux méthodes de calcul sont inscrits dans le Tableau ci-dessous :

Tableau VI.18 : comparatif des résultats manuels et automatiques.

Combinaison		Moment fléchissant (KN.m)		
		Manuel	Auto	Ecart
ELS	G+1,2A(L)	8405,48	8252	1,8%
	G+1,2Bc	8800,58	8879	0,88%
	G+Mc120	8731,38	8715,34	0,76%
	G+D240	9651,12	9211,89	4,55%
ELU	1,35G+1,6A(L)	11346,75	11140,2	1,8%
	1,35G+1,6Bc	11880,78	11986,65	0,88%
	1,35G+1,35Mc120	11787,36	11765,71	0,76%
	1,35G+1,35D240	13029,02	12436,05	4,55%

VI.2.6 CONCLUSION :

Nous remarquons que la poutre la plus sollicitée est la deuxième poutre du milieu donc la 3ème en commençant de l'extrémité et la combinaison la plus défavorable est **(G+D240)** à l'ELS et **(1,35G+D240)** à l'ELU.

VII. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

VII.1 INTRODUCTION

Principe du béton précontraint :

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais peu, et surtout aléatoirement, à la traction. Il est donc intéressant de construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer.

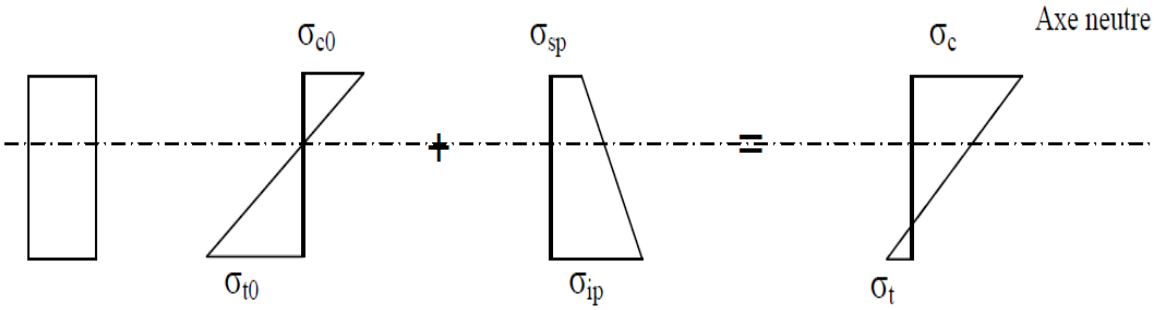
Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans des zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant à tout cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte (ou la précontrainte).

C'est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie.

Le principe du béton précontraint consiste à l'application d'un effort (centré ou bien excentré) qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements.

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.



Poutr

Diagramme des contraintes sous l'effet des charges et surcharges

Diagramme des contraintes sous l'effet de la précontrainte

Diagramme des contraintes finales

VII.2 APPLICATION DE LA PRÉCONTRAINTE A NOTRE PROJET

On distingue deux modes de précontraintes, la précontrainte par post-tension et la précontrainte par pré-tension.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension car les poutres choisies ont une longueur de 38 m et puisque le document SETRA recommande que les portées entre 30 et 45 m soient réalisées à en poste-tension.

Additivement, il est beaucoup plus difficile pour une entreprise de réalisation de disposer un atelier de préfabrication et de matériels de mise sous tension adapté a la prétention.

Ce type de précontrainte (post-tension) est réalisé par des armatures (câbles) mises en tension lorsque le béton a atteint une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis), en respectant les étapes suivantes :

- Des conduites (les gaines) sont positionnées à l'intérieure du coffrage avant bétonnage, ils sont noyés dans le béton précontraint par post-tension, selon le tracé de chaque câble. Elles peuvent être rigides si le tracé est rectiligne ou presque, ou souples, pour permettre une parfaite adhérence avec le béton qui les entoure et avec le coulis de ciment qui comble le volume laissé par le câble sous tension, les gaines sont, de préférence, métalliques : tubes ondulés souples.
- Les gaines sont reliées, par des manchons aux dispositifs d'ancrages situés à chacune de leur extrémité. Les gaines constituent un coffrage perdu, rendu nécessaire pour la mise en place du câble.
- Les câbles sont enfilés dans des conduites (les gaines) après bétonnage, en général les câbles présentent une certaine souplesse, ils peuvent être livrés enroulés sur des tourets. Ils sont utilisés pour toutes les longueurs, sous l'appellation de câbles, on désigne à la fois :

- ***les fils* de section circulaire**, d'où l'appellation 12 Ø 15, pour un câble constitué de 12 fils de Diamètre 15 mm chacun,

- ***les torons constitués par des brins torsadés***, caractérisés par leur diamètre et désignés par la Lettre T ; 6T13-12T13-12T15.

Après le durcissement du béton les torons sont tendus à leurs extrémités par des vérins et ancrées par des systèmes mécaniques d'ancrages qui comportent de l'intérieur vers l'extérieur :

- Une ou plusieurs frettes d'acier pour renforcer le béton,
- Un manchon assurant la liaison avec la gaine,
- La partie métallique femelle de l'ancrage scellée dans le béton,
- La plaque d'appui du vérin de mise en tension,
- La partie métallique mâle de l'ancrage, remplacée dans certains brevets par une tête d'ancrage s'appuyant sur la plaque.

Les conduites sont injectées par un coulis de ciment (En général une formulation avec dosage,1 sac de ciment pour 25 litres d'eau et 14 kg de sable 0/2, complété éventuellement par 1 kg de plastifiant), afin de protéger les torons de précontrainte de la corrosion et améliorer l'adhérence entre les torons et les gaines.

Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants :

- Avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte ;
- Conserver cette faible viscosité pendant un délai suffisant pour que l'injection puisse s'effectuer dans de bonnes conditions avant le début de prise ;
- Après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement l'adhérence de l'armature au béton.
- Présenter un retrait minimal.

VII.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTE

VII.3.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (poutre centrale P3), position « L/2 » la section médiane.

Tableau VII-1: Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée L/2

X= L/2	H (m)	B (m2)	v (m)	v' (m)	IG (m4)	ρ (%)
Poutre seule	**2,1000**	**0,8 250**	**0.9 400**	**1.1600**	**0,4450**	**49.47**
Poutre + Dalle	**2,400**	**1,3200**	**0.8300**	**1.5700**	**0,8148**	**47.37**

VII.3.2 CARACTERISTIQUES DES BETONS :

Le béton précontraint exige l'emploi de matériaux de haute qualité, mis en œuvre avec soin. Il permet de les utiliser sous des contraintes élevées, notamment à la construction (c'est-à-dire au moment de la mise en tension des câbles).

- Résistance en compression caractéristique requise :

F_{csup}[15] =35MPa

F_{cinf}[16] =27MPa

- La résistance caractéristique en traction se déduit de f_{c28} par :

$F_{t28} = 0.6+(0.06*F_{c28}) = 2,7MPa$

- Les contraintes admissibles du béton :

$\sigma_{bc} = 0.6*F_{c28} = 21MPa$

$\sigma_{bt1} = 1.5F_{t28} = -4,05MPa$

$\sigma_{bt2} = -F_{t28} = -2.7MPa$

VII.3.3 L'EFFORT MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE

Les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants tirés de logiciel (Robot) :

M_{gp}=3, 54 MN.m, (le moment dû à la charge propre de la poutre).

M_{max}=9, 21 MN.m, (le moment maximal de la poutre la plus sollicité a l'ELS pour la combinaison G+D240).

M_{min}=6,21 MN.m, (le moment minimal dans la même poutre due a la charge permanentes).

VM=1,13153MN, (l'effort tranchant maximale de la poutre la plus sollicité a l'ELS pour la combinaison (G+D240).

Vm=0,68492 MN, (l'effort tranchant minimal dans la même poutre due à la charge permanente~~).~~

- L'effort du précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est :

$\mathbf{P}_{min} = Max(P_1 ; P_2)$

[15] **$F_{c\,sup}$: la résistance nominale a la compression du béton utilisé dans la superstructure.**

[16] **$F_{c\,inf}$: la résistance nominale a la compression du béton utilisée dans l'infrastructure.**

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

❖ **En section sous critique[17] :**

$$P_1 = \frac{\Delta M + \frac{1}{v^1}\bar{\sigma}_{bt1} + \frac{1}{v}\bar{\sigma}_{bt2}}{\rho \times h}$$

On a : $\Delta M = M_{max} - M_{min} = 9.211 - 6.210 =$ **3.001MN.m.**

Donc :

$$P_1 = \frac{3.001 + \frac{0.8148 * (-4.05)}{1.57} + \frac{0.8148 * (-2.7)}{0.830}}{0.4737 * 2.4} = -1.5406MN$$

❖ **En section sur critique[18] :**

$$P_2 = \frac{M_M + \frac{1}{v'}\bar{\sigma}_{bt2}}{v^1 + \rho \times v - d'}$$

On prend d'=0.1*H (p+d)=0.1*2.4=**0.24m**

Donc :

$$P_2 = \frac{9.211 + \frac{0.8148 * (-2.7)}{1.57}}{1.57 + 0.4737 * 0.83 - 0.24} = 4.5322MN$$

On remarque que $P_2 > P_1$ Alors la section est **sur critique**, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_1 n'est plus suffisant.

→ **P**min = **P_2** = **4.5322 MN**.

➢ **Calcule de l'excentricité moyenne epII :**

epII= -(v'- d')= -(1.57-0.24) → **epII= -1.33m.**

VII.3.4 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

On a opté pour un câble 12T15 qui a les caractéristiques suivantes :

- Cable : T15
- Nombre des torons : 12
- Section pour 1T15 = 139mm².
- Section pour 12T15 Ap=1668mm².

[17] **Section sous critique : Si tout le segment de passage est à l'intérieure de la zone qui permet un enrobage suffisant, la section est dite sous critique.**

[18] **Section sur critique : Si le segment de passage à une de ses frontières découpe la zone d'enrobage (segment ouvert), la section est dite sur critique**

- Diamètre de la gaine $Ø_{gaine}$ =80mm.

- Contrainte maximale de rupture garantie f_{prg}=1770 MPa.
- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité f_{peg}=1583 MPa.
- Module d'élasticité E_p=190000 Mpa.

- **<u>À mi- travée</u>**

Le nombre des câbles nécessaires pour répondre aux besoins de pont est calculer tels que :

$$n \geq \frac{p_{min}}{P_0}$$

➢ Calcule de P0 (l'Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer:

$$P_0 = \min \{(0{,}8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0{,}9 \times f_{peg} \times A_p)\}$$

$$\begin{cases} 0.8 * f_{prg} * A_p = 2.36198 \text{ MN.} \\ 0.9 * f_{peg} * A_p = 2.3764 \text{ MN.} \end{cases} \longrightarrow P_0 = 2.361988 \text{ MN}$$

Dans la suite de l'étude on va travailler avec la valeur de P_0 tiré du tableau de Freyssinet, dont P_0 =2..354 MN pour le câble choisis (voir annexe) .

Nous estimons des pertes de précontrainte à 25% de P_0, donc :

$$n \geqslant (4.532/2.354*0.75)=2.57 .$$

Nous aurons besoin de 3 **câbles** de **12T15** à mi travée.

- **<u>À l'about</u>**

NB : les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à Mi-travée.

e_0= - (v'-d') = - (1.16-0.24) → **e_0=-0.92m**.

$M_{poutre} = G_{poutre} \times L^2/8$ → M_{poutre} = 3.54 MN.m.

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle (tablier). Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0.

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression Suivantes :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{sup} = \frac{\mathbf{Mpoutre} * v}{\mathbf{In}} + \mathbf{P}(\frac{1}{\mathbf{Bn}} + \frac{\mathbf{e0} * \mathbf{v}}{\mathbf{In}}) \geqslant \bar{\sigma}_{bt} = -1.5 f_{t28} \\ \bar{\sigma}_{inf} = -\frac{\mathbf{Mpoutre} * \mathbf{v}'}{\mathbf{In}} + \mathbf{P}(\frac{1}{\mathbf{Bn}} - \frac{\mathbf{e0} * \mathbf{v}'}{\mathbf{In}}) \leqslant \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \end{cases}$$

<u>Application numérique :</u>

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{sup} = 7{,}4693 - 0{,}7312\ P \geqslant -4.05 \text{Mpa} \rightarrow P \leqslant 15{,}7529 \text{ MN.} \\ \bar{\sigma}_{inf} = -9{,}2174 + 3{,}6103 P \leqslant 21 \text{MNpa} \rightarrow P \leqslant 8{,}3697 \text{ MN.} \end{cases}$$

Sachant que : $0.8 \times n \times P_0 \leq P \rightarrow n \leq \frac{P}{nP_0}$ n $\leqslant \frac{P}{0.9*P0}$

→ { n⩽6.69 ; n⩽3.56

On prend 3 câbles de 12T15 : les inégalités (équations) sont vérifiées à l'about.

VII.4 Pré-vérification de la précontrainte

- $fcj = \frac{j}{4.76+0.83j}$ fc28 si j <28 j. Selon BAEL99.
- $\bar{\sigma}_{bcj} = 0.6$fcj En construction.
- $\bar{\sigma}_{bt2} = -1.5ft28$ Hors section d'enrobage - en construction.
- $\bar{\sigma}_{bt2} = -1.5ft28 = -4.05$Mpa Section d'enrobage - en construction.

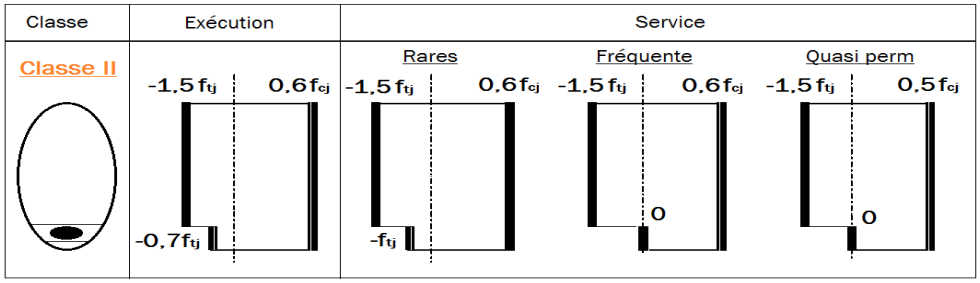


Figure VII-1: Les contraintes admissibles de traction et de compression du béton

Première phase : Après 7 jours

1. Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %
2. Les pertes considérées sont de 5 %

f_{c7} = 23,18 Mpa
f_{t7} = 1,99 Mpa
$\bar{\sigma}_{bt1}$ = -2.99 MPA
$\bar{\sigma}_{bt2}$ = -1.39 MPA
$\bar{\sigma}_{bcj}$ = 13,91 MPA

Deuxième phase : Après 28 jours

1. La mise en tension des câbles est de 100 %
2. Les pertes considérées sont de 10 %

f_{c28} = 35.00 MPa
f_{t28} = 2.70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$ = -4.05 MPA
$\bar{\sigma}_{bt2}$ = -1.89 MPA
$\bar{\sigma}_{bcj}$ = 21.00 MPA
ΔP = 10 %

3ème phase : Apres coulage de la dalle

1. Efforts dus à la deuxième phase
2. Poids propre de l'hourdis coulé sur Place

F_{c28} = 35.00 Mpa
F_{t28} = 2.70 Mpa
$\bar{\sigma}_{bt1}$ = -4.05 Mpa
$\bar{\sigma}_{bt2}$ = -1.89 Mpa
$\bar{\sigma}_{bcj}$ = 21.00 Mpa
ΔP = 15 %

Quatrième phase : En service

1. Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %
2. Les pertes considérées sont de 5 %

F_{c28} = 35.00 Mpa
F_{t28} = 2.70 Mpa
$\bar{\sigma}_{bt1}$ = -4.05 Mpa
$\bar{\sigma}_{bt2}$ = -2,70 Mpa
$\bar{\sigma}_{bcj}$ = 21.00 Mpa
ΔP = 25 %

Figure VII-2: Caractéristiques de chaque phase de vérification des Contrai

Tableau VII-2: Résultats de vérification des contraintes

Formules de calcul	$\sigma_{sup} = \frac{p}{b} - (p * e0 - m) * \frac{v}{i}$; $\sigma_{inf} = \frac{p}{b} + (p * e0 - m) * \frac{v'}{i}$					
Phases	e(m)	M(MN.m)	P(MN.m)	σsup(MPA)	σinf(MPA)	Obs
Phase1	0.92	3.54	3.17	5.15	2.24	CV
Phase2	0.92	3.54	6.35	2.83	13.69	CV
Phase3	1.33	5.606	5.99	2.13	9.09	CV
Phase4	1.33	9.21	5.29	6.22	0.19	CV

Interprétation :

- Au niveau de la fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
- Au niveau de la fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

VII.5 Trace des câbles de précontrainte

❖ Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane (section la plus sollicitée), suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré :

$$\frac{1}{R} \cong 8 * \frac{f}{l^2}$$

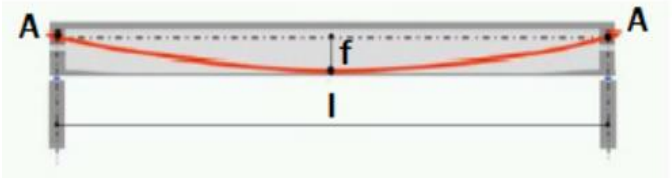


Figure VII-3: Géométrie des Câbles

❖ Détermination du tracé

- **l :** est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.
  f: est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

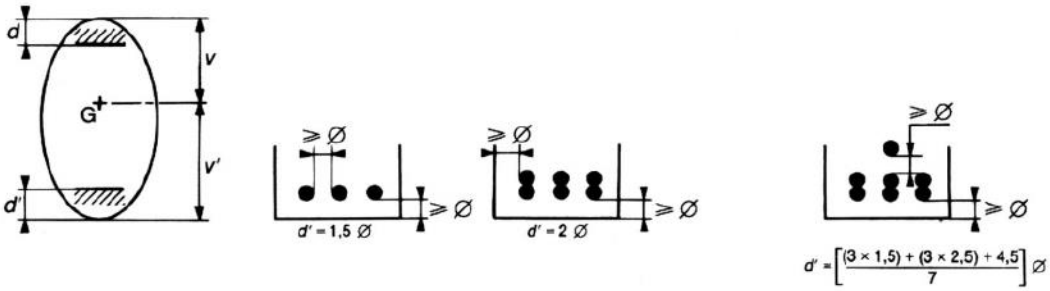
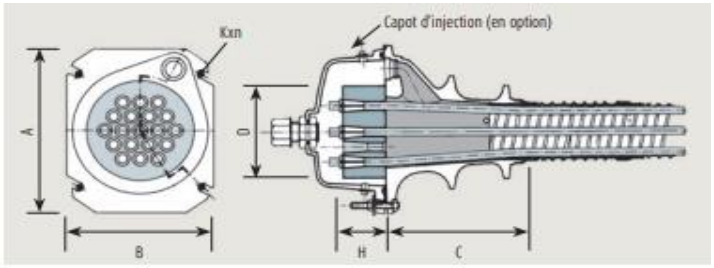


Figure VII-4: Dispositions Constructives des câbles de précontrainte

Pour la suite du calcul on doit fixer la position des câbles au x = L/2, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.

Pour x = 0, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

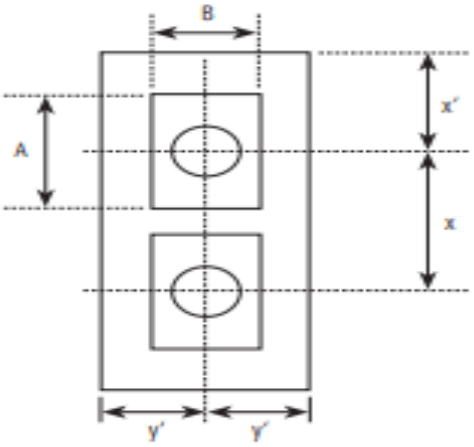
→ On opte pour des plaques d'ancrages **A × B = 240 × 200 mm² ; X = 35 cm**



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A + 30$ (mm)
$y \geq B + 30$ (mm)
$x \cdot y \geq a \cdot b$
$x \geq 0{,}85\ a$
$y \geq 0{,}85\ b$
$x' \geq 0{,}5\ x$ + enrobage de béton — 10 (mm)
$y' \geq 0{,}5\ y$ + enrobage de béton — 10 (mm)



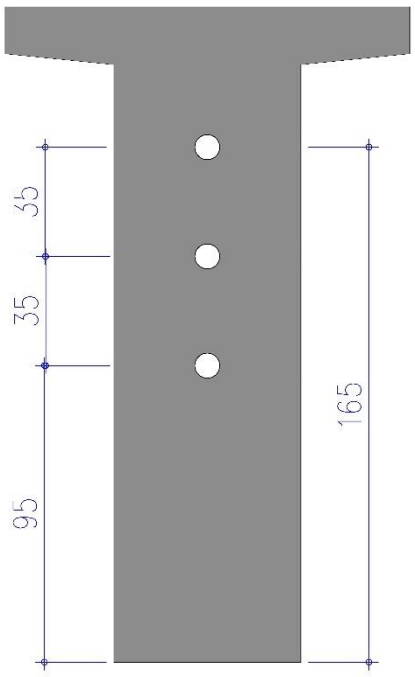
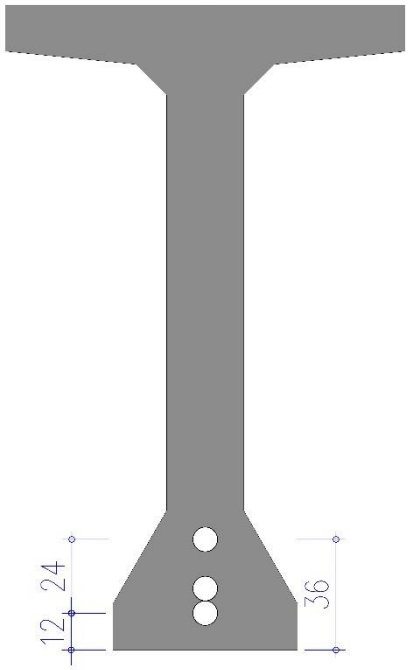
Distances a et b

	a = b (mm)		
	$f_{cm,o}$ (MPa)		
Unités	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Figure VII-5: Dimensions et Dispositions des Plaques d'ancrage

➢ La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VII-3: Tracé des câbles de précontraintes

Position Des Câbles	X = 0 (section d'about)		X = L/2 (section médiane)	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
Cable 1	0.95		0.12	
Cable 2	1.3		0.20	
Cable 3	1.65		0.36	
N lits	1		1	

Les trois câbles de la précontrainte présentent un alignement droit sur une distance qui s'éloigne avec 1.00 m à l'ancrage (x=0).

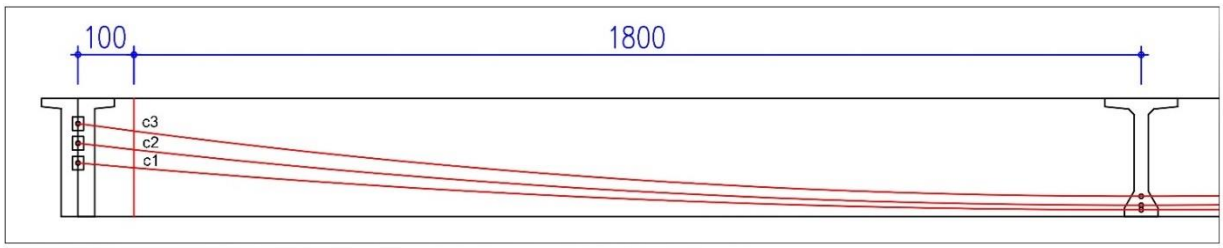


Figure VII-6: Trajectoire des câbles de précontraintes

- L'angle de déviation **β** sur une longueur ℓ peut être calculé par l'équation :

$$\boldsymbol{\beta(l) = 4 * (f/\ell)}$$

- L'angle de relevage α à x = 0 est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\text{Arc sin}\left(\frac{Vm-\bar{V}}{2}\right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}\left(\frac{Vm+\bar{V}}{2}\right)}$$

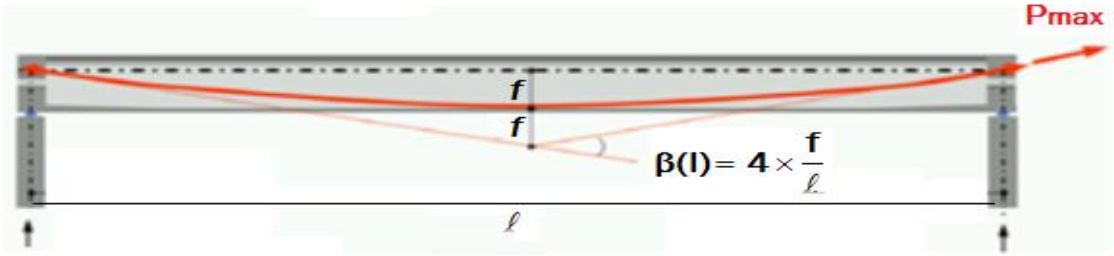


Figure VII-7: L'angle de déviation des Câbles

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha opt = \mathbf{Arc\ sin}\left(\frac{VM + Vm}{2P}\right)$$

Avec :

$\overline{V}$ **:** l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'about, donné par la formule :

$\overline{V} = \tau * bn * 0.8h$

$\overline{\tau}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service, donné par : $\overline{\tau} = \sqrt{[0,4 \times ftj \times (ftj + \sigma x)]}$.

σx : contrainte normale au niveau de la fibre neutre, donné par $\overline{\sigma}_{bt1} = \frac{P}{Bn}$.

Bn : surface nette de la section d'about + hourdis ; $\mathbf{Bn = B_{brute} - n.B_{Gaine}}$.

bn : largeur nette de la section d'about + hourdis ; **bn = b0 – n*φ.**

n : nombre de gaines par lit.

b0 : largeur brute.

BGaine : surface de la gaine. Φ = 8 cm : diamètre de la gaine.

- **<u>Les données de calcul de ce projet :</u>**

bn=0.52 m.
Bn=1.86 m2.
P=5.29 MN.
σx=2.85 Mpa.
$\overline{\tau}$=2.45 Mpa.
$\overline{V}$ =1.11 Mpa.

L_{cabel}=38 m.

L_{rel}=1 m.

L_{pb}= 37m.

Alors on a :

-14.37 °≤α≤ 36.28 °

Les résultats sont présentés dans le tableau **VII-4 .**

αC1 = 4.87	αC2 = 6.45	αC3 =7.56 (°)

Tableau VII-5: Caractéristiques du Tracé des Câbles

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	x=1	x=17.5			
C1	36.00	4.87	0.95	0.86	0.12	0.74	217.51	0.083
C2	36.00	6.45	1.30	1.19	0.20	0.99	164.14	0.110
C3	36.00	7.56	1.65	1.52	0.36	1.16	139.98	0.129

VII.6 Calcul des pertes de précontraintes

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné. En post-tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de fortement
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

Les pertes doivent être classées en deux catégories :

❖ Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontraintes subissent des pertes de tension instantanée (appelées aussi pertes à la mise en œuvre) qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanée du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : **Δσ Pi (x).**

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : **σPi (x) = σP0 (x) - Δσ Pi (x).**

❖ Perte de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée à l'origine σp0 diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\boldsymbol{\sigma_p\,(x) = \sigma_{p0} * e^{(-(f*\beta+\varphi*x)}}$$

Avec

- **σp0** : la tension à l'origine è σp0=1416 MPa
- **e** : la base des logarithmes népériens.
- **f** : coefficient de frottement en courbe (rd-1) è f = 0.18 rd
- **α** : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)
- **α(x)=| α(x)- α(0)|** tel que α(x) : Angle du câble à une distance (x) et α(0) : Angle du câble à x=0.
- x : la distance de la section considérée (m)
- φ : coefficient de frottement en ligne (m-1) → φ = 0.002 m-1

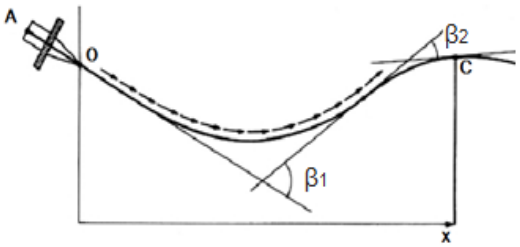


Figure VII-8: Frottements le long du câble lors de la mise en tension

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{frott}(x) = \sigma_{p0} * (1 - e^{(-(f*\beta+\varphi*x)})$$

Tableau VII-6: Valeurs des pertes dues aux frottements

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	19	0,083	0,053	72,95	78,80	5,565%
C2	19	0,110	0,058	79,44		
C3	19	0,129	0,061	83,99		

❖ Perte de tension par recul de l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance ≪ d ».

Les Pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

$\Delta\sigma_{g(x)}=2.\sigma_{p0}.K(d-x)$, avec :

K : constante ; K=f*(β/ ℓ)+ φ .

d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage **; d=√ (Ep*g/ σp0*K).**

g : intensité du recul d'ancrage, **g = 6 mm.**

Tableau VII-7: Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° câble	l(m)	K (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ Mpa	Δσp(0) Mpa
C1	19.00	0,0028	17,01	0.00	134,08 Mpa
C2	19.00	0,0030	16,28	0.00	140,08 Mpa
C3	19.00	0,0032	15,82	0.00	144,15 Mpa

❖ Les Perte de tension par déformation instantanée du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, donnée :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} * \frac{Ep}{Eij} * \sigma_{bi}$$

Avec :

- σ_{bj} : contrainte parabole du béton ;

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P * e^2}{Ig} - \frac{Mp * e}{2Ig}$$

- **P** : effort de précontrainte ;

$$P = n \times AP\,(\sigma p0 - \Delta\sigma\varphi Moy).$$

- A_p : section du câble de précontrainte.
- E_P : module d'élasticité de l'acier.
- E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- **e** : excentricité moyenne des câbles.
- **Mp** : moment du au poids propre de la poutre.
- I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau VII-8: Valeurs des pertes par déformation instantanée du béton

Les données de calcul :

Mg	**3.5 MN**
Eij	**35981.73 Mpa.**
e	**0.93 m.**
B	**0.83 m².**
I_G	**0.45 m⁴.**
n cable	**3**

Les résultats :

σ_{bi}	**13,69 MPa**
σ_e	**36,14 MPa**
σ_e	**2,55 %**

❖ Les Perte de tension différées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées, elles se produisent pendant un temps long, après la mise en précontrainte de la structure, elles proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps,
On distingue trois types .

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée **Δσd (x).**

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée **σpf (x) = σ0 - Δσi(x)- Δσd(x).**

❖ Perte de tension due au retrait du béton

Le retrait du béton correspond à des variations dimensionnelles mettant en jeu des phénomènes physiques avant, pendant ou après la prise du béton.

Il existe 4 types de retrait dans le béton :

- Le retrait de séchage.
- Le retrait plastique.
- Le retrait endogène (encore appelé retrait d'auto-dessiccation, ou retrait chimique d'hydratation du ciment).
- Le retrait thermique.

Les câbles ne sont tendus que lorsque le béton a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés dans le béton ne subissent que la part du raccourcissement du au retrait effectué après leur mise en tension. Si t0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : **ξ[r(1–r(t 0)] ;**

avec :

- ξ_r : Retrait final, $\xi r = 2*10^{-4}$;
- **r(t)** : Loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : **Δσr ≈Ep-ξr.**

<u>Les résultats de calcul :</u>

$$\Delta\sigma_r = 38.00\ Mpa \rightarrow \Delta\sigma_r = 2.68\ \%$$

❖ Les Perte de tension due au fluage du béton

Lorsque l'on applique une charge permanente à une structure en béton elle subit une déformation instantanée au moment du chargement et une déformation différée, cette déformation différée est appelée ''fluage'', il dépend de :

- La valeur de la charge appliquée ;
- Caractéristiques mécaniques du béton : en particulier son module d'élasticité ;
- Conditions ambiantes ;
- L'âge auquel est appliqué la charge (plus le béton est chargé tardivement moins il flue).
- Étant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation. La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma fl = \frac{Ep}{Eij}[\sigma max - \sigma b]$$

Tels que :

- σ_{max}: contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen à la mise en tension ,donnée par :

$$\sigma_{max} = \frac{-M_p}{I_G} \cdot e^0 + n\, A_p\, (\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst})[\frac{1}{B} + \frac{{e^2}_0}{I_G}]$$

- σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application, donnée par :

$$\sigma_{max} = \frac{-M_f}{I_G} \cdot e^0 + n\, A_p\, (\sigma_0 - \Delta\sigma_T)[\frac{1}{B} + \frac{{e^2}_0}{I_G}]$$

- **j** : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

Les données et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-9: Les pertes dues au Fluage

Coefficient	Mp (MN)	e(p+D) (m)	P(MN)	I_{nette} (m^4)	Bn (m^2)	V'n (m)	σb (MPa)	Δσfl (MPa)	Δσfl (%)
Valeur	**6,12**	**1,34**	**5,29**	**0,7872**	**1,3045**	**1,57**	**5,58**	**73,62**	**5,2**

❖ **Les Perte de tension due à la relaxation des câbles :**

La relaxation des aciers est un relâchement de la tension à longueur constante, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta_{\sigma p} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} + \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} + -\mu_0\right) \cdot \sigma_i$$

Avec :

- ρ_{1000} : Valeur de la relaxation garantie à 1000 heures ; ρ_{1000} = 2,5%.
- σi : Tension initiale (après toutes les pertes instantanées).
- μ_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats de calcul :

$$\Delta\sigma_{rel}=59.54\ Mpa \rightarrow \Delta\sigma_{rel}=4.205\%$$

VII.6.1.1 RECAPITULATION DE LA PRECONTRAINTE A APPLIQUEE

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_r + \Delta_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

On aura un pourcentage total de pertes égal à :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma p + \Delta\sigma e + \Delta\sigma_r + \Delta_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p = 19.50\ \%$$

Après le calcul du pourcentage des pertes totales, on remarque que les pertes de tension sont inférieures à 25%, donc le nombre de câble proposés au départ reste vérifié soit (3 câbles de 12T15).

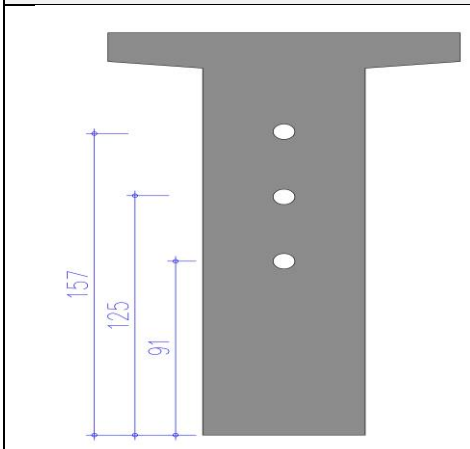
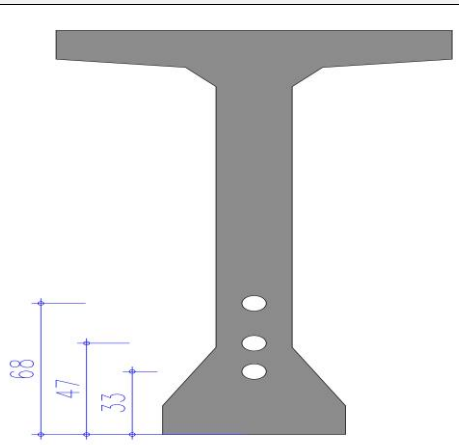
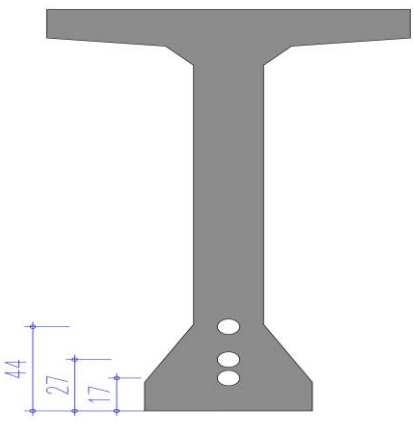
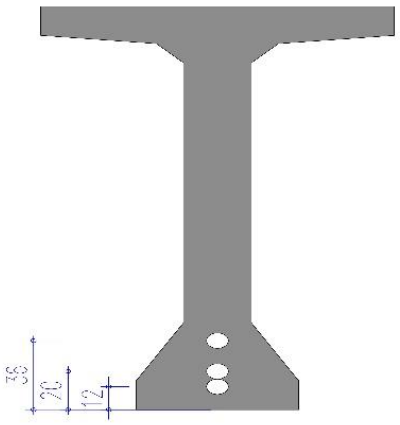
VII.7 Vérification des contraintes :

Cette vérification consiste à calculer les contraintes normales et tangentielles dans le béton et les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établie pour chacune des phases de construction mais également pour la phase de service.

➢ Les sections de vérification

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x=0.5) pour la vérification des contraintes tangentielles.

Tableau VII-10: Section de Vérification des Contraintes

x = 0.5 m	x = L/4
	
x = 3L/8	**x = L/2**
	

Limitation des contraintes suivant le tableau ci-dessous :

Tableau VII-11: Récapitulatif des limitations des contraintes

j = 7 jours	$\overline{\sigma}_{cj}$	**13.91 Mpa**	**Exécution / Q. Rares / Q.Fréquente**
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	**-2.99 Mpa**	**Exécution**
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	**-1.39 Mpa**	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	**-1.99 Mpa**	**Q.Rares**
j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma}_{cj}$	**21.00 Mpa**	**Exécution / Q.Rares /Q.Fréquente**
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	**-4.05 Mpa**	**Exécution**
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	**-1.89 Mpa**	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	**-2.70 Mpa**	**Q.Rares**

❖ Caractéristiques nettes des sections de calcul :

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II. Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AUTOCAD 2016**.**

Tableau VII-12: Caractéristiques nettes des sections de calcul

	x=0,5 m		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**
H(m)	**2,10**	**2,40**	**2,10**	**2,40**	**2,10**	**2,40**	**2,10**	**2,40**
$B_{nette}(m^2)$	**1,37**	**1,86**	**0,81**	**1,30**	**0,81**	**1,30**	**0,81**	**1,30**
v_n (m)	**0,97**	**0,97**	**0,93**	**0,82**	**0,93**	**0,81**	**0,93**	**0,81**
v'_n (m)	**1,13**	**1,429**	**1,17**	**1,59**	**1,18**	**1,58**	**1,18**	**1,58**
I_{nG} (m^4)	**0,56**	**1,0**	**0,48**	**0,80**	**0,43**	**0,79**	**0,43**	**0,79**
ρ (%)	**37,65**	**39,60**	**49,69**	**47,25**	**49,21**	**46,85**	**49,02**	**46,72**

❖ Justification de la poutre à l'ELS

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est à dire vérifier le non-dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicitée (à mi- travée).

Selon le BPEL : $\begin{cases} \mathbf{P1 = 1.02\ P_0 - 0.8\ \Delta P.} \\ \mathbf{P2 = 0.98\ P_0 - 1.2\ \Delta P,} \end{cases}$

Avec :

- **ΔP** : Perte de tension.
- **P_0 :** Tension a l'origine (**P_0 = 2.345 MN)**

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le **tableau VII-13.**

Tableau VII-14: Récapitulatif des Pertes de précontraintes

	$N_{câbles}$	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0,5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,05	3,47	3,28	1,24	0,49	0,29	0,23
Phase 2	3	100	8,11	6,72	6,21	1,24	0,49	0,29	0,23
Phase 3	3	100	13,79	6,40	5,73	1,24	0,49	0,29	0,23
Phase 4	3	100	19,46	6,08	5,25	1,24	0,49	0,29	0,23

❖ Justification des contraintes normales :

On vérifie que la contrainte normale σy est comprise entre les contraintes limites $\overline{\sigma bc}$ et $\overline{\sigma}$, c'est-à-dire : $\overline{\sigma bt} \leq \sigma y \leq \overline{\sigma}$.

Nous avons : $\sigma(y) = \frac{P}{Bn} + \frac{P\, e_0 - M}{In} * y$

Avec :

- **P** : Effort de précontrainte ;
  B_n : Surface nette de la section considérée ;
  I_n : Inertie nette de la section considérée ;
- e_0: Excentricité du câble moyen de précontrainte ;
- **M** : Moment fléchissant extérieur ;
- **y** : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VII-15: Vérification des contraintes normales de la phase 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,11	0,68	0,88	0,95	-0,11	0,68	0,88	0,95
MEls		-0,004	2,605	3,303	3,536	-0,0040	2,6050	3,3030	3,5360
P1 (MN)		3,47	3,47	3,47	3,47	6,72	6,72	6,72	6,72
P2 (MN)		3,28	3,28	3,28	3,28	6,21	6,21	6,21	6,21
σp (MPa)	σsup	-0,01	5,52	7,04	7,56	-0,01	5,52	7,04	7,56
	σinf	0,01	-6,99	-6,55	-9,67	0,01	-6,99	-8,99	-9,67
σP1 (MPa	σsup	3,23	-0,71	-2,25	-2,78	6,25	-1,37	-4,36	-5,38
	σinf	1,76	10,63	12,64	13,34	3,40	20,56	24,46	25,80
σP2 (MPa	σsup	3,05	-0,67	-2,13	-2,62	5,78	-1,27	-4,03	-4,97
	σinf	1,66	10,02	11,92	12,58	3,14	19,00	22,60	23,84
σMax (MPa)	σsup	3,22	4,81	4,79	4,78	6,24	4,15	2,68	2,18
	σinf	1,76	3,64	6,09	3,66	3,40	13,56	15,47	16,12
σMin (MPa)	σsup	3,04	4,85	4,92	4,94	5,77	4,25	3,01	2,59
	σinf	1,66	3,03	5,37	2,91	3,15	12,01	13,62	14,17

Tableau VII-16: Vérification des contraintes normales des phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,18	1,09	1,29	1,36	0,18	1,09	1,29	1,36
MEls		-0,0067	4,0690	5,1600	5,6060	-0,0066	6,913	8,643	9,21
P1 (MN)		6,42	6,42	6,42	6,42	6,10	6,10	6,10	6,10
P2 (MN)		5,75	5,75	5,75	5,75	5,27	5,27	5,27	5,27
σp (MPa)	σsup	-0,01	4,17	5,33	5,80	-0,01	7,09	8,93	9,53
	σinf	0,01	-8,07	-10,35	-11,29	0,01	-13,71	-17,34	-18,55
σP1 (MPa)	σsup	2,33	-2,24	-3,64	-4,11	2,21	-2,13	-3,45	-3,90
	σinf	5,12	18,78	21,55	22,49	4,86	17,84	20,47	21,36
σP2 (MPa)	σsup	2,09	0,23	-0,48	-3,68	4,03	0,43	-0,91	-3,37
	σinf	4,58	16,81	19,29	20,13	4,20	15,40	17,67	18,44
σMax (MPa)	σsup	2,32	1,93	1,69	1,70	2,21	4,96	5,47	5,63
	σinf	5,13	10,71	11,20	11,20	4,87	4,13	3,13	2,81
σMin (MPa)	σsup	2,08	4,40	4,85	2,13	4,02	7,52	8,02	6,17
	σinf	4,59	8,74	8,94	8,85	4,21	1,69	0,33	-0,11

➢ **Conclusion :**

On remarque que les valeurs de contraintes obtenues sont comprises entre les deux valeurs de contraintes admissibles, et ceci pour les quatre phases de construction, donc on peut dire que les contraintes normales sont vérifiées.

❖ **Justification des contraintes tangentielles :**

Le but de cette vérification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage. La vérification des contraintes tangentielle sera calculée pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximal, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4\, f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau_1}^{\,2} \text{ et } \tau^2 \leq (f_{tj}/f_{cj}) \times [0,6\, f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau}_2^{\,2}$$

Avec :

- τ : Contrainte tangentielle
- σ_x : Contrainte normale.

Détermination de la contrainte normale :

La contrainte normale est donnée par la formule suivante : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$, Avec :

- **P** : Effort de précontrainte ; $P = \sum Pi$.
- B_n : Surface nette de la section considérée.

Les résultats de calcul de P sont résumés dans le tableau suivant **:**

Tableau VII-17 : Résultats des calculs des Pcos α

	α	Pi	P cos α
Pc1	4.87	1,89	1,88
Pc2	6.45	1,89	1,88
Pc3	7.65	1,89	1,87
	Somme		5,63

Donc on aura : $\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{5{,}63}{1{,}8572} = 3.03\ Mpa$, $\sigma_x < 0.4\, f_{cj}$, alors on vérifier juste que si $\overline{\tau} \leq \tau_1$.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous

Tableau VII-18: Vérification des contraintes tangentielles

B_n (m^2)	V_{ser} (Mpa)	V_{red} (Mpa)	S_n (m^3)	I_n (m^4)	b_n (m)	σ_x (Mpa)	τ (Mpa)	$\overline{\tau}_1$ (Mpa)
1,857	1,131	0,510	0.714	1,020	0,52	3,031	0,687	2,488

- **Conclusion :**

On constate que $\tau = 0,6874\ MPa < \tau_1 = 2,74880\ MPa$, donc les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VII.8 Justificatif de la poutre a l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle βu que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec

- $\beta u \geq 30°$;
- σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de **G** ; $\sigma_x = P/Bn$;
- τu : contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u,red} \cdot S_n(y)}{I_n\, b_n}$.

Tableau VII-19: Détermination de l'Angle

Vult	1,53 MPa	Bn	1,86 m^2
Vred	0,91 MPa	σx	3,03 Mpa
Sn	0,71 m^3	τ_u	1,22 Mpa
In	1,02 m^4	βu	19,42°
bn	0,52 m	On prend βu 30 °	

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t, donnée par :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_t} \geq [\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}] \, tg\beta_u$$

Avec:

- **At** : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
- **fe** : Limite d'élasticité de l'acier ;
- **bn** : Largeur nette de la section d'appui ;
- **St** : Espacement de deux cours d'armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;
- γs = 1,15 pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Application Numérique : $\frac{A_t}{S_t} \geq$ 2.21 cm

❖ Minimum d'armatures transversales :

Le minimum d'armatures transversales à disposer est donné par le rapport suivant :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} = 7.18 \text{ cm}, \text{ Avec : } St \leq \{1m ; 0,8h ; 3b0\}.$$

(h étant la hauteur totale de la poutre et b0 la largeur brute de l'âme).

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement 20 cm .

❖ Vérification au non-écrasement des bielles de béton :

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$\tau u \leq fc28/6$ = 5.83 MPa ce qui est vérifiée.

VII.9 Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As (art. 6.1.32 4.1 des Règles **BPEL**) :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + (\frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{f_e}{\sigma_{bt}})$$

- B_t : Aire du béton tendu
- N_{Bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercée sur B_t
- σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

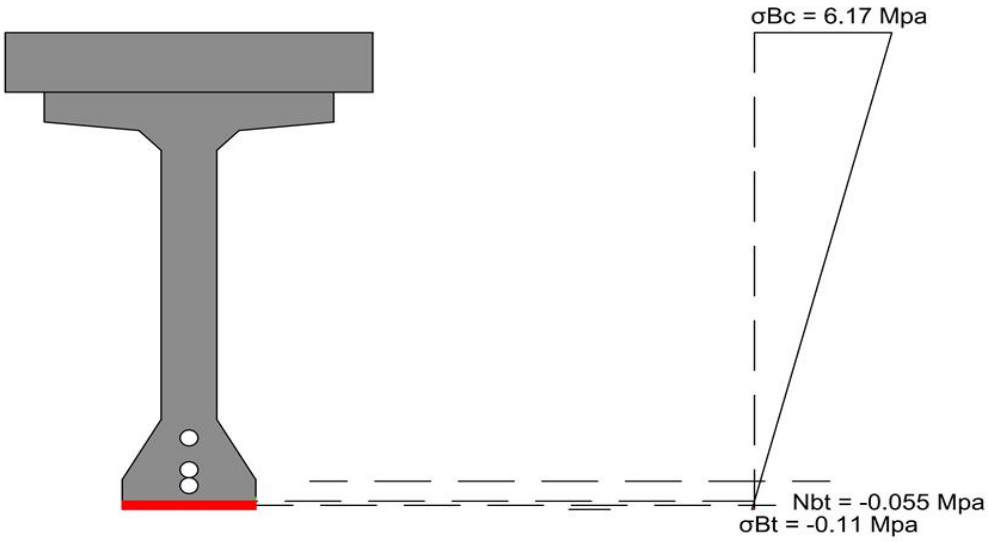
Tableau VII-20: Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues

B_t	0,0252 m²
σ_{Bt}	0,11 MPa
N_{Bt}	0,0014 MN

On aura : As = 0.93 cm^2.

Tenant compte de la Figure ci-dessous :

Tableau VII-21: Diagramme des contraintes pour la zone la plus tendue



VII.10 Calcul justificatif en sections particulières

Certaines zones du béton précontraint sont soumises à des efforts concentrés, nous distinguons :

Les zones d'ancrage des armatures de précontrainte (Zone d'About).

Les zones d'application des réactions d'appui (Zone d'Appui).

❖ Étude de la zone d'about :

La zone d'about d'une poutre est soumise à une concentration d'efforts dus à la transmission des réactions par l'appui, et a l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, composant ce qu'on appelle « Zone de régularisation » :

- Une zone de surface tendue.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement tendue.

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle ou les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la longueur , c'est-à-dire :

Lr = h = 1m.

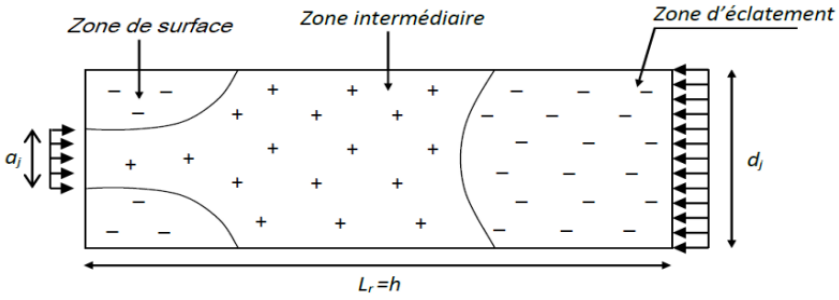


Figure VII-9: Zone de régularisation à l'aval des systèmes d'ancrage.

❖ **Zone de surface :**

Dans cette zone, il faut disposer un ferraillage de surface As donnée par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \times max \frac{P_{j0}}{\sigma_s}$$

Avec : $P_{j0} = P_0 - \Delta P = 2,15$ **MN** et $\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 434.78$ *Mpa*

D'où $A_s = 1.98$ **cm²** ⟶ On disposera d'un cadre HA12 (As = 2,26 cm2).

❖ **Effets d'éclatement :**

Contrainte de traction du béton :

La contrainte de traction du béton σ_{tj} doit vérifier :

$$\sigma_{tj} = 0.5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{B d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$ Avec :

- a_j : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ; $a = 0,24$ **m**.
- d_j : hauteur du prisme symétrique de niveau j.
- **b** : largeur de la poutre ; $b = 0,6$ **m**.
- f_{tj} : contrainte caractéristique de traction du béton à « j » jour ; $f_{tj} = 2.7$ **MPa**.

- **Détermination des dimensions du prisme :**

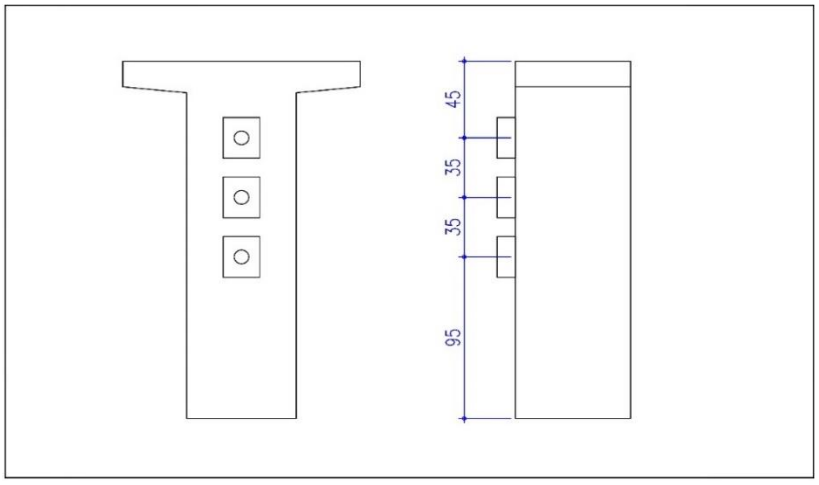


Figure VII-10: Dimensions du prisme.

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique dj :

d_1 = Min (2C1 ; C2) = Min (2 x 0,45 ; 0,35) = 0,35 m.

d_2 = Min (C2 ; C3) = Min (0,35 ; 0,35) = 0,35 m.

d_3 = Min (C3 ; 2C4) = Min (0,35 ; 2 x 0,95) = 0,35 m.

Les résultats sont mentionnés ci-après :

Tableau VII-22:Vérification de la contrainte de traction

J	dj (m)	σ_{tj} (MPa)	1,25 f_{tj} (MPa)	Observation
1	0.35	1.61	3.38	Contrainte vérifiée
2	0.35	1.61	3.38	Contrainte vérifiée
3	0.35	1.61	3.38	Contrainte vérifiée

Contrainte de compression du béton :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{tj}$$

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VII-23:Vérification de la contrainte de compression

J	dj (m)	σ_{mj} (MPa)	2/3 f_{tj} (MPa)	Observation
1	0.35	10.26	23.33	Contrainte vérifiée
2	0.35	10.26	23.33	Contrainte vérifiée
3	0.35	10.26	23.33	Contrainte vérifiée

Frettage d'éclatement :

La section de ferraillage est calculée comme suit :

$$A_e = Max \begin{cases} 0.25(1 - \frac{a_j}{d_j}) \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{s,\lim}} \\ 0.15 \frac{P_{j0}}{\sigma_{s,\lim}} \end{cases}$$

Application numérique :

Ae = 7.43 cm

On disposera de 4 cadres HA16 (As = 16.04 cm2), Ces aciers sont à répartir sur une longueur d = 40 cm à l'aval des systèmes d'ancrage.

Équilibre général de diffusion pure :

On calcule les contraintes qui existeraient à l'about si les principes de « Résistance des matériaux » s'appliquaient, qui sont données par :

$$\sigma = \frac{p}{s} + P \times e_0 \times \frac{v(v')}{I} \quad \text{et} \quad \tau_{max} = \frac{p \times \sin \alpha}{b_n \times z}$$

Pour cela nous considérons une section équivalente rectangulaire (60cm × 227cm) représentée ci-après :

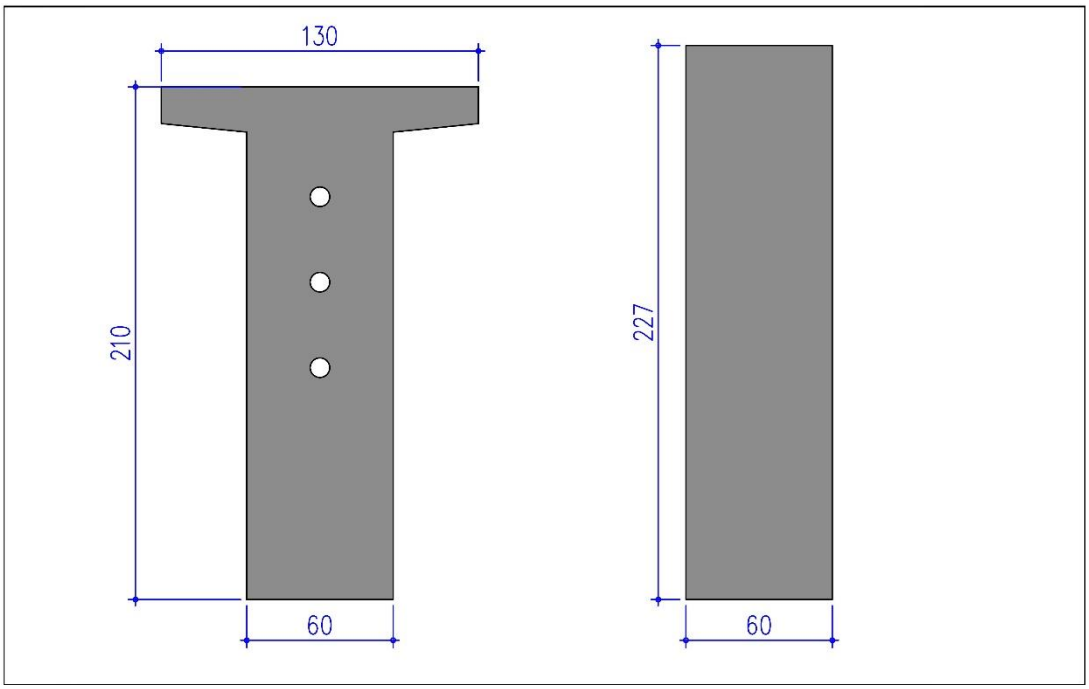


Figure VII-11 : Section équivalente de la poutre.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VII-24: Contraintes de compression et de cisaillement.

B (m^2)	1,3622
B_{equi} (m^2)	1,3622
B (m)	0,6
h_{equi} (m)	2,27033
v (m)	1,13517
v' (m)	1,13517
I (m^4)	0,58511
e_0 (m)	-0,1095
n_{cable}	3

α	Psin α
4,87	0,16025
6,45	0,21205
7,56	0,24834
Somme	0,62064

σ_{sup} (Mpa)	6,08107
σ_{inf} (Mpa)	3,35144
τ_{max} (Mpa)	0,89976

Calcul des sollicitations :

$$X = \int \sigma(P_j) \times b\, dt$$

Avec : (**Pj**) = 6,08 – 1,20 **t** D'où : (**t**) = 3, 65 **t** – 0,36 t²

$$T = \int \tau(P_j) \times b\, dt$$

Avec : (***Pj***) = **0**, 70 ***t*** (, 27 − ***t***) D'où : ***T*(*t*)** = 0.48 ***t*²** – 0,14 ***t*³**

On peut alors calculer l'effort tranchant à chaque niveau d'ordonnée t (positive en descendant vers l'appui) .

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VII-25:Effort tranchant Vx en fonction de t

T (m)	**0**	**0,396**	**0,636**	**1,123**	**1,363**	**1,464**	**1,704**	**2,270**
V_x (MN)	**0**	**-1,5**	**-0,04**	**-1,511**	**-0,03**	**-0,29**	**1,25**	**0**

La vérification de la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_g \text{ max} \leq 1,5\, f_{tj} \text{ avec : } \tau_{g\,max} = \tau_d + \tau$$

Où :

- τ_d : représente un cisaillement conventionnel égal à :

$$\tau_d = \frac{2 \times V_x}{b \times \ell_r} = \frac{2 \times 1.25}{0.6 \times 2.27} = 1.84 \text{ Mpa}$$

- τ : représente le cisaillement le plus défavorable dû à l'ensemble des sollicitations calculé comme suit :

$$\tau = 0,7\, t\, (2.27 - t) = 0.67 \text{ MPa}$$ D'où :

$\tau_{g\ max} = \tau_d + \tau = 1.84 + 0,67 = 2.52$ **MPa** ≤ 1,5 ftj = 1,5 × 2.7 = 4.05 **MPa**

(Contrainte vérifiée).

Armatures transversales :

Elles sont calculées par : $A_s = \frac{V_{xe\,max} \times N_{tc}}{\sigma_s}$ et distribuées sur une longueur 2/3 ℓr à partir de la surface d'about.

Où :

- N_{tc} **:** Effort normal égal à :
- $N_{tc} = P_h - T = 0,71 - (\,,48 \times 1.704^2 - 0.14 \times 1,704^3) = 0.0182$ **MN.**
- $V_{xe\,max}$: Effort tranchant max calculé comme suit :

$$V_{xe\,max} = V_{x\,max}\left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\,\tau_{d\,max}}\right)^2\right] = 1.25\left[1 - \left(\frac{2.7}{3 \times 1.84}\right)^2\right] = 0.95 \text{ Mpa}$$

On aura donc :

$$A_s = \frac{V_{xe\,max} \times N_{tc}}{\frac{2}{3} \times f_e} = \frac{0.95 \times 0.0182}{434.78} = 21.55\ cm^2$$

Tableau VII-26:Récapitulatif du ferraillage de la zone d'About

Nature	Section minimale (cm2)	Répartition
As	1,98	Près de la surface d'about
Ae	7,43	Sur 40 cm d'about
Ac	12,13	4 cadres HA16 Sur 40cm partir de l'about

❖ Étude de la zone d'appui :

Cette zone est soumise à des forces concentrées dues aux réactions d'appui et à l'ancrage des armatures de précontrainte.

Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de :

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur.

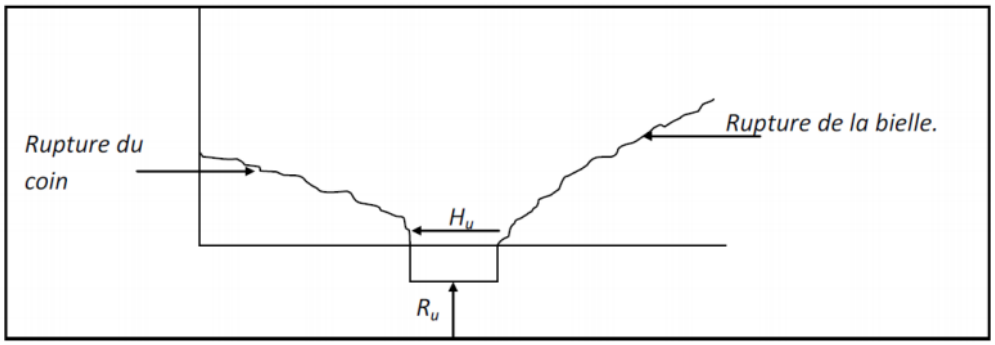


Figure VII-12: Rupture de la bielle et du coin inférieur.

➢ Justification de la bielle d'about :

L'appui transmet au béton une réaction verticale Ru et une réaction horizontale Hu. Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte ∑ Pi sin αi et ∑ Pi cos αi .

La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison θ dépasse l'angle d'application βu donnée par la formule :

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

Avec $\sigma_{yu} = 0$

Donc : $tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}}$

➢ La condition à vérifier : $\theta \leq \beta u$

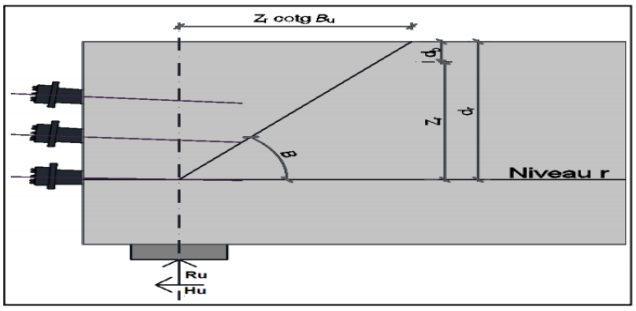


Figure VII-13: Représentation de la bielle d'about.

Le calcul consiste en premier lieu à rechercher le rang r des câbles nécessaire pour reprendre l'effort de la bielle avec un angle inférieur à βu ; ce rang r existe si :

$$\sum \bar{P}i \times \cos \alpha i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}i \times \sin \alpha i) \times \cot g\, \beta u$$

Avec :

- $\bar{P}i$: Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite ;
  - $\bar{P}i = \mathbf{Min}\ \{1.2\ P0\ ;\ (fprg \times Ap)/1.15\}$
- αi : Inclinaison sur l'horizontale du câble de rang i ;
- R_u : Composante verticale de la réaction d'appui ;
- H_u : Composante horizontale de la réaction d'appui ;
- β_u : Défini précédemment, nous le prenons égal à 30° (Recommandation).

Application numérique :

$\sum \bar{P}i \times \cos \alpha i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}i \times \sin \alpha i) \times \cot g\, \beta u \rightarrow 6{,}81 \geq 1{,}91$ **(Vérifiée)**

a condition est vérifiée, on peut donc dire que **r** existe.

$\sum \bar{P}i \times \cos \alpha i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}i \times \sin \alpha i) \times \cot g\, \beta u \rightarrow 6{,}81 \geq 1{,}91$ **(Vérifiée)**

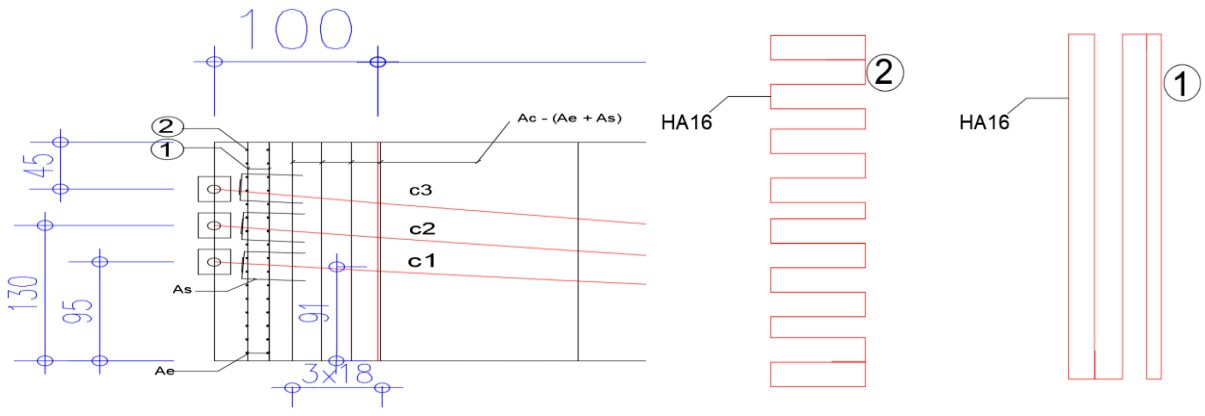


Figure VII-14: schéma de principe du ferraillage d'éclatement au niveau des abouts

VII.11 Conclusion

L'étude de la précontrainte, nous a permis tout d'abord de déterminer le câblage, mais également de vérifier que ce dernier satisfait bien à la vérification des contraintes tant sur les sections courantes que sur les sections particulières.

VIII. DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE

VIII.1 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHES ET CONTRE FLÈCHES

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la Précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaitre sur certaines sections.

D'après les règles BAEL la flèche admissible est de **L/500**, où L : est la portée de la travée considérée. Donc : $\boldsymbol{f_{adm} = \frac{3800}{500} = 7.6\ cm}$.

Dans ce qui suit on va utiliser le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019 pour la détermination des différentes flèches.

VIII.1.1 CONTRE FLECHE DU A LA PRECONTRAINTE

On vérifie tout d'abord la contre-flèche de la poutre seule (avant coulage de la dalle).

Données de calcul :

- Précontrainte prise en compte dans le calcul (**Câble moy**) = 6.72 MN (**mise en tension a 100 %**).
- e_0 = - 11.00 cm étant l'excentricité de câble Par rapport au centre de gravité dans les deux extrémités de la poutre.
- e_1 = 95 cm ; l'excentricité à mi- poutre.
- Les résultats obtenus sont représentés dans la figure suivante la contre flèche à mi-portée :

$$\rightarrow \boldsymbol{f_p = -\frac{M(2L)^2}{8EI} = -P.e.\frac{L^2}{2EI} = 2.5\ cm}$$

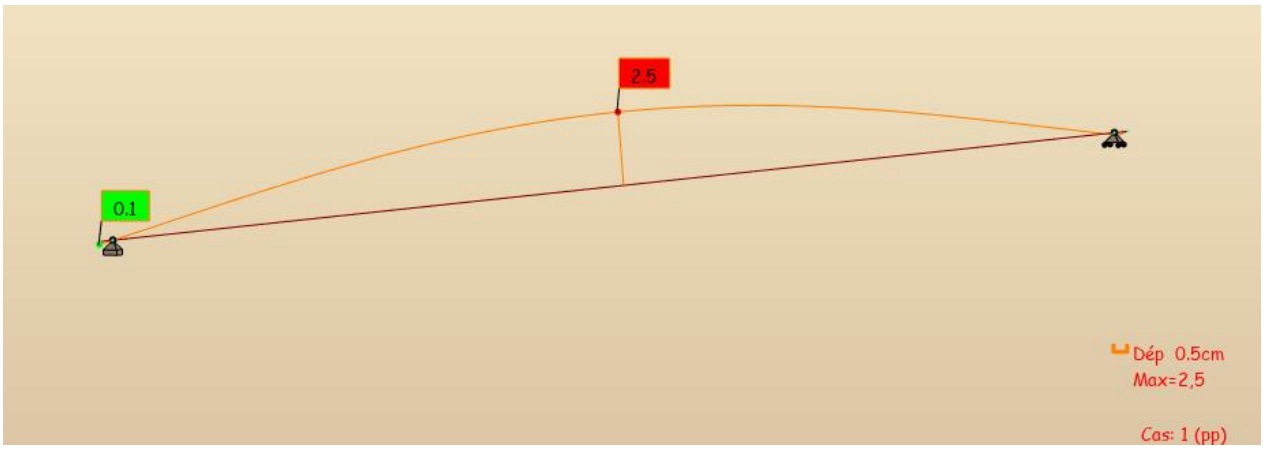


Figure VIII-1: La contre flèche de la poutre seule avant le coulage de la dalle (Gpoutre+P)

VIII.1.2 FLECHE MAXIMALE A ELS

La flèche maximale (8cm) due la combinaison **G+D240** est représentée dans la figure ci-après ;

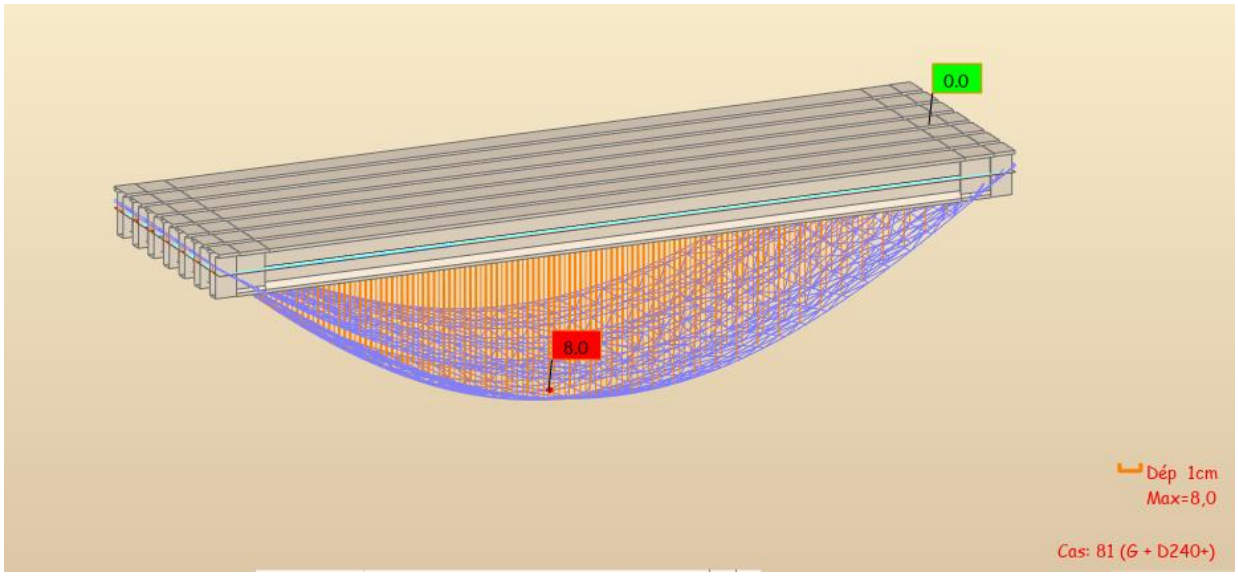


Figure VIII-2: Flèche Max à ELS

$\rightarrow f_{ELS} = 5.\dfrac{ql4}{384EI} = \ 8cm$

- **Alors la flèche maximale est :**

$$f_{TOT} = f_P + f_{ELS} = -2.5 + 8 = 6.5\ cm < 7.6\ cm$$

Donc la condition de déplacement élastique est vérifiée .

VIII.2 ÉTUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.2.1 ROLE DES ENTRETOISES

Les entretoises sont des éléments transversaux destinés principalement à rigidifier le tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux. En outre, au niveau des culées, ces pièces ont pour rôle d'assurer une bonne tenue des joints de chaussée, notamment vis-à-vis des déformations verticales du tablier.

Ces éléments peuvent être sollicités par des charges concentrées apportées par des appareils d'appui ou des vérins, dans le cas où ceux-ci ne sont pas tous placés sous les poutres.

VIII.2.2 PRINCIPE DE FERRAILLAGE

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le platelage. Leur ferraillage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier, comme lors d'un changement des appareils d'appui.

VIII.2.2.1 FERRAILLAGE SOUS L'ACTION DES CHARGES D'EXPLOITATION

Les réactions du tablier sont directement transmises à l'appui, ce qui n'engendre aucun effort dans les entretoises. Le ferraillage nécessaire est donc peu important.

VIII.2.2.2 FERRAILLAGE SOUS L'EFFET D'UN VERINAGE DU TABLIER

Les réactions d'appui transitent par les entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position des vérins par rapport à l'axe des poutres. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins, pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage du tablier.
Pour notre cas, et pour des raisons de symétrie on doit prévoir 6 points de vérinage par entretoise.

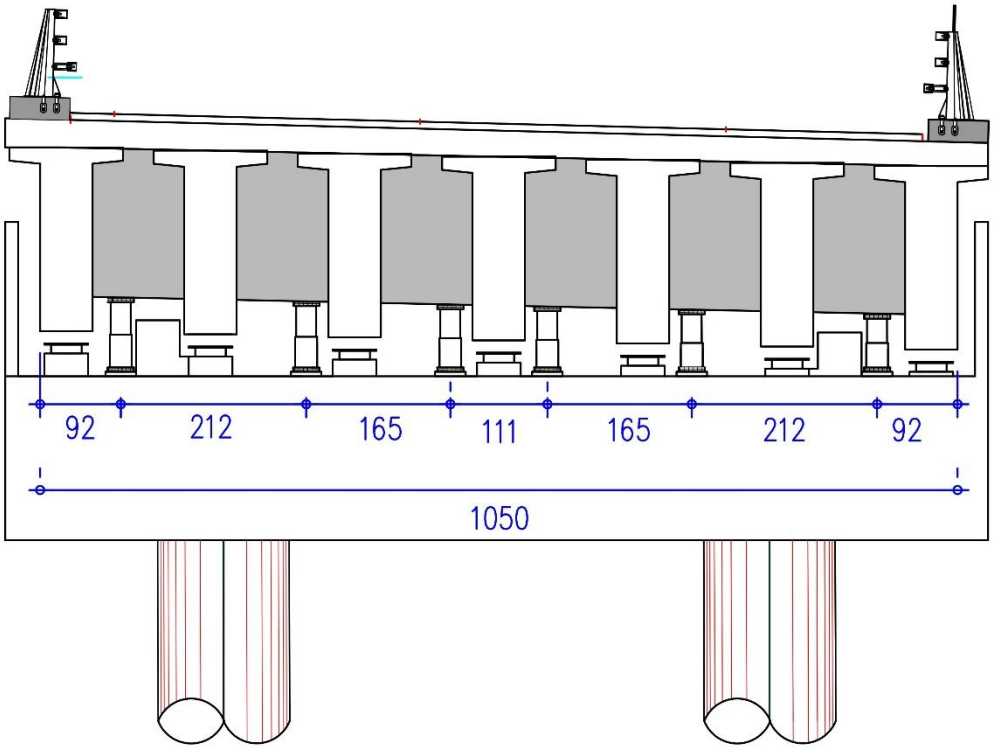


Figure VIII-3: Position des vérins pour une opération de vérinage

VIII.2.3 ÉVALUATION DES EFFORTS

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 10.5 m de longueur, reposant sur six appuis (les vérins de soulèvement), et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

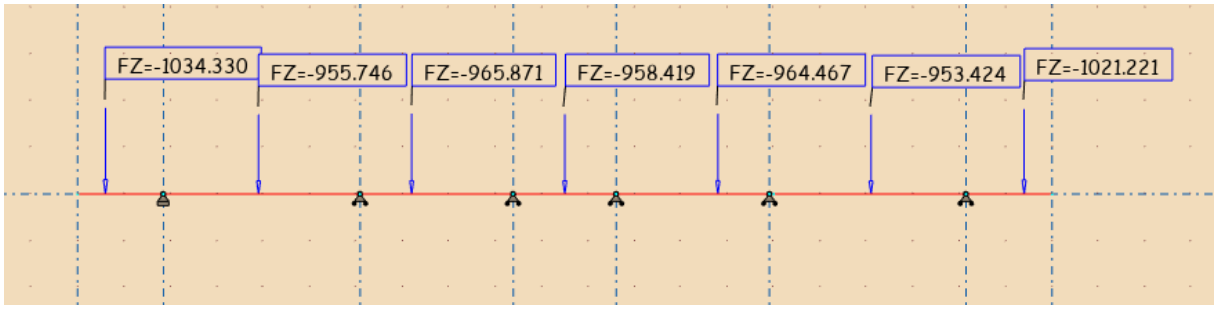


Figure VIII-4: Modèle de calcul position des vérins et position des poutres

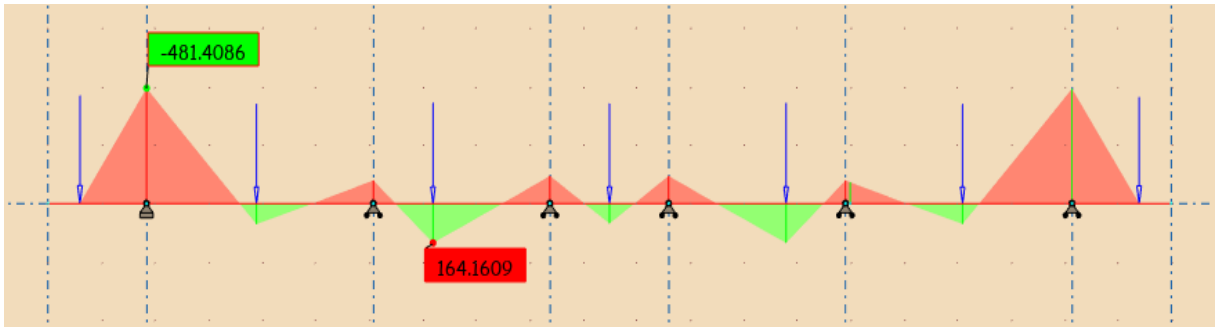


Figure VIII-5: Diagramme des moments sous charges G à ELS

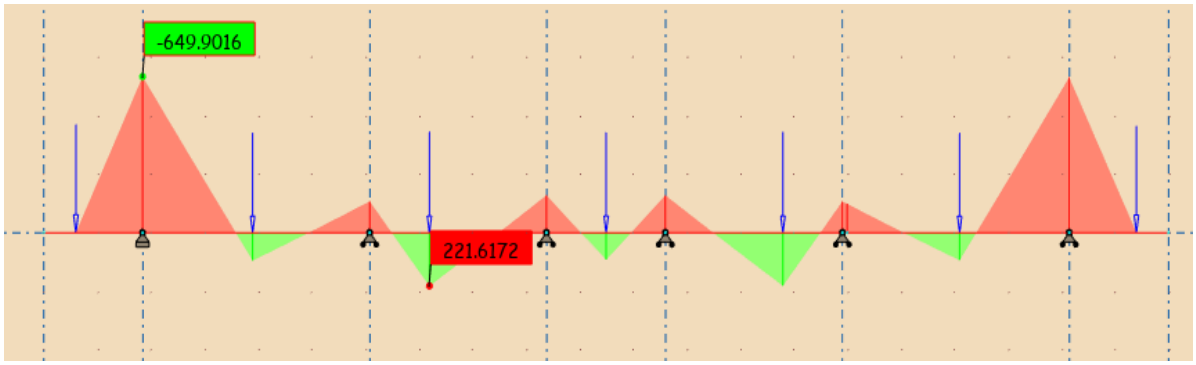


Figure VIII-6: Diagramme des moments sous G à ELU

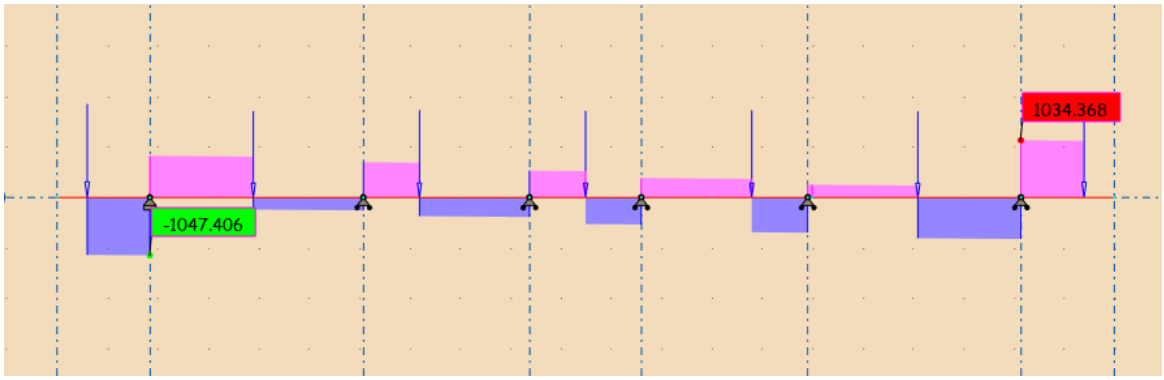


Figure VIII-7: Diagramme des efforts tranchant sous G à ELU

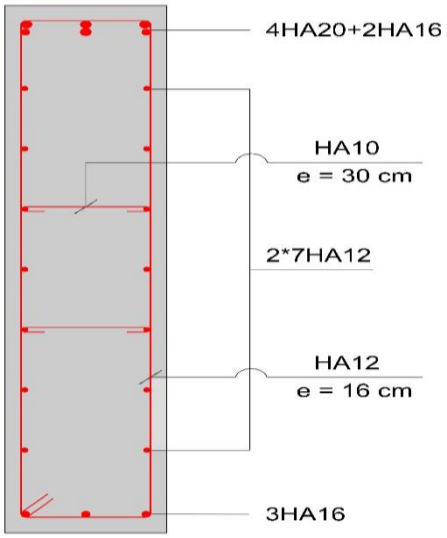
VIII.2.3.1 FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE :

Le ferraillage est constitué d'armatures de flexion longitudinale et d'armatures d'effort tranchant verticales. Des armatures de peau sont également réparties sur la hauteur.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous (Voir Annexe D)

Tableau VIII-1: Récapitulation des Aciers de l'hourdie

Armatures	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	15,8	4 HA20+2 HA16	12
Longitudinales inférieures	5,2	3 HA16	12
Armatures transversales	2.3	2 HA12	16
Armatures de peau	≥ 3 cm²/ml	HA12	16



Figurex.x: Ferraillage de l'entretoise.

VIII.3 ÉTUDE DE L'HOURDIS

VIII.3.1 INTRODUCTION :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), l'hourdis joue aussi un rôle d'entretoisement, il assure la répartition transversale des efforts.

Cette transmission s'effectue par des déformations locales, notamment de flexion, des hourdis.

On distingue deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre les efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

Alors, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VIII.3.1.1 GEOMETRIE DE L'HOURDIS :

Les caractéristiques géométriques de l'hourdis sont présentés dans le tableau ci-dessous ;

Tableau VIII-2: Caractéristiques Géométriques de la Dalle

L'épaisseur h (cm)	La largeur (cm)	La longueur (cm)
30	1125	Le long de l'ouvrage

VIII.3.1.2 ÉVALUATION DES EFFORTS :

Pour évaluer les efforts dans l'hourdis on a utilisé le logiciel « ROBOT structural analysis », il est modélisé en utilisant l'élément « Barre ».

On travaille sur un mètre de longueur, les deux autres dimensions (la largeur et l'épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels et les charges à prendre en compte sont les mêmes actions définies en chapitre « Charges et surcharges », ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants dans l'état limite ultime (ELU) et l'état limite de service (ELS).

Les moments fléchissant **max** et **min** ainsi que les efforts tranchants sont obtenus par la combinaison :

- **1.35 G + 1.6 B_{t1}** pour les combinaisons de l'ELU.
- **G+1.2B_{t1}** pour les combinaisons de l'ELS.

Les résultats obtenus sont présentés dans les figures suivantes :

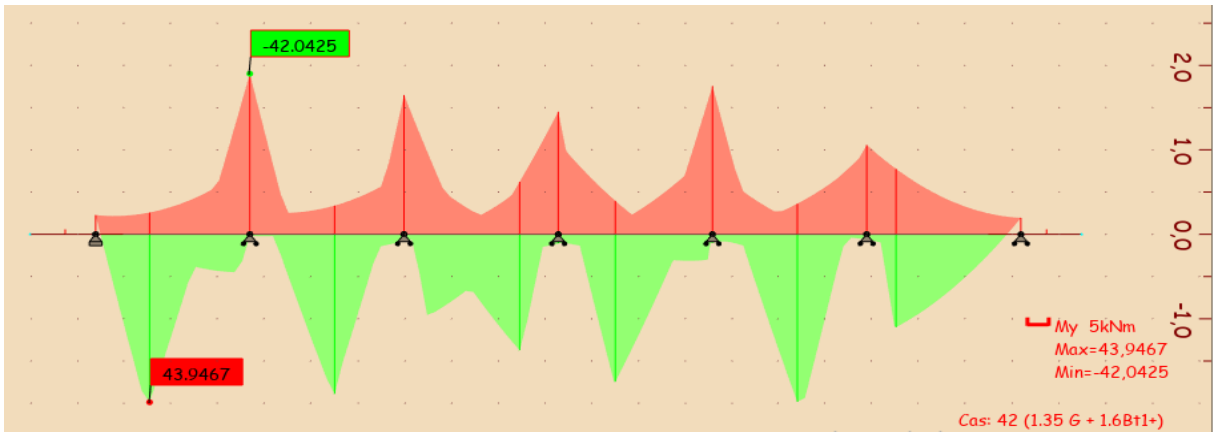


Figure VIII-8: Moment Max -Dalle- à ELU

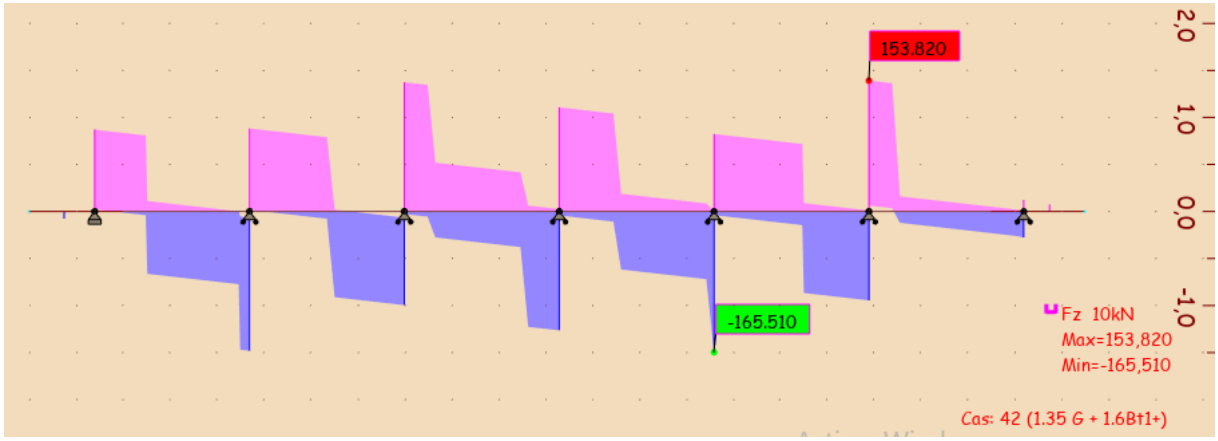


Figure VIII-9: Effort tranchant Max-Dalle- à EL

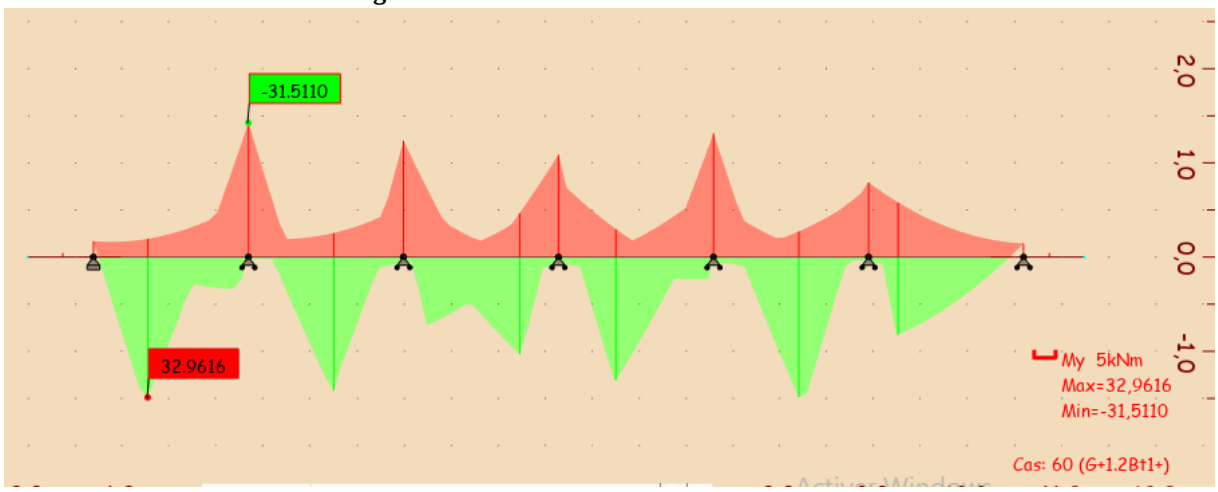


Figure VIII-10: Moment Max-Dalle-à ELS

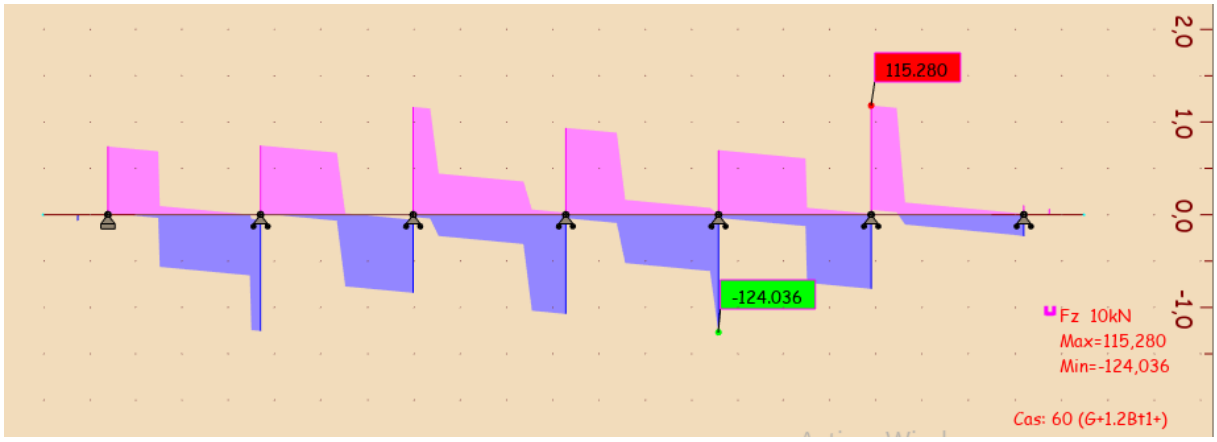


Figure VIII-11: Effort tranchant Max-Dalle- à ELS

- Récapitulatif des résultats :

Tableau VIII-3: Récapitulatif des Moments Max à ELS et ELU

Moment max	Fibre supérieure	Fibre inférieure
À l'ELU	42.0425	43.9467
À l'ELS	31.5110	32.9616

VIII.3.2 FERRAILLAGE DE L'HOURDIE

L'hourdis est ferraillé en deux nappes inférieure et supérieure, dans les deux directions longitudinale et transversale, le ferraillage de la dalle se fait à l'ELS sur une section rectangulaire.

Le ferraillage est calculé suivant 'BAEL 91 mod. 99' à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010.

VIII.3.2.1 FERRAILLAGE DE LA NAPPE SUPERIEURE :

➢ **Transversalement :**

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure :

- M_{ELS} = 31,5110 KN.m
- M_{ELU} =42. 0425KN.m

As =5.5 cm^2 /ml, (les détails de calcul sont présentés dans l'Annexe D).

On doit vérifier la condition de non-fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale.

$$Amin = 0.23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 3.35cm^2$$

Avec d=0.9h

Alors As ≥Amin, donc ;

On opte pour 4 barres de HA14 dont As=6.16 cm^2 avec un espacement de 20 cm.

➢ **Longitudinalement :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As.

On opte pour 5 HA10 (As = 3.93cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.2.2 FERRAILLAGE DE LA NAPPE INFERIEURE :

➢ **Transversalement :**

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure :

- M_{ELS} = 32.9616 KN.m
- M_{ELU} =43.9467 KN.m

As =5.7 cm^2 /ml, (les détails de calcul sont présentés dans l'Annexe D).

As≥Amin , donc ;

On opte pour 4HA14 dont (As=6.16 cm^2), avec un espacement de 20 cm.

➢ **Longitudinalement :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As.

On opte pour 5 HA10 (As = 3.93cm^2) , avec un espacement de 20 cm.

Récapitulatif des résultats :

Tableau VIII-4: Résultats des Calculs de Ferraillage de la Dalle

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	5.5	HA14	20	3.35	HA10	20
Inférieure	5.7	HA14	20	3.35	HA10	20

Le ferraillage est représenté dans le schéma ci-dessous :

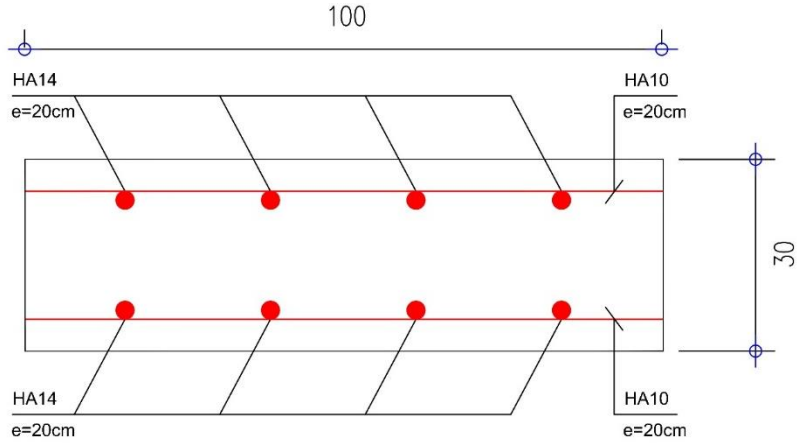


Figure VIII-12: **Ferraillage de la Dalle (Coupe Longitudinale).**

VIII.3.3 FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

VIII.3.3.1 ARMATURE DE PEAU POUR LA SECTION MEDIANE

Les armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer (suivant l'article 6.1.31) titre 1 section 2 du Fascicule 62[19] relatif aux Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99.

❖ **Longitudinalement**

$$\mathbf{As} \geq \max \begin{cases} 3\frac{cm^2}{ml} \times périmetre\ de\ la\ poutre \\ 0.1\ \%\ section\ nette\ de\ la\ poutre \end{cases} = \begin{cases} 3\frac{cm^2}{ml} \times 7.05 = 21.15\ cm^2 \\ 0.1\ \% \times\ 8095 = 8.095\ cm^2 \end{cases}$$

$\mathbf{A_s} \geq 21.15\ cm^2$,On disposera alors 32HA12 (24.86 cm²)

[19] **Fascicule n° 62 (titre I, section II) du cahier des clauses techniques générales (CCTG) applicables aux marchés publics de travaux (règlementation française/ européenne).**
Ce fascicule est relatif aux règles techniques de conception et de calcul des Ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

On opte pour:

- 8HA12 pour le talon.
- 14HA12 pour l'âme.
- 10HA12 pour la table de compression.

❖ **Transversalement**

Suivant l'article 7.3.22 du Fascicule 62 relatif aux justifications des armatures transversales on détermine la section des armatures transversale A_t par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times tg\beta_u$$

Avec

- $\mathbf{A_t}$: Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- $\mathbf{f_e}$: Limite d'élasticité de l'acier.
- $\mathbf{S_t}$: Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne.
- **bn** : Largeur nette de la section d'appui.
- $\boldsymbol{\gamma_s}$: Pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$\frac{A_t \times 500}{0.52 \times S_t \times 1.15} \geq \left[1.22 - \frac{2.7}{3}\right] \times tg30$ $\qquad$ $\frac{A_t}{S_t} \geq 2.21\ cm^2$

❖ **Minimum d'armatures transversales :**

Le minimum d'armatures transversales à disposer est donné par le rapport suivant :

$$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{0.4}\frac{\mathbf{b_n}\,\boldsymbol{\gamma_s}}{\mathbf{f_e}} = \mathbf{4.78\ cm},$$ Avec : $\boldsymbol{St} \leq \{\boldsymbol{1m}\,;\,\mathbf{0,8}\boldsymbol{h}\,;\,\boldsymbol{3b0}\}$.

(h étant la hauteur totale de la poutre et b0 la largeur brute de l'âme).

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement avec un espacement constant :

$\boldsymbol{St} \leq \frac{\mathbf{2.26}}{\mathbf{0.0478}} = \mathbf{47.28}\ \boldsymbol{cm}$, on prend **St=30 cm**.

VIII.3.3.2 CADRE DU TALON

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficace, donc ancrées au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA12 et un étrier chaque 30cm.

VIII.3.3.3 ARMATURE DE PEAU POUR LA SECTION D'ABOUT.

❖ **Longitudinalement**

$$\mathbf{As} \geq \max\begin{cases} 3\frac{cm^2}{ml} \times perimetre\ de\ la\ poutre \\ 0.1\ \%\ section\ nette\ de\ la\ poutre \end{cases} = \begin{cases} 3\frac{cm^2}{ml} \times 6.7375 = 20.2125\ cm^2 \\ 0.1\ \% \times\ 13054 = 13.045\ cm^2 \end{cases}$$

$\mathbf{A_s} \geq 20.2125\ cm^2$,On disposera alors 32HA12.

❖ **Transversalement**

On travaille avec le ferraillage minimal trouvée précédemment ;

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4\frac{b_n \gamma_s}{f_e} = 4.78\ cm,\ \text{Avec : } St \leq \{1m\ ;\ 0,8h\ ;\ 3b0\}.$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement 30 cm.

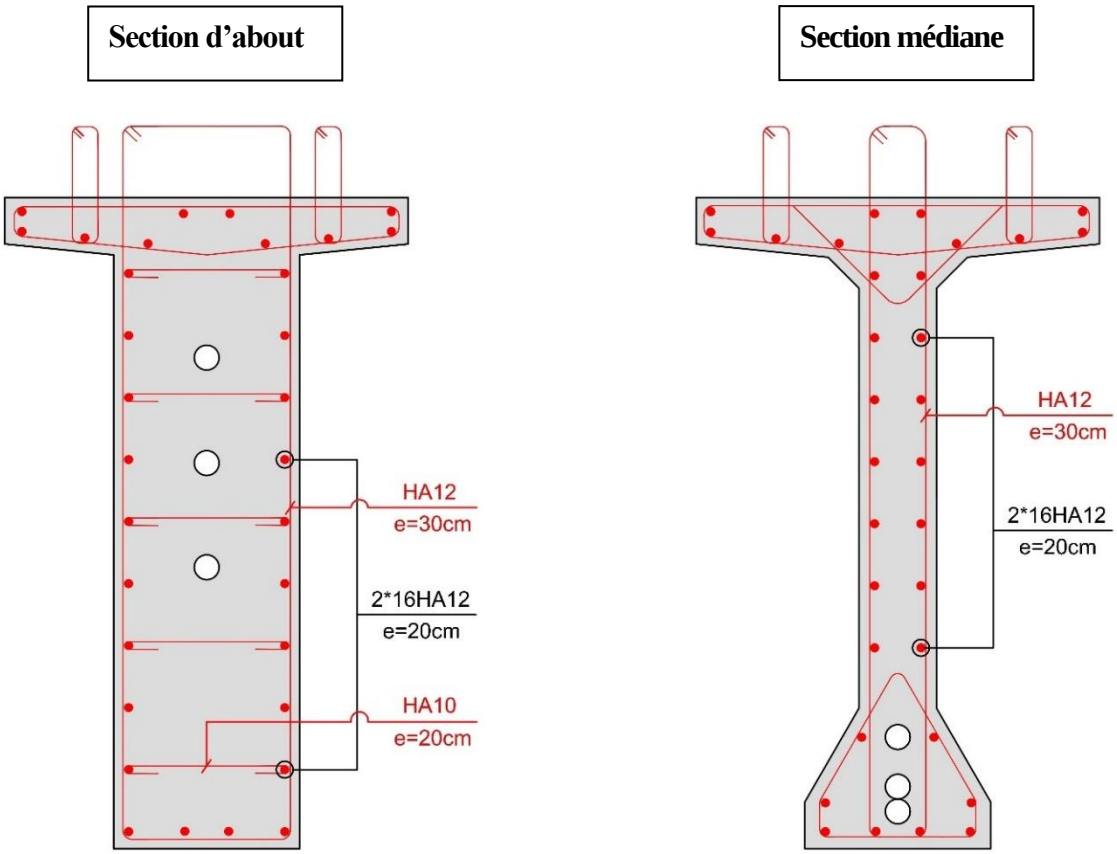


Tableau VIII-5: Ferraillage de la Poutre

VIII.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu dimensionner et vérifier l'hourdis du pont et déterminer le ferraillage nécessaire pour les trois éléments principaux du tablier (l'hourdis, l'entretoise et la poutre).
Dans la suite de ce mémoire nous entamerons l'étude sismique et l'étude de l'infrastructure et les différentes vérifications à effectuer.

IX. ÉTUDE SISMIQUE

IX.1 INTRODUCTION :

L'importance de l'investissement réalisé ou projeté en ouvrages d'art, ainsi que les graves séismes survenus au cours de cette dernière décennie ont mis en relief la nécessité de la réalisation parasismique des ouvrages d'art. La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicités.

IX.2 CALCULS DES SPECTRES HORIZONTAL ET VERTICAL :

D'une manière générale l'action sismique résulte de mouvement du sol qu'on peut représenter :

- Mouvement de translation d'ensemble du sol dans chacune des trois direction (suivant X,Y,Z) ;
- Déplacement différentiel des points du sol ;

Les mouvements existants la base d'un ouvrage assimilé à un oscillateur simples ont plus ou moins amplifiés dans la structure selon que la fréquence propre d'oscillation.
Les fréquences prédominantes du séisme dépendent étroitement de la nature du sol d'assise de l'ouvrage, les couches superficielles de sol fonctionnent comme un oscillateur excité à sa base.

Pour la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, c'est à- dire les ponts composés d'un système de piles sensiblement verticales, supportant le tablier.

Il est nécessaire de définir la situation sismique de l'ouvrage étudié, ont notamment pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

- **Classifications du pont** :

Notre ouvrage supporte une autoroute qui représente la pénétrante du port de Skikda avec un grand trafic donc on peut le classer en groupe2 : **pont important**.

- **classification de la zone sismique** :

L'ouvrage se situe à la wilaya de SKIKDA qui est classée en zone **IIa**, moyenne sismicité.

- **Coefficient d'accélération de zone :**

Selon le **RPOA** notre ouvrage est de 2eme groupe (Pont important), dans une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**) donc le coefficient d'accélération de zone est de : 0.20

- **Classification du site :**

Selon le rapport géotechnique et la recommandation des experts le site est classé en catégorie 2 **(S2)**, site ferme **(l'assise des fondations est composée par des alluvions grossier avec des sables et galets et des graves).**

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

IX.2.1 ÉVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

Pour le calcul des raideurs des différents appuis on se base sur les caractéristiques d'un pré-dimensionnement des appareils d'appuis en élastomères frettés (300*400 mm avec 55 mm de hauteur) qui feront l'objet d'un calcul détaillé dans les chapitres suivants : on calcule les raideurs des différents appuis.

$$K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T} \; ; \; K_{pile} = n \times \frac{3 \times E \times I}{h} \; ; \; K_1 = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{app} d'_{app}}}$$

Avec

- n : le nombre d'appareils d'appuis par pile.
- a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.
- fcj : la résistance caractéristique du béton, vaut : fc28 = 27 MPa.

Application numérique :

$$K_{A-app} = 1.2 \times \frac{400 \times 300}{55} \times 10^{-3} = 2.62 \; MN/m$$

$$K_1 = \frac{1}{\frac{1}{51.81} + \frac{1}{2.26 + 14}} = 21.47 \; MN/m$$

Tableau IX-1: Raideurs des appareils d'appuis des piles et culées

Piles	H_{moy}	D	I	n Fût	$k_{Fût}$	k Ap-d'appui	n_{A-Apps}	K_{appuis}
	(m)	(m)	(m^4)		(MN/m)	(MN/m)		(MN/m)
P1	11,25	1,5	0,25	3	51,81	2,62	14	21.47
P2	12,8	1,5	0,25	3	35,18	2,62	14	17.95
P3	11,2	1,5	0,25	3	52,51	2,62	14	21.95
P4	7,15	1,5	0,25	3	201,81	2,62	14	31.02
C1/C2	/	/	/	/	/	2,62	7	2*18.34

$K_{long} = \sum K_{appuis}$-i = 129.07MN/m

Tableau IX-2: Les rigidités transversales des appuis (Piles et Culées)

Piles	H_{moy}	I	$k_{Fût}$	Ka-app	K
	(m)	(m^4)	(MN/m)		(MN/m)
P1	11,25	49,45	3437,98	2,62	36.29
P2	12,8	49,45	2334,16	2,62	36.11
P3	11,2	49,45	3484,23	2,62	36.29
P4	7,15	49,45	13391,92	2,62	36.57

IX.2.2 LES ACTIONS SISMIQUES :

IX.2.2.1 COMPOSANTE HORIZONTALE DU SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE :

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A (défini en 3.1.2 du RPOA), un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

$$Sae(T,\xi)(m/s^2)=\begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T1 \\ 2.5\eta AgS & T1 \le T \le T2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T2}{T}\right) & T2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

- g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s2)
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- S : coefficient de site
- A : coefficient d'accélération de zone
- η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = 7/(2+\xi)$)
- ξ :taux d'amortissement du béton =5%.

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux, la valeur du taux d'amortissement critique x (en %) pour les matériaux courants est :

- Acier soudé : 2 ; Acier boulonné : 4 .
- Béton précontraint : 2 ; Béton non armé : 3 ;Béton armé : 5 .
- Élastomère fretté : 7.

Tableau IX-3: Des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

❖ **La méthode monomodale :**

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou bien par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire). Concernant la méthode monomodale, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal.

Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée

exposée ci-après.

❖ **Domaine d'application**

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

1-La masse modale : (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, **la masse des piles MP doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier** MT qu'est égale à G le poids propre total du tablier.

Application Numérique (Masse du tablier et des piles) :

Masse des **P**iles **(MP)** = ρ ×∑ (si × hi).
Masse des **P**iles **(MP)** = **9835,425KN**.
Masse du **T**ablier = **51 309,34KN.**

M.P ≤ 43%*M.T

0.43* 51 309,34KN = 22063 > 9835,425 ➔ MP ≤ 0.43 MT **(Condition Vérifiée).**

2-Angle de biais : Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais, **(Condition Vérifiée)** (il s'agit d'un pont sans biais).

3-Courbure de pont : le pont étudié se caractérise par un rayon de courbure très grand donc la condition est vérifiée **(condition vérifiée).**

4-Symétrie transversale : La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier **(Condition Vérifiée),**

Application numérique :

e_0=|cdm – cde |

- **Cdm** : centre de masse de tablier ;
- **Cde** : centre élastique des appuis ;

Le tablier étant symétrique, de plus, il est complètement isolé des appuis, le centre de masse se situe donc au milieu du tablier **cdm=L/2= 95.2 m**.

$$Cde = \frac{\sum Ki * xi}{\sum Ki}$$

$$\rightarrow Cde = \frac{36{,}29x38{,}25 + 36{,}11x38{,}25x2 + 36{,}29x38{,}25x3 + 36{,}57x38{,}25x4 + 18{,}33x38{,}25x5}{18{,}33 + 36{,}29 + 36{,}11 + 36{,}29 + 36{,}57 + 18{,}33}$$

$$Cde = 95.73\ m$$

On à e_0=|**95.2 – 95,73** | = 0,53< (0.05* L), avec L= 190 m

Donc la Condition est bien vérifiée

IX.2.2.2 ÉVALUATION D'EFFORTS SISMIQUES LONGITUDINAUX :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M * Sa\ (T)$$

- **M .T** : est la masse effective totale du tablier : **MT = 5130.934t.**
- **Sa(T)** : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.
- **T1, T2 :** périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :
- **(T1, T2)** = fonction du site (S2) donnant ainsi (**T1, T2) = (0.15 ; 0.40)** et **S = 1.1.**
- **T** : période fondamentale de l'ouvrage :

$$\boldsymbol{T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}}}$$

- K = ΣKi est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

Application Numérique :

T = 1.25 seconde 0.40 < T < 3.00 secondes.

Donnant ainsi la valeur du spectre élastique :

Sae(T ; ξ) = 2.5 × η × A × g × S × (T2/T)=2.5 x 1 x 0.20 x 9.81 x 1.1 x $\frac{0.4}{1.25}$ ➔ **Sa = 1.72 m/s².**

F Longitudinale = MT × Sa (T) ➔ F_L = 1.72 × 5130.934 ➔ F Longitudinale = 8825.96 KN.

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui proportionnellement à leur raideur, on peut calculer cela grâce à la formule suivante :

$$F_i = \frac{Ki}{K} F \text{ , Avec :}$$

- Ki : la rigidité d'un appui **(MN/m)** .
- K : la rigidité totale de la structure **(MN/m) .**

Rappelons que la masse M est celle du tablier augmenté de la masse de la moitié supérieure (fûts et chevêtre) des appuis bloqués longitudinalement sur le tablier.

Pour un tablier reposant sur élastomères frettés ou sur appuis glissants, M est la masse de seulement du tablier.

Tableau IX-4: Les efforts sismiques aux niveaux des appuis (Piles/Culées)

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	18,33	128,68	8826,0	1257,1
P1	21,47	128,68	8826,0	1472,4
P2	17,95	128,68	8826,0	1231,2
P3	21,59	128,68	8826,0	1480,6
P4	31,02	128,68	8826,0	2127,7
C2	18,33	128,68	8826,0	1257,1

- **Les déplacements longitudinaux ont pour expression :**

$$\mathbf{d=(\frac{T}{2\pi})^2.S_a(T) \rightarrow d_{longitudinal} = (\frac{1.25}{2\ x\ 3.14})^2 \text{ x } 1.72 = 0.069\ m.}$$

IX.2.2.3 ÉVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE TRANSVERSAL :

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

- **Détermination de la raideur transversale de la structure :**

Les valeurs de « **I** » (moment d'inertie transversale) correspondent aux valeurs d'inertie des 3 fûts et elles sont obtenues à partir de logiciel AUTOCAD.

Tableau IX-5: Les moments d'Inerties des piles, ainsi que les efforts sismiques

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	Ka-app	K (MN/m)
P1	11,25	49,45	3437,98	2,62	36,29
P2	12,8	49,45	2334,16	2,62	36,11
P3	11,2	49,45	3484,23	2,62	36,29
P4	7,15	49,45	13391,92	2,62	36,57

Exemple de rigidité transversale :

$$k_1 = \frac{1}{\frac{1}{Kpile} + \frac{1}{Kapp\ d'app}} = \frac{1}{\frac{1}{3437,98} + \frac{1}{2.62 * 14}} = \mathbf{36,29}\ (\text{MN/m}).$$

Modèle de la pile indépendante suivant l'Eurocode (8)[20] parties 2 relatif « Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes » :

Dans de nombreux cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes. Dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la i-ème pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$Fi=M_i\ \ Sa(T)$$

- M_i : la masse concentrée au i-ème point nodal, (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

[20] **Dans le cadre des prescriptions générales contenues dans la Partie 1-1, cette Partie de la norme contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des règles d'application, valables pour le dimensionnement des ponts vis-à-vis des actions sismiques.**

Cette Partie couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, c'est-à-dire les ponts composés d'un système de piles verticales, ou presque verticales, supportant le tablier. Il peut être appliqué également pour le dimensionnement sismique d'autres types de ponts, comme les ponts en arc, les ponts portiques, les ponts à béquilles, et les ponts haubanés (voir section 8, ponts spéciaux).

- Sa(T): est l'accélération spectrale du spectre de dimensionnement correspondant à la période fondamentale T du pont estimée par

$T_i = 2\ \pi \sqrt{\frac{M_i}{k_i}}$ est la période fondamentale de la même pile.

Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0.95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} < 1.05$$

La condition est vérifiée pour chaque pile adjacente.

Application numérique :

Exemple de calcul de l'appui la pile P1 :

$$T_{P1} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{M1}{K1}}$$

Avec :

- m_1= **1 215 447,17** kg.
- K_1= **36,27KN/m**

Donc :

TP1 = 1.15 s

Sae(T ; ξ) = 2.5 × η × A × g × S × (T2/T) **=2.5 x 1 x 0.20 x 9.81 x 1.1 x $\frac{0.4}{1.15}$ = 1.88 m/s².**

$F_1 = S_a \times M_1 = 2\ 280.56$ KN.

La force et le déplacement dans la direction transversale, seront répartis sur chaque appui par rapport à leurs raideurs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau IX-6: les efforts horizontaux sismiques transversaux

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	sa m/s²	Fi KN
P1	**36,27**	**1 215 447,17**	**1,15**	**1,88**	**2 280,56**
P2	**36,09**	**1 225 713,50**	**1,16**	**1,86**	**2 284,48**
P3	**36,27**	**1 215 116,00**	**1,15**	**1,88**	**2 280,41**
P4	**36,55**	**1 188 291,08**	**1,13**	**1,91**	**2 263,83**
C1/C2	**18,33**	**512 015,50**	**1,05**	**2,06**	**1 052,21**

Les déplacements transversaux sont calculés avec la formule suivante dans le tableau ci-dessous :

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

Tableau IX-7: Les déplacements Transversaux des Appuis

piles	c1	p1	p2	p3	p4	c2
$d_{transversal}$(m)	0.063	0.063	0.063	0.063	0.061	0.057

IX.2.2.4 SEISME VERTICAL :

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique **classée (I) ou (IIa**) selon le R.P.O.A, est négligeable.

IX.2.2.5 COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUES :

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

- **$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$**
- **$E2 = \pm E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$**
- **$E3 = \pm E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$**

➢ **Combinaisons des efforts :**

Tableau IX-8: Combinaison des efforts sismiques

Appui	E_X(KN)	E_Y(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1257,06	1 052,21	1 572,72	1 429,33	692,78
P1	1472,42	2 280,56	2 156,58	2 722,28	1 125,89
P2	1231,18	2 284,48	1 916,52	2 653,83	1 054,70
P3	1480,56	2 280,41	2 164,68	2 724,57	1 128,29
P4	2127,68	2 263,83	2 806,83	2 902,13	1 317,45
C2	1257,06	1 052,21	1 572,72	1 429,33	692,78

Remarque : la composante vertical E_z du séisme a été négligée.

IX.2.3 ÉVALUATION DES CHARGES SISMIQUE POUR L'INFRASTRUCTURE :

➢ **Calcul des efforts dans les appuis :**

Les actions d'origine sismique supportées par les appuis ont trois origines :

- Les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier ;
- Les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui ;
- Les efforts provenant de l'action des terres sur l'appui (hormis l'accélération d'ensemble).

➢ **Liaison glissante ou souple entre l'appui et le tablier :**

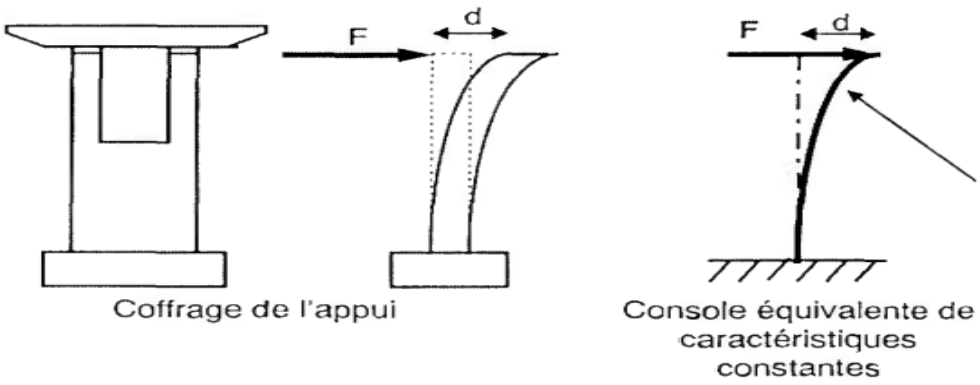
Les efforts sismiques provenant de l'accélération propre de l'appui se calculent comme suit :

Pour une pile, en utilisant le spectre de réponse défini pour l'ouvrage et en calculant la fréquence propre de la pile comme celle d'une console de caractéristiques géométriques constantes présentant la même rigidité que l'appui vis-à-vis d'un effort horizontal en tête. Le calcul de la période propre s'effectue comme suit :

$$T = 1.7841\sqrt{\frac{\rho S L^4}{EI}}$$

- ρ : Masse volumique du matériau de l'appui (en kg/m3) ;
- E : Module d'Young du matériau de l'appui (en Pa) ;
- S : section équivalente (en m²) de l'appui pour retrouver la masse totale de l'appui ;
- I : inertie (en m^4) à ajuster pour retrouver la même flèche " d " en tête sous l'action d'une charge F ;
- L : hauteur de la pile.

Figure IX-1: schématisation du déplacement de la tête de piles



Après avoir effectué les calculs des périodes propres on trouve que :

- $T_{Transversale}$ = **0,034sec.**
- $T_{longitudinale}$ = **0,273sec.**

➢ **Composantes horizontales du séisme :**

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage (**voir chapitre 1.2.2.1**)par.

$$Sae(T,\xi)(m/s^2)=\begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T1 \\ 2.5\eta AgS & T1 \le T \le T2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T2}{T}\right) & T2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Après avoir effectué les calculs, les accélérations horizontales dans le sens horizontale et longitudinale sont données ci-dessous :

- Sa $_{Trans}$ = **2,88 m.s^{-1}.**
- Sa $_{long}$ = **3,78 m.s^{-1}.**

➢ **Effort à la Base de la Pile :**

Tableau IX-9: Les efforts appliqués à la base de la pile

	N (MN)	**V $_{Long}$ (MN)**	**FH**	**$M_{FHL}/_o$**	**$M_{FHT}/_o$**
Pile	0,00	1,04	6,40	6,7	5,07
Séisme Tablier	1,05	0,88	12,80	11,30	16,88

Avec : $V = M^* S_a$

➢ **Combinaisons des composantes de l'action sismique suivant les directions :**

Il est suffisant d'utiliser comme action sismique de calcul E_L, E_T, E_V, la plus défavorable des combinaisons suivantes :

- **$E_1 = E_L + 0,3 (E_T + E_V)$**
- **$E_2 = E_T + 0,3 (E_L + E_V)$**
- **$E_3 = E_V + 0,3(E_L + E_T)$**

E_L, E_T, E_V : sont les actions sismiques dans chacune des directions respectives (transversale, longitudinale et verticale).

On combine les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile, **(suivant l'article 4.2.1.3 de norme Eurocode 08 partie 02)[21] :**

$V_L = \sqrt{V_{PL}^2 + V_{TL}^2}$ $\quad$ $M_L = \sqrt{M_{PL}^2 + M_{TL}^2}$

$V_T = \sqrt{V_{PT}^2 + V_{TT}^2}$ $\quad$ $M_L = \sqrt{M_{PT}^2 + M_{TT}^2}$

[21] **L'article 4.2.1.3 de l'eurocode 08 partie 02 relatif « Combinaison des réponses modales » La valeur maximale probable E, de l'effet d'une action (force, déplacement etc.) doit être considérée en Général comme égale à la racine carrée de la somme des carrés des réponses modales Ei**
L'effet de cette action doit être supposé agir dans les deux sens.

Avec :

- V_{PL} : l'effort tranchant dû à l'action longitudinale de la pile.
- V_{TL} : l'effort tranchant dû à l'action longitudinale du tablier.
- V_{PT} **:** l'effort tranchant dû à l'action transversale de la pile.
- V_{TT} **:** l'effort tranchant dû à l'action transversale du tablier**.**
-

Tableau IX-10: les efforts tranchants et les moments fléchissant transversaux et longitudinaux

	E_L	E_T	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	1,36	0,00	1,36	0,41	0,41
V_T(MN)	0,00	1,54	0,46	1,54	0,46
M_L	13,11	0,00	13,11	3,93	3,93
M_T	0,00	17,63	5,29	17,63	5,29

Avec :

❖ **Efforts provenant du tablier :**

Tableau IX-11: Efforts provenant du tablier

N (MN)	10,24
V(MN)	0,18
M_L(MN)	2,24

- **N :** effort normal dû au poids propre.
- **V :** effort tranchant dû aux actions de fluage du retrait et de la température.
- M_L : moment fléchissant dû aux actions de fluage du retrait et de la température.

❖ **Efforts provenant de la pile :**

Effort normal dû au poids propre des piles est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX-12: les efforts normaux prévenants du poids propre

Designation	**N (MN)**
Fûts	1,70
Chevêtre	1,05
Poids Propre permanent	2,75

❖ **Combinaisons des actions au pied de la pile :**

- **E_1+R+PPp**
- **E_2+R+PP_p**
- **E_3+R+PP_p**
- **-E1 + R + PPp** (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

- **-E2 + R + PPp** (Le signe (-) porte uniquement sur [effort normal puisque la pile est symétrique)
- **-E3 + R + PPp** (Le signe(-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

Tableau IX-13: les différentes actions au niveau des pieds de pile

	1	2	3	4	5	6
V_L (MN)	1,54	0,58	0,58	1,19	0,23	0,23
V_T(MN)	0,46	1,54	0,46	0,46	1,54	0,46
M_L	15,35	6,17	6,17	10,87	1,69	1,69
M_T	5,29	17,63	5,29	5,29	17,63	5,29
N (MN)	12,99	12,99	12,99	12,99	12,99	12,99

Remarque : On fera le même travail pour les l'étude sismique voir les tableaux en annexe

IX.3 CONCLUSION :

L'évaluation des efforts sismiques est une étape indispensable lors de l'étude d'un ouvrage situé en zone sismique. Les valeurs obtenues dans ce chapitre seront utilisées pour l'étude des équipements du tablier ainsi que pour le ferraillage des appuis (piles et culées).

X. ÉTUDE DES ÉQUIPEMENTS

X.1 LES APPAREILS D'APPUIS :

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis à vis des usagers. Parmi ces équipements citons : Appareils d'appui, joints de chaussée, garde de corps et glissières de sécurité.

Les poutres reposent sur les appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis dont les rôles principaux sont :

- Transmettre les efforts verticaux et horizontaux dûs à la charge permanente et aux charges d'exploitation ;
- Assurer la liaison entre la structure et son support et de transmettre aux appuis les efforts et les rotations supportés par le tablier de l'ouvrage ;
- Permettre les variations de longueur du tablier sous les actions de la température, du retrait et du fluage.

X.1.1 CHOIX DE TYPE D'APPAREIL D'APPUI :

La norme NF EN 1337-5[22] publie par **SETRA** présente l'Appareil d'Appui en Élastomère Fretté (AAEF) et les Appareils d'Appui à Pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

On a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fretté qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (Elles sont systématiquement en acier S 235 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent). Ce type présente des avantages nombreux qui sont citées ci-dessous :

- Facilité de mise en œuvre, facilité de réglage et de contrôle.
- Permet de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- N'exige aucun entretien.
- Coût est relativement modéré.

[22] **Norme NF EN 1337-3 (T47-820-3) : Appareils d'appui structuraux - Partie 3 : appareils d'appui en élastomère ;**
• Note d'information technique n° 27 sur l'application nationale de la série de normes NF EN 1337 (appareils d'appui structuraux) ;
• Appareils d'appui en élastomère fretté - Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires - Guide technique. Sétra, juillet 2007, 80 p. (référence Sétra 0716.

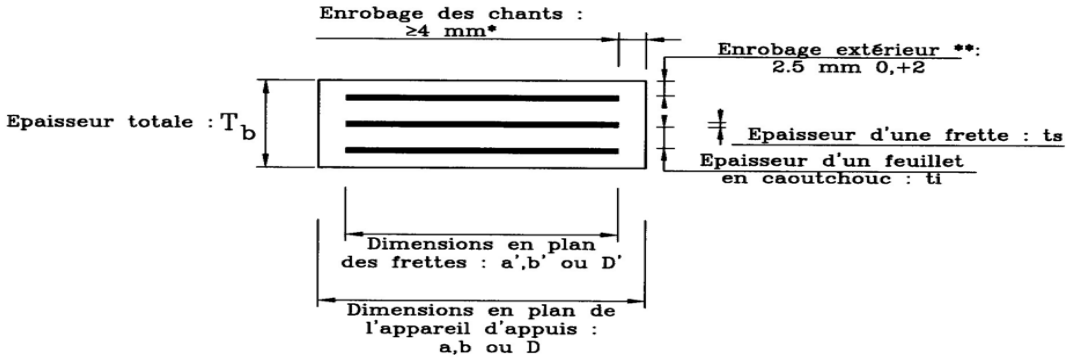


Figure X-1: Caractéristiques Géométriques des appareils d'appuis élastomère frettés

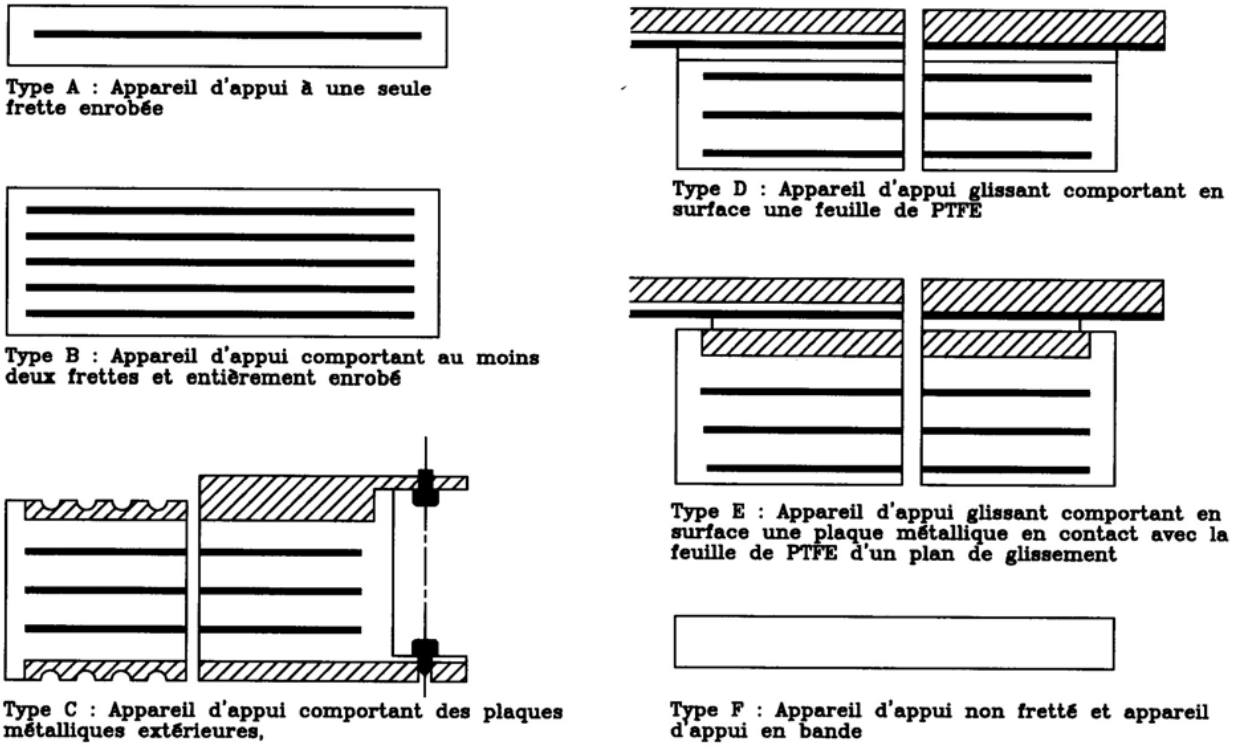


Figure X-2: les différents types d'appareils d'appuis selon la norme NF EN 1337.3

X.1.2 ÉVALUATION DES EFFORTS NORMAUX APPLIQUÉS SUR LES APPAREILS D'APPUIS :

Les appareils d'appui du type B ils comportent « n+1 » frettes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constante **(appareil d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobé),** ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5 mm.

Selon le Guide Technique SETRA et Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux États Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type .

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée ;
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

Chaque poutre sera supportée sur des appuis en élastomère qui sont conçus pour résister aux efforts non sismiques et aux déplacements de la dalle.

X.1.3 DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI DE TYPE B :

X.1.3.1 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI :

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

On distingue :

- La vérification des structures : $G + P + E + 0{,}4\,\Delta T + D + \Psi Q$
- La vérification de la sécurité aux déplacements différentiels :

$$G + P + E' + 0{,}4\,\Psi T + D$$

Avec

- G : valeur nominale des charges permanentes,
- P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme),
- E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plusdéfavorable des composantes de l'action sismique définie en 4.3.2.5,
- E' : action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre,
- Q : actions variables des charges d'exploitation,
- ΔT désigne les variations de température,
- D les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

Et avec : coefficient de combinaison,

- $\Psi = 0{,}2$ pour les ouvrages routiers urbains,
- $\Psi = 0{,}3$ pour les lignes ferroviaires,
- $\Psi = 0$ pour les autres cas.

Notre pont ne s'agit pas d'un pont urbain donc **$\Psi = 0$.**

❖ **Vérification a la compression**

➢ **Aire l'appareil d'appui :**

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$Rmax / (a \times b) \leq \sigma_m = 20\ MPa$$

Avec :

- a : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- Rmax : réaction d'appuis maximale à L'ELU (Rmax = 1.668 MN).

D'où : a × b ≥ 834 cm2

On prendra : a=**400 mm** b=**300 mm.**

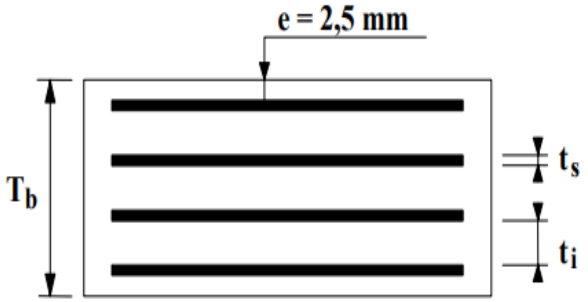
- **Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :**

a/10 ≤ T ≤ a/5 (condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté**)**

$$40mm \leq T \leq 80mm$$

- **Dimensionnement des frettes :**

Module d'élasticité statique :



G= 0,9 MPa

$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb}$

$\sigma_m = \frac{Rmax}{a \times b}$ **= 13.90 MPa≤20 Mpa**

Condition de compression verifiée

Type B définis par la norme avec

- **e :** enrobage passif
- $\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad ou \quad \sigma_e = 235 \frac{Kg}{mm^2} \quad (pour\ l'acier24-1) \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases}$

Avec

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 9.52$$

→ t_s **= 2.5mm**.

On prendra :

- t_i : Feuillets d'élastomère : ti = 10 mm.
- t_s : Frettes métalliques de : ts = 2.5 mm.
- n : Enrobage des chants : 4 mm.
- e : Enrobage extérieur : 5 mm.
- Tb : épaisseur totale de l'élastomère
- n : nombre de feuillets élémentaires.

Tableau X-1: Dimensions de l'appareil d'appuis

Dimensions	a	b	t_i	t_s	n	e	t_b	t
Valeurs (mm)	400	300	10	2.	4	5	70	55

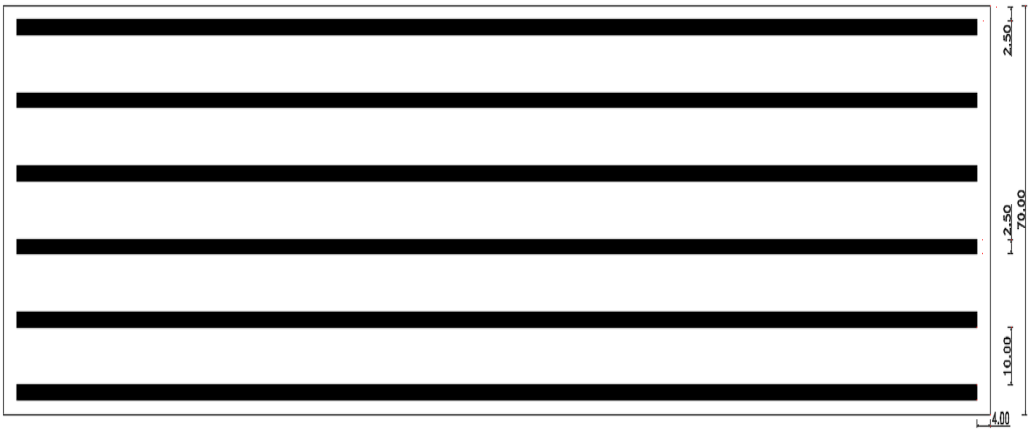


Figure X-3: schémas définissant les dimensions de l'appareil d'appui

❖ Sécurité au flambement :

On doit vérifier que : $\gamma_s \; Pu < Pc$

Avec

- $\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité,
- Pu : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime,

Lacharge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$Pc = 4GBS^2 d/h \qquad \text{(6.3)RPOA}$$

Avec :

- ***B*** : aire nominale en plan de l'appui (B = a x b) ;
- ***d*** : somme d'une épaisseur de frette d'une épaisseur d'élastomère ;
- ***h :*** hauteur totale de l'appareil d'appui ;
- ***G*** : module de cisaillement ;
- ***S*** : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

Il convient de tenir compte de la composante verticale du séisme pour cette vérification.

Application numérique :

$$S = \frac{a \,.\, b}{2.t.(a+b)} = \frac{400 * 300}{2 * 10(400+300)} = 8.57$$

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h} = \frac{4 \times 0.9 \times 0.12 \times 8.57^2 \times 0.0125}{0.07} = 5.67\ MN$$

S	8,57	Sans unité
d	0,013	m
h	0,070	m
B	0,12	m²
Pc	5,67	MN
Pu	1,67	MN

Tableau X-2: Charge critique-facteur de forme:

5,67 > 3× 1,668

5,67 > 5 (condition verifiée).

❖ Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = tan(\gamma)$,. Rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limité aux valeurs suivantes :

Pour $p = Pu/Pc \leq 0,25$: $\delta \leq 0,7 + 4(\delta o - 0,7)(0,25 - p)$ (6.4) RPOA

- $\delta o = c/hc$, borné par $[0,7 < \delta o < 2]$
- c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,
- hc : épaisseur totale d'élastomère.

Pour $p \geq 0,25$: $\delta \leq 1,4(1-2p)$ (6.5)RPOA.

Application numérique :

$\gamma = d_{long} + 0,4d_t + d_{f+r} = 0,0839$

$\delta = tan(\gamma) = \frac{0,0977435}{0,055} = 1,777$

Pour p = Pu/Pc = 0.29 > 0.25

$\delta < 1,4(1-2p)$

$\delta < 0.588$

$\delta = \tan(\delta) = 1,77 > 0.588$ **(condition non vérifiée)**

On doit prendre des dispositifs de non distorsion.

❖ Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composanteverticale du séisme selon les combinaisons définies en 5.1.
On vérifiera : H < f* N

où :

- H est l'effort horizontal,
- N est l'effort de compression vertical,
- f est le coefficient de frottement.
- f a pour expression : **f = 0,10 + 0,60/ σ_m** lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.
- σ_m: contrainte moyenne de compression exprimée en MPa.

Application numérique :

On doit vérifier : H < ∫ . N

- **Pile :**

N = $(R_g)/n_{app}$ = 0,731 MN

$\sigma_m = \frac{N}{a*b} = \frac{0,731}{0,3*0,4}$ = 6,09Mpa

∫ = 0.1+ (0.6 / σ_m)

∫ =0.1+(0.6/6,09) =0.1985

d'où f =0,1985

N*f = 0,731 MN * 0,1985 = 0,145 MN

H= 0,4 F_{temp} + E+ F_{f+r} =0.27MN ➔ **condition non vérifiée.**

- **Culée :**

∫ = 0.1+ (0.6 / σm)

$\sigma m = \frac{N}{a*b}$

N = (Rg)/napp = 0,731 MN

σm=6,09 MPa

d'où f =0,1985

N* f= 0.1985* 0,731 = 0,145 MN

H= 0,4 *Ftemp + E+ Ff+r = 0,3 MN

H > N*f ➔ **condition non verifiée.**

On doit prendre des dispositifs de non-glissement .

X.1.3.2 DISPOSITIFS DE NON-GLISSEMENT ET DE NON-DISTORSION.

❖ **Taquets d'arrêts**

Lorsque le cheminement d'un appareil d'appui en élastomère fretté (cf. NF EN 1337-3, § 5.3.3.6, condition de non-glissement) est à craindre, il est possible de l'équiper de butées.

Ces dispositifs doivent interdire uniquement le cheminement, sans empêcher ni gêner les déformations : compression, distorsion et rotation, Notamment.

Les butées doivent venir en contact avec une plaque (ou frette extérieure) dont l'épaisseur sera au moins égale à la hauteur de la butée (norme NF EN 1337-3).



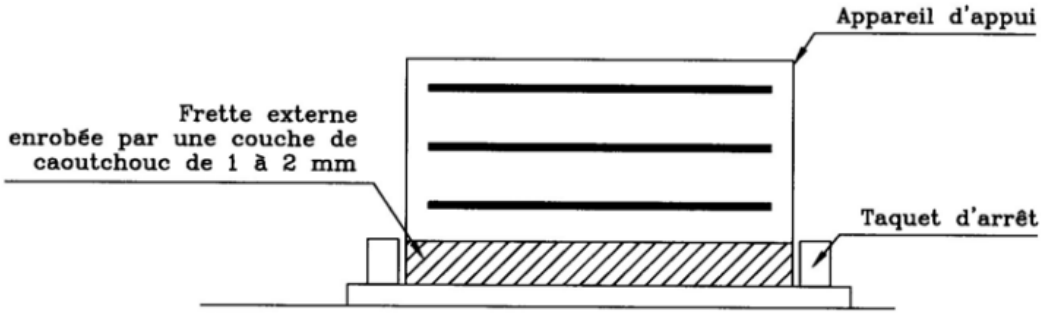


Figure X-4: Exemples de taquets anti-glissement (photo et schéma)

❖ Disposition constructives complémentaires

L'environnement des appareils d'appui, doit être complété par les dispositions permettant de se prémunir contre les déplacements entre le tablier et ses appareils provoqués par le séisme.il convient de prendre les mesures complémentaires suivantes :

Butée de blocage ou de sécurité : reprennent la totalité des efforts sismiques dans le cas de butée de blocage, avec un jeu réduit à une valeur ne dépassant pas 15 mm ;

Les efforts sismiques sont repris par des dispositifs spécialement prévus à cet effet et il n'est généralement pas nécessaire de prendre des mesures complémentaires.

Ce dispositif assure un blocage du fonctionnement de l'appareil d'appui dans une des directions horizontales ceci permettra de préserver l'intégrité des équipements (joint de chaussée) en cas de séisme.

X.2 LES DÉS D'APPUIS/BOSSAGES :

Le dé d'appui (appelé aussi Bossage) permettent de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

X.2.1.1 DIMENSIONNEMENT DES DES D'APPUIS AU NIVEAU DE LA PILE :

Les bossages inférieur et supérieur, qui n'ont pas nécessairement les mêmes dimensions, présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débord minimal de 5 cm, Cette condition revient à donner aux bossages des dimensions supérieures d'au moins 10 cm à celles de l'appareil d'appui, le débord minima est à porter à 10 cm lorsque la hauteur d'un bossage est supérieure à 10 cm (cas du bossage inférieur principalement).

Ce débord permet :

- D'ancrer les frettes éventuelles (nécessaires pour un bossage de hauteur supérieure à 4 cm environ),
- D'éviter l'apparition d'épaufrures sur les côtés du bossage, soit au décoffrage, soit par suite d'efforts transmis par les appareils d'appui,
- De recaler les appareils d'appui suite à un cheminement ou à des distorsions trop importantes sans être obligé d'agrandir ou de reconstruire le bossage.

a=**400 mm** b=**300 mm.**

A = b + 200 ➔ A = 300 + 200 ➔ A= 500 mm ;

B = a + 200 ➔ B = 400 + 200➔ B = 600 mm ;

$h \geq 2\ B_0 / P_0$ ➔ h ≥272 mm . On prend h= 280 mm.

Avec $B_0 = A \times B = 3000\ cm^2$;

P_0=2 (A + B) = 2200 mm.

X.2.1.2 FERRAILLAGE DES DES D'APPUIS (BOSSAGES)

Les différentes sections d'armatures sont évaluées
Suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **Armature des bossages.**

Les armatures des bossages seront constituées par une ou .plusieurs nappes de frettes croisées. La section totale d'armatures dans chaque direction devra pouvoir équilibrer un effort au moins égal a 0,04 R,R étant la réaction d'appui maximale relative à l'appareil d'appui considéré.

- **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.

La section calculée doit reprendre un effort N = 25% Nmax .

$$A_C = \frac{0.25 \times N}{\sigma s} = \frac{0.25\ x\ 1.668}{434.78} = 9.59\ cm^2$$ ➔ Soit : (7HA14 ➔ Ac=10.78cm²)

- **Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$\boldsymbol{A_h = \frac{0.125\ x\ N}{\sigma s} = \frac{0.125\ x\ 1.668}{434.78} = 4.796\ cm^2}$$

➔ Soit : (5HA 12 ➔ A_h = **5.65cm²**).

- **Frette supérieure des bossages :**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$\boldsymbol{As = \frac{0.04 \times N}{\sigma s} = \frac{0.04\ x\ 1.668}{434.78} = 1.35\ cm^2}$$

➔ Soit : (2HA10 ➔ A_s= **1.57cm²)**

- **Frette inférieure des bossages :**

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

$$Ai = \frac{0.10 \times N}{\sigma s} = \frac{0.10 \times 1.668}{434.78} = 3.84\ cm^2$$

➔ Soit : (5HA10 ➔ A_i =**3.93cm²)** .

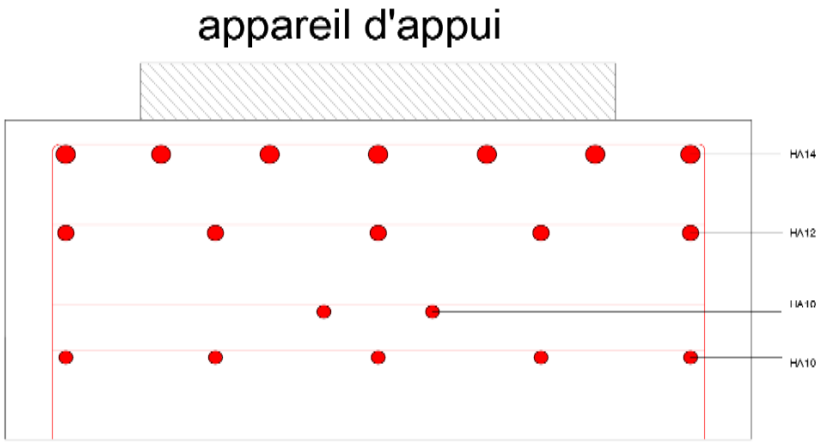


Figure X-5: Ferraillage des dés d'appuis (Bossages)

X.3 LES JOINTS DE CHAUSSÉE :

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.

Le raccordement du tablier de pont aux chaussées adjacentes est assuré par des joints de chaussées.

❖ CONDITIONS QUE DOIT REMPLIR UN JOINT DE CHAUSSÉE :

- Assurer la liberté de mouvement du ou des tabliers du pont ;
- Donner une continuité de la surface de roulement ;
- Ne pas être une source de bruit et de vibration (être assez silencieux, c'est-à-dire que les véhicules, au passage du joint, ne subissent pas un ressaut, mais aussi que le joint ne soit pas, lui-même, la source de bruit (claquement par exemple)) ;
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux, ne pas être un point de pénétration de l'eau sous l'étanchéité,
- Enfin, être d'un entretien le plus limité possible en durée, en coût et en nombre d'interventions.
- Un joint est nécessaire sur un pont, un viaduc ou une passerelle dans tous les cas où il y a possibilité de mouvements relatifs entre deux éléments de structure de l'ouvrage et quand la zone du mouvement affecte la chaussée supportant la circulation.

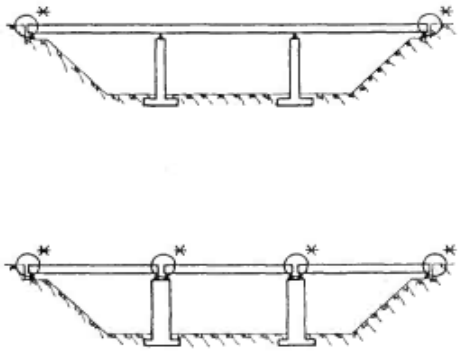


Figure X-6: Exemple de structure comportant un joint de chaussée

X.3.1 DIMENSIONNEMENT DU JOINT DE CHAUSSÉE :

Les trois paramètres constituant les éléments pour le dimensionnement et le choix d'un modèle de joint sont : le " **souffle**", **le trafic** et **l'étanchéité sur l'ouvrage.**

Il est donc indispensable de définir ces données de base particulières à l'ouvrage.

Le " Souffle "

On appelle " souffle " (ou parfois " jeu ") d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte pour la détermination du joint sont :

- Le Retrait ;
- Le Fluage ;
- Le Coefficient de dilatation thermique ;
- Les Actions ;
- Les joints de chaussée sont dimensionnés de la manière suivante.

Le tablier de pont est à fort déplacement sous séisme ≥ +/-2cm, on dimensionne les joints de chaussée avec la combinaison :

- Souffle Total= souffle de service +souffle sismique/3.
- Souffle de service= souffle des déformations différées+ 0.3 souffle thermique

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

Avec

- W : souffle total du joint ;
- W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
- W_T : souffle thermique ;
- W_S : souffle sismique.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode monomodale **(Ws = $d_{siésme}$ long = 8.60 cm)**

- **Le souffle thermique : $W_T = L \times \varepsilon_T$.**
- **Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) : $W_D = L \times (\varepsilon_f + \varepsilon_r)$.**
- L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 38 m).
- ε_T : coefficient de la température.
- ξ_T =. $\varepsilon T = \lambda \times \Delta T$; avec ΔT=25°C et $\lambda=10^{-5}$.
- $V_{xT} = L_0 \times \varepsilon_T = 18.5 \times 0.00025 = 4.6 \times 10^{-3}$m.
- ε_f : coefficient de fluage :$\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$.
- ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2\times 10^{-4}$.
- ε_f : coefficient de fluage
- $\varepsilon_f = 3\times 10^{-4}$. ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2\times$ 10-4 .

W_T = 0.006475 m

W_D= 18.5 x (0.00035 + 0.0002) = 0.0102m .

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

$W = 0.0102+0.3*0.0046+ \frac{0.086}{3}$

W = 3.50 cm.

X.3.2 TYPE DE JOINT :

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue deS joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 5.128cm il faut considérer la famille de joints appelée **Wd (souffle moyen).**

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.

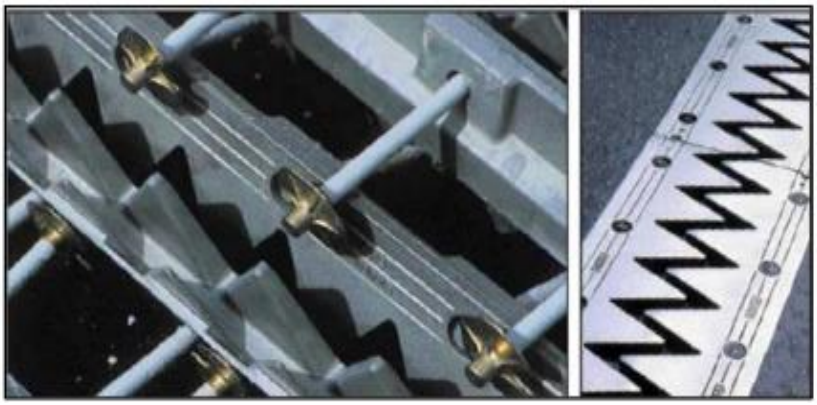


Figure X-7: Photo du type de joint de chaussée

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint Wd60. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 60mm.

										Réservations		Fixations		
Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

*Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.*

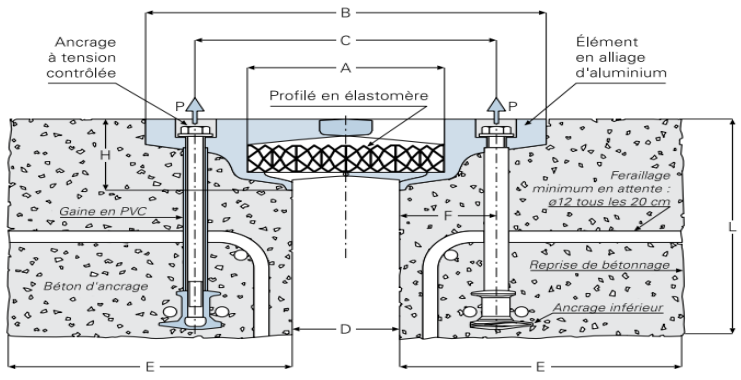


Figure X-8: Modèle de joint posé avec les types de joints disponible

X.4 CONCLUSION

Les équipements jouent un rôle très important dans le fonctionnement d'un ouvrage, Ils assurent sa fonction de confort et de sécurité vis-à-vis des usagers de la route, ainsi que la pérennité de l'ouvrage notamment après un séisme.

XI. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1 INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure est indispensable à la réalisation d'un ouvrage d'art. Cette dernière permet de transmettre les efforts du tablier au sol donc ses qualités géométriques et mécaniques doivent répondre à une certaine exigence de franchissement. Et pour cela on va traiter dans ce chapitre le dimensionnement de l'infrastructure du pont sous ces différentes parties (chevêtre, piles, culées et fondations).

XI.2 ÉTUDE DU CHEVÊTRE :

Les futs ou les colonnes peuvent être libres à leur extrémité supérieure ou reliés entre eux par un chevêtre, il est indispensable lorsque les points d'appuis, en totalité ou en partie, ne sont pas placés au droit des futs, le chevêtre assure alors le transfert des descentes de charge et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (freinage, efforts centrifuges) il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement d'appareils d'appuis.

Les chevêtres des piles supportent les appareils d'appui des poutres des deux travées adjacentes.

On a considéré pour les vérifications de sécurité que chaque chevêtre à **11.25 m de longueur, 2.50 m de largeur et 1.50 m de hauteur courante.**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis 2019** comme le montre la Figure ci-dessus.

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion **longitudinale** et **une torsion**, est considéré comme une poutre continue sur trois (03) appuis (les futs) soumise aux charges suivantes :

- Poids propres de chevêtre ;
- Réaction due au poids propres tablier ;
- Réaction due aux surcharges A(L) ;
- Réaction due au Surcharge Bc ;
- Réaction due au Surcharge Mc120 ;
- Réaction due au Surcharge D240 ;
- Réaction due au Surcharge de trottoir.

XI.2.1 DIMENSIONNEMENT A LA FLEXION :

Les résultats du moment fléchissant obtenus à l'ELS et à l'ELU pour la combinaison la plus défavorable sont mentionnés dans **les figures le Tableau** qui suivent.

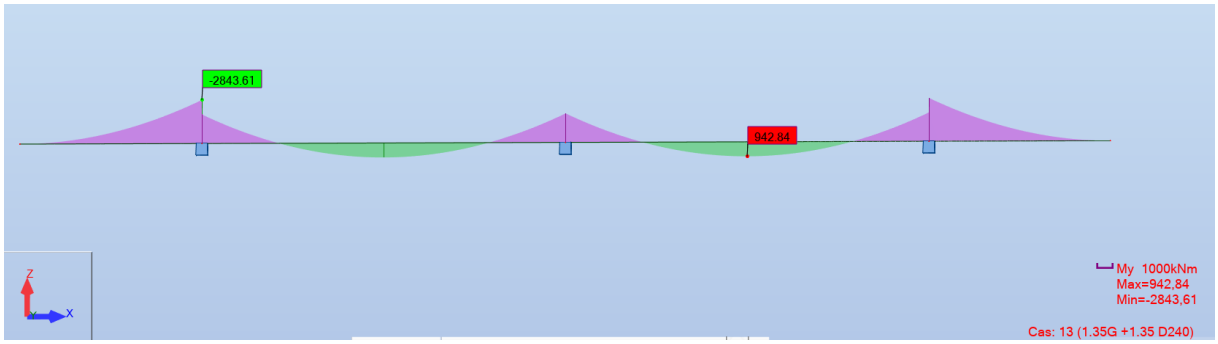


Figure XI-1: Moments Maximum sur le chevêtre à ELU

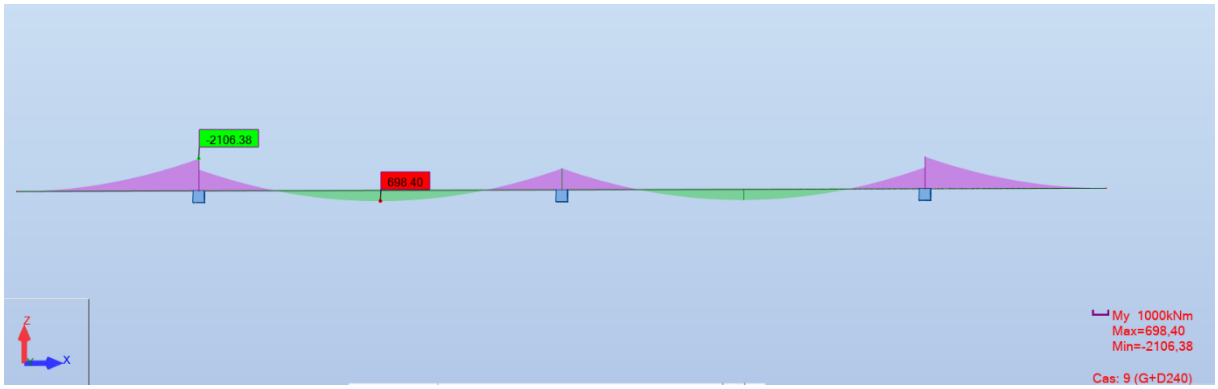


Figure XI-2 : Moments Maximum sur chevêtre à ELS

Tableau XI-1: Les Moments de flexion maximum sur chevêtre (ELU/ELS)

	Sollicitations	M_{max} ELS (KN.m)	M_{max} ELU (KN.m)
G+D240	**Sur appui**	2091.60	2818.32
	Mi travée	693.50	934.45

XI.2.2 FERRAILLAGE DU CHEVÊTRE :

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont la note de calcul se trouve en **Annexes 07et 08**.

XI.2.2.1 ARMATURES LONGITUDINALES :

- Nappe supérieure : A_S = 45,6 cm² ➔ On prend : **15HA20** (AS = 47,12 cm2).
- Nappe inférieure : A_S = 36,3 cm² ➔ On prend : **15 HA20 (**AS = 47,12 cm2).

Les armatures disposées sur une zone tendue (hors zone de recouvrement) est compris dans les limites suivantes : **$0{,}15\ \% \leq \rho_g \leq 1.5\ \%$ en zones I et IIa ;**

Les armatures sur face comprimée : pourcentage minimum est de 0.10%.

$\rho_g = As/B$ ➔ $\rho_g = 0{,}25\%$ ➔ **condition vérifiée**

Avec :

- **As** section totale d'acier.
- **B** section totale du béton.

XI.2.2.2 ARMATURES TRANSVERSALES :

Les résultats de l'effort tranchant obtenus à l'ELS et à l'ELU pour la combinaison la plus défavorable sont mentionnés dans la **Figure** suivante :

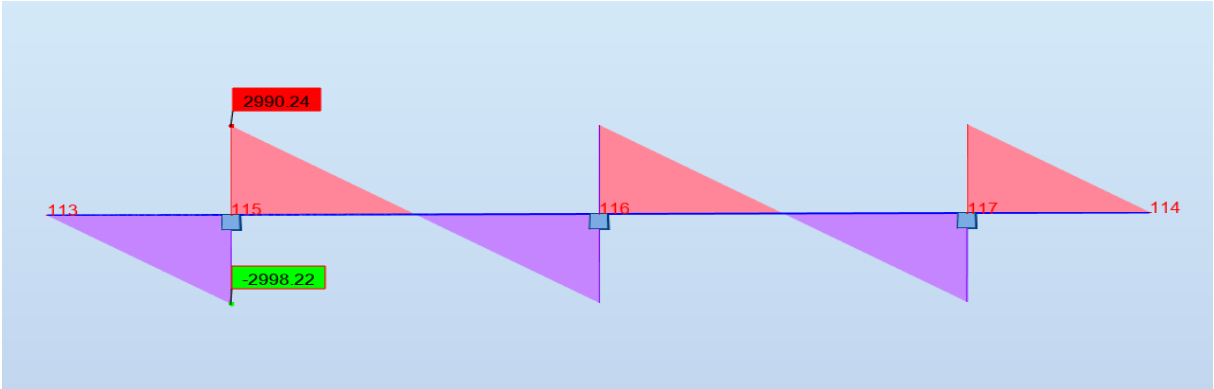


Figure XI-3: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Avec **Robot expert 2010** : on obtient **02 Cadres de HA14, esp = 12cm** dans la zone critique (au droit des nœuds avec les futs) et 20 cm dans la zone courante.

XI.2.2.3 DIMENSIONNEMENT A LA TORSION :

L'excentricité des appareils d'appui par rapport à l'axe de symétrie est celle qui génère les efforts de torsion dans la section du chevêtre. Cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

Afin de déterminer le ferraillage nécessaire pour reprendre les efforts de torsion, la section est considérée comme en une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, dont la largeur L_t est limitée par :

- $L_t = L_c$ si $L_c \leq \emptyset + H_c$.
- $L_t = L_c + \emptyset$ si $L_c > \emptyset + H_c$.

Application Numérique :

Nous avons :

$$\begin{cases} Lc = 2{,}5 \text{ m} \\ Hc = 1{,}5 \text{ m} \\ \emptyset = 1{,}5 \text{ m} \end{cases}$$

D'où : $L_t = 2{,}5$ m

- La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\,\Omega\, bn}$$

Avec :

- **C** : Moment de torsion maximal par ml, **C** = max (C_1 ; C_2) = $\mathbf{R_i} \times \mathbf{e}$ (C_1 étant le moment de torsion en phase de construction et C_2 le moment de torsion en service)
- **Ω :** Aire de la torsion ; Ω = $(\mathbf{H_c} - \mathbf{b_n}) \times (\mathbf{L_t} - \mathbf{b_n})$
- $\mathbf{b_n}$: Épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ; $\mathbf{b_n} = \boldsymbol{H_c}/\mathbf{6}$

La section d'acier nécessaire pour reprendre les efforts de torsion est donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{C\ x\ P}{2\Omega}$$

Avec :

- **P** : Périmètre du chevêtre ; $\mathbf{P} = (\mathbf{2Hc} - \mathbf{bn}) + (\mathbf{2Lt} - \mathbf{bn}) = 7{,}50$ m.
- $\overline{\boldsymbol{\sigma}_a}$: Contrainte limite admissible de l'acier ; $\overline{\boldsymbol{\sigma}_a}$= 2/3 fe = 333,33 MPa.

Application Numérique :

- Phase de construction :

C_1 = 256,73 KN.m/ml.

- Phase de service :

C_2= 162,59 KN.m/ml.

On a C = max (C1 ; C2)

D'où : **C = 256,73 KN.m/ml**

Avec Ω = 2,81 m² et $\mathbf{b_n}$ = 0,25 m .

→la contrainte tangentielle dans le béton :

$\boldsymbol{\tau_b}$ **= 2 Mpa donnant une section d'acier :**

As = 5,65 cm^2 /ml ➔ On opte pour **6HA12** avec un espacement de 16 cm.

❖ **Vérification de la Condition de non-fragilité :**

$$As \geq 0{,}23bd\ \frac{ft28}{fe} = 3.06\frac{cm^2}{ml}$$

➔ **Condition vérifiée**.

❖ **Vérification des Conditions des contraintes tangentielles :**

La condition à vérifier est :

$\boldsymbol{\tau_b} + \boldsymbol{\tau_v} \leq \boldsymbol{\tau_{lim}}$

$\boldsymbol{\tau_v} = V_u/b_0 \times d =$ **0,88 MPa**.

$\boldsymbol{\tau_{lim}} = \min\left\{0{,}2\ \frac{fcj}{\gamma b}; 5Mpa\right\}$ =3,6Mpa où :

$\boldsymbol{\tau_b} + \boldsymbol{\tau_v}$ **= 2,88Mpa** $\leq \boldsymbol{\tau_{lim}}$ ➔ **Condition vérifiée**.

XI.3 ÉTUDE DES PILES :

Les piles représentent les appuis intermédiaires du pont sur lesquelles se pose le tablier. Elles transmettent les efforts du tablier jusqu'aux fondations et elles doivent répondre à certains critères d'esthétiques et d'harmonie avec le tablier.

XI.3.1 CONCEPTION DES PILES

On a opté pour des piles à 3 fûts circulaires surmontés par un chevêtre. Le tableau et la Figure ci-dessous, indiquent l'implantation et la conception proposée pour les 04 piles intermédiaires de notre ouvrage :

Tableau XI-2: Caractéristiques des piles

N° Pile	PK (km)	Type de fondation	Nombre de Futs	Diamètre des futs	H_{moy} des futs (m)
1	23+308.03	Superficielle	3	1.5	11.25
2	23+346.31	Superficielle	3	1.5	12.80
3	23+384.6	Superficielle	3	1.5	11.20
4	23+422.9	Superficielle	3	1.5	7.15

XI.3.2 ÉTUDE DES FÛTS :

Les fûts sont des éléments constituant les piles ce sont des colonnes encastrées à la base de la semelle.

Elles subissent les efforts du poids propre, des surcharges d'exploitations et de l'action sismique.

Les dimensions des colonnes sont définies comme suit :

- **Diamètre des colonnes ➔ D = 1,50 m.**
- **Entraxe ➔ E = 3,75 m.**

XI.3.2.1 VERIFICATION VIS-A-VIS LE FLAMBEMENT :

On doit vérifier que :

$$\lambda < \bar{\lambda}$$

Avec :

- λ : Élancement de la pièce ; $\lambda = \frac{lf}{i}$.

Et i = $\sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{D}{4}$ **. (Cas d'un cercle)**

- **B** : aire totale de la section droite (non armée).
- **I** : moment d'inertie d'une section par rapport à un axe passant par son C.D.G et perpendiculaire au plan de flambement.
- **lf** : Longueur de flambement = 0,707 l_0 (cas de console) ➔ l_0 = 0,707 x 12.80 = 9,05m (hauteur max)

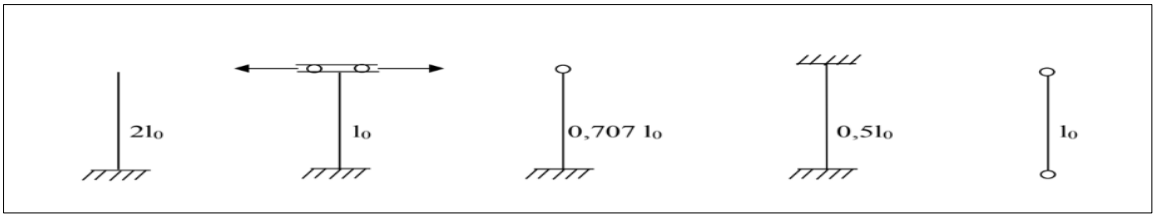


Figure XI-4: Les différents cas de longueurs de flambement des poteaux

- $\bar{\lambda} = \max \begin{cases} 50 \\ \min\left(\frac{67e0}{h}; 100\right) \end{cases}$

Où:

- $\mathbf{e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7952,4}{19502} = 0,4}$

Donc : $\bar{\lambda} = \max \begin{cases} 50 \\ 2,09 \end{cases}$

Alors : $\lambda = 30,167 < \bar{\lambda} = 50 m^{-1}$ ➔ **Flambement vérifié.**

XI.3.2.2 ÉVALUATION DES EFFORTS ET COMBINAISONS DE CHARGES SOLLICITANT LES FUTS :

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Les charges prises en compte dans la détermination des efforts M,N,H sont :

A. Les charges verticales :

- **Charge permanente :**
  - Poids propre du tablier ;
  - Poids propre du chevêtre ;
  - Poids propre du fût.
- Charge d'exploitations A(l) :

B. Les charges horizontales :

- L'effet du freinage (A(l),B_C;
- L'effort du vent ;
- Variation linéaire.

C. Les charges et les surcharges aux conditions sismiques :

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

- **ELS :**
  - **G + ΨQ+ 0.6ΔT + D**
  - **G + 1.2 Bc + 0.6ΔT + D**

- **ELU :**
  - **1.35G + ΨQ + 0.9 ΔT + D**
  - **1.35G +1.6 Bc + 0.9 ΔT + D**
- **ELA :**
  - **(ΨQ = 0) ; G + E + 0.4 ΔT +D**

Tableau XI-3: Récapitulation des efforts M,N et H soumis aux fûts

Cas	Combinaison	N(KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	**G+1,2Bc**	14464,46	408,73	5844,80
ELU	**1.35G+1,6Bc**	19502,48	556,11	7952,40
ELA	**E_1+ R_{max} +PP_{P3}**	12990	1540	17625

NB : Les détails du calcul de la descente de charges (axe sous le fût) et la combinaison des efforts se trouvent en Annexe C.

Résultats des sollicitations les plus défavorables appliqués au niveau des fûts (efforts pour un fût) :

- **ELS :** N_{max}=4821,48KN
  M_{max} = 1948,26 KN.m
  T_{max}=136,24 KN.m

- **ELU :** N_{max}=6500,82KN
  M_{max}=2650,8 KN.m
  T_{max} =185,37KN.m.

- **ELA :** N_{max} = 4330KN
  M_{max}=5875KN.m
  T_{max}=513 KN.

➢ **Ferraillage des fûts :**

Le fut est un élément qui travaille à la flexion composée

- **Section d'aciers longitudinaux** :

AS = 146,4cm2 ➔ on adopte : 30 HA 25 (147,26cm²) voir **Annexes D**

- **Section Aciers transversaux (cerces)** : voir **Annexes D**

Les cerces aciers transversaux sont calculés en fonction de l'effort tranchant de ELU , **02 cerces H14** avec **St = 12 cm** dans la zone critique (aux droits des nœuds) et **St = 30 cm** dans la zone courante.

XI.4 ÉTUDE DES FONDATIONS DES PILES :

Les charges permanentes vont créer des sollicitations, qui vont générer des forces horizontales, verticales et des moments sur la pile, on peut la considérer comme une console encastrée dans sa base.

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les deux combinaisons (ELS, ELU) sont mentionnés dans le Tableau ci-dessous

Tableau XI-4: les efforts M-N-H , dans les combinaisons ELS et ELU

Cas	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	**G+1,2Bc+0,6T**	**24382,58**	**408,73**	**6580,51**
ELU	**1,35G + 1,6Bc+0,9T**	**32891,93**	**556,11**	**8953,40**

- **Longueur :** L = 11m
- **Largeur :** B = 7.0 m
- **Épaisseur** : E = 1.8m

Avec le pré-dimensionnement adopté, on procèdera à la vérification de la capacité portante du sol, à l'ancrage défini pour chaque semelle, tenant compte des résultats de l'étude géotechnique**.**

XI.4.1 EFFORT MAXIMAL DE LA SEMELLE :

En plus de charges verticales (du poids propre et des charges d'exploitations) les moments crées par les forces horizontales vont créer un moment renversant la semelle qui va générer un effort normale supplémentaire vers le bas dans une partie de la semelle et un effort vers le haut de l'autre partie de la semelle.

La formule ci-dessous calcul les réactions maximales et minimales du sol par rapport aux charges transmises par la semelle :

$$\sigma = \frac{N}{L * B} \pm \frac{\boldsymbol{M}\text{x X Y}}{\boldsymbol{I}}$$

Avec :

- **I:** Moment d'inertie de la semelle par rapport à l'axe de rotation ;
- $\mathbf{M_x}$: le moment fléchissant agissant sur la semelle ;
- **Y** : la distance entre l'axe de rotation et l'extrémité.

Après avoir fait les calculs la combinaison de charge qui génère le plus grand effort normal de compression est la combinaison **1,35G + 1,6Bc.**

Tableau XI-5: Les efforts générés par la combinaison 1.35 G+1.6 BC

Combinaison	N (KN)	H(KN)	M_H (KN.m)	M_V	Δ M	σ_{min} KPa	σ_{max} KPa
1.35G+1.6Bc	32891,93	556,11	8953,40	0,00	8953,40	327,50	526,83

XI.4.1.1 Vérification du poinçonnement DU SOL :

La semelle se trouve à la profondeur de 4.5m ou la pression limite est égale à 14.59 bars **(voir l'annexe)** donc on doit tout d'abord calculer la pression admissible qui est donnée par la formule suivante :

$$Q_{adm=}\frac{Q_l - q_0}{F_s} + q_0$$

Avec :

- **Q_l** : la pression limite du sol.
- **q_0** = γ_r * D γ_r : poids volumique du sol de remblaiement de la fondation, égale 20 KN/M^3.
- **D** : la hauteur d'ancrage de la semelle. **D= 4,5m.**
- **F_s**= 3 : facteur de sécurité cas des fondations superficielles
- **Q_{ad}**= 0,55Mpa.

$$\sigma_{max} = \frac{Rmax}{L * B} = 0.526\ MPa\ <\ Q_{adm}$$

➔ **Pas de risque de poinçonnement**.

R_{min} > **Pas de risque de soulèvement**.

XI.4.1.1.1 Conditions de résistance de sol :

On a : $e_0=\frac{Mu}{Nu}$ ➔ $e_0 = 0,27 < \frac{B}{6}$, donc la contrainte située aux 3 quarts de la semelle de la côte de σ_M, notée de $\sigma_{3/4}$, doit être inférieur à la contrainte admissible $\bar{\sigma}$;

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{\sigma m + 3\sigma M}{4}$$

Application numérique :

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{0,327 \quad *0,52683}{4} = 0,477 \leq \bar{\sigma} = 0,55\text{Mpa}.$$ ➔ **Condition vérifiée**.

XI.4.1.1.2 Vérification de la fondation vis-à-vis l'action sismique :

XI.4.1.1.2.1 État limite ul6time de renversement :

On vérifie la stabilité avec un modèle de Meyerhof (**Fascicule62 Titre V- B.2.2, 1**)[23]

[23] **B.2.2, 1. CONTRAINTES NORMALES APPLIQUÉES AU SOL**
Dans le cas général, le diagramme des contraintes normales appliquées au sol est déterminé dans le cadre des hypothèses suivantes :
- **Le sol ne réagit pas aux efforts de traction,**
- **Les contraintes sont proportionnelles aux déplacements.**

Pour les semelles rectangulaires, il est loisible d´admettre que les contraintes normales sont uniformes sur un rectangle de surface réduite, suivant le modèle de Meyerhof. La valeur de la contrainte normale et les dimensions du rectangle sont choisies de manière à équilibrer les efforts appliqués

XI.4.1.1 Vérification du poinçonnement DU SOL :

La semelle se trouve à la profondeur de 4.5m ou la pression limite est égale à 14.59 bars **(voir l'annexe)** donc on doit tout d'abord calculer la pression admissible qui est donnée par la formule suivante :

$$Q_{adm=}\frac{Q_l - q_0}{F_s} + q_0$$

Avec :

- **Q_l** : la pression limite du sol.
- **q_0** = γ_r * D γ_r : poids volumique du sol de remblaiement de la fondation, égale 20 KN/M^3.
- **D** : la hauteur d'ancrage de la semelle. **D= 4,5m.**
- **F_s**= 3 : facteur de sécurité cas des fondations superficielles
- **Q_{ad}**= 0,55Mpa.

$$\sigma_{max} = \frac{Rmax}{L * B} = 0.526\ MPa\ <\ Q_{adm}$$

➔ **Pas de risque de poinçonnement**.

R_{min} > **Pas de risque de soulèvement**.

XI.4.1.1.1 Conditions de résistance de sol :

On a : $e_0=\frac{Mu}{Nu}$ ➔ $e_0 = 0,27 < \frac{B}{6}$, donc la contrainte située aux 3 quarts de la semelle de la côte de σ_M, notée de $\sigma_{3/4}$, doit être inférieur à la contrainte admissible $\bar{\sigma}$;

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{\sigma m + 3\sigma M}{4}$$

Application numérique :

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{0,327 \quad *0,52683}{4} = 0,477 \leq \bar{\sigma} = 0,55\text{Mpa}.$$ ➔ **Condition vérifiée**.

XI.4.1.1.2 Vérification de la fondation vis-à-vis l'action sismique :

XI.4.1.1.2.1 État limite ul6time de renversement :

On vérifie la stabilité avec un modèle de Meyerhof (**Fascicule62 Titre V- B.2.2, 1**)[23]

[23] **B.2.2, 1. CONTRAINTES NORMALES APPLIQUÉES AU SOL**
Dans le cas général, le diagramme des contraintes normales appliquées au sol est déterminé dans le cadre des hypothèses suivantes :
- **Le sol ne réagit pas aux efforts de traction,**
- **Les contraintes sont proportionnelles aux déplacements.**

Pour les semelles rectangulaires, il est loisible d´admettre que les contraintes normales sont uniformes sur un rectangle de surface réduite, suivant le modèle de Meyerhof. La valeur de la contrainte normale et les dimensions du rectangle sont choisies de manière à équilibrer les efforts appliqués

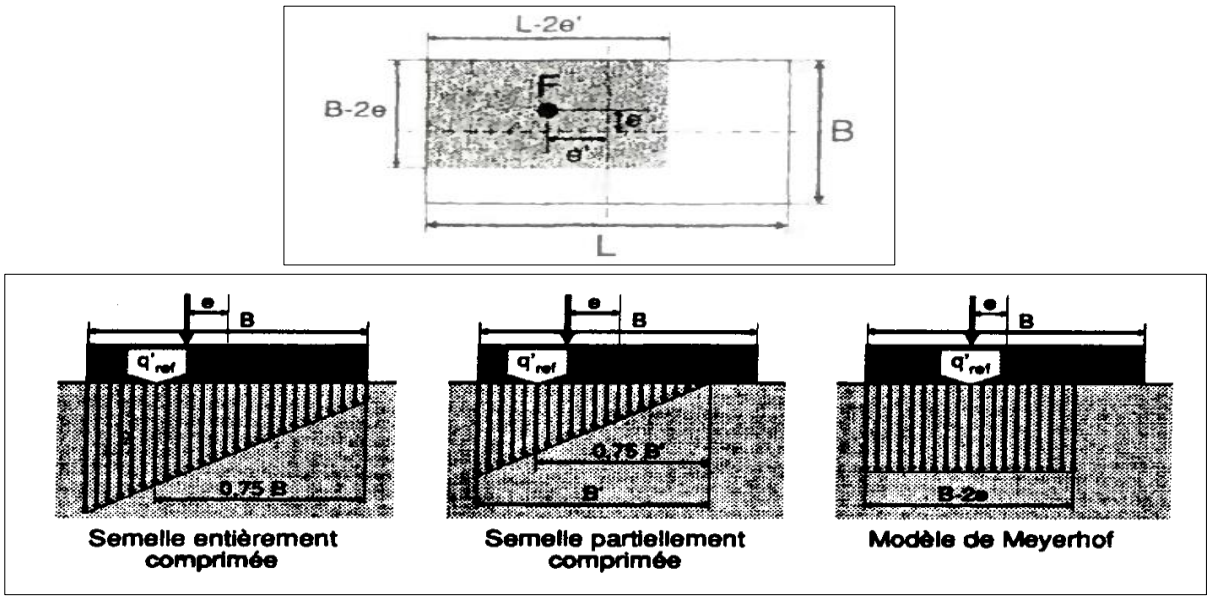


Figure XI-5: compression du sol d'assise sous semelle, avec l'excentrement du centre de forces

Pour chaque combinaison, on calcule e, e' **(coordonnées du centre des forces) :**

$$e = M_{Longitudinal} / N \; ; \; e' = M_{Transversal} / N$$

La surface comprimée est alors :

$$S_{comprimée} = (B-2e) \times (L-2e').$$

On doit vérifier qu'au moins 10 % de la fondation reste comprimée.

Les efforts sismiques sollicitant la fondation sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI-6: les efforts sismiques sollicitant la fondation

ML	**E1**	**E2**	**E3**	**E4**	**E5**	**E6**
MT	8,66	2,56	8,66	3,54	2,56	3,54
N (MN)	6,10	20,33	6,10	6,10	20,33	6,10
ML	13,52	13,52	14,27	12,88	12,88	12,12

On calcule les Surfaces comprimées pour chaque combinaison :

Tableau XI-7: surfaces comprimées des sols sous semelles

	1	2	3	4	5	6
e	**0,64**	**0,19**	**0,61**	**0,28**	**0,20**	**0,29**
e'	**0,45**	**1,50**	**0,43**	**0,47**	**1,59**	**0,50**
S : comprimée	**60,33**	**62,8**	**61,19**	**67,89**	**62,28**	**67,34**
% compression	**0,78**	**0,81**	**0,79**	**0,88**	**0,81**	**0,87**
vérification du renversement	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**	**CV**

La condition de non-renversement est donc vérifiée pour l'ensemble des combinaisons.

❖ **État limite ultime de glissement (Fascicule 62 Titre V - B.3.4)[24] :**

Le frottement sous la base de la semelle est généralement de type rugueux. Pour la vérification du glissement, et après vérification de l'étude géotechnique, les matériaux d'assise à une profondeur de 4.50 m sont du type graveleux et parfois avec de gros blocs des alluvions de granulométrie grossière, on suppose que le sol a un angle de frottement interne φ= 30°.

On doit alors vérifier : $V < N \tan \varphi / \gamma_{g1}$

On prend γ_{g1} =1,2 ; d'où : $V<0,481\ N$.

On cumule les efforts concomitants dans les deux directions de manière quadratique :

$$V = \sqrt{{v_L}^2 + {V_T}^2}$$

Le tableau suivant présente le calcul pour chaque combinaison :

Tableau XI-8: Vérification des conditions de glissement pour chaque combinaison

Combinaisons	1	2	3	4	5	6
V	1,812	1,816	0,839	1,445	1,711	0,580
0,481 * N	6,504	6,504	6,865	6,193	6,193	5,831
Vérification du glissement	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

La Condition de non-glissement est donc Vérifiée.

[24] **Article b.3.4. : État-Limite Ultime de glissement**
Il en résulte que les plans de glissement éventuels sont contenus dans le sol de fondation, de sorte qu´il est admis de prendre un coefficient de frottement sol-semelle égal à tan φ

XI.4.1.2 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SUPERFICIELLE :

❖ **Armatures transversales inférieure :**

Les armatures transversales inférieures de la semelle sont données par la formule suivante :

$$A_{ti}=\frac{M1}{d * \sigma s}$$

Avec

$$\begin{cases} d = h - 0,1 = 1,8 - 0,1 = 1,7m \\ \sigma_s = \dfrac{fe}{\gamma_s} = 434,78Mpa \end{cases}$$

Et :

$$\frac{1}{2}\left(\frac{B}{2} - 0,35B\right) = 0,525\text{m} > \text{e0}$$

Alors :

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0,35B\right)^2 \left(1 + \frac{e_0}{B} + 1.4\frac{b\, e_0}{B^2}\right)\frac{N}{2B}$$

⇨ **M_1 = 3079,7KN.m/ml**

Donc

$$A_{ti} = \frac{M}{H * \sigma_s} = \frac{3979,7}{1,7 * 434,78}$$

⇨ **Ati=41,667cm²/ml .**

On prend **7HA32** (**A_s=56,30cm²**) par mètre linéaire Avec espacement **St = 14 cm.**
L'espacement maximal est de 40 cm : St = 10 cm < 40 cm donc condition vérifiée.

➢ **Le pourcentage minimum par (RPOA) est de :**

0,15 % < ρ_g < 1.5 % en zones IIa.

$\rho_g = \frac{A_s}{B} = \frac{44,18\ x\ 11}{180\ x\ 1100} = 0,245\%$ ➔ **condition vérifiée**.

❖ **Armatures longitudinales inférieure :**

$$A_{li} = \frac{A_{ti} \times B}{10} = \frac{44,18 \times 7}{10} = 30,926\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend **7HA25** (**A_s=34,46cm²**) par mètre linéaire Avec espacement **St = 14 cm.**

❖ **Armatures transversales supérieures :**

Le pourcentage minimal exigé par (RPOA) pour les armatures sur face comprimée est de 0,10 %.

$$A_{ts} = \frac{B}{1000} = \left(\frac{1100 \times 180}{1000}\right)\left(\frac{1}{11}\right) = 18\text{cm}^2/\text{ml}\ .$$

⇨ **On** prend **7HA20** (**A_s=22cm²**) par mètre linéaire Avec espacement **St = 14 cm.**

❖ **Armatures longitudinales supérieures :**

Le pourcentage minimal exigé par (RPOA) pour les armatures sur face comprimée est de 0,10 %.

$$A_{ti}= \frac{B}{1000} = \left(\frac{700 \times 180}{1000}\right)\left(\frac{1}{7}\right) = 18cm^2/ml.$$

⇨ On prend **7HA20** (A_s**=22cm²**) par mètre linéaire Avec espacement **St = 14 cm.**

❖ **Armatures latérales :**

Le pourcentage minimal exigé par (RPOA) pour les armatures sur face comprimée est de 0,10 %.

$$A_{lt}= \frac{B}{1000} = \left(\frac{1100 \times 180}{1000}\right)\left(\frac{1}{11}\right) = 18cm^2/ml$$

⇨ On prend **7HA20** (A_s**=22 cm²**) par mètre linéaire Avec espacement **St = 14 cm. Armatures de flexion**

Armatures sollicitées en traction : pourcentage minimum est de :
0,15 % < σg < 1.5 % en zones I et IIa ;
0,25 % < σg < 1.5 % en zones IIb et III.
Armatures sur face comprimée : pourcentage minimum est de 0,10 % .

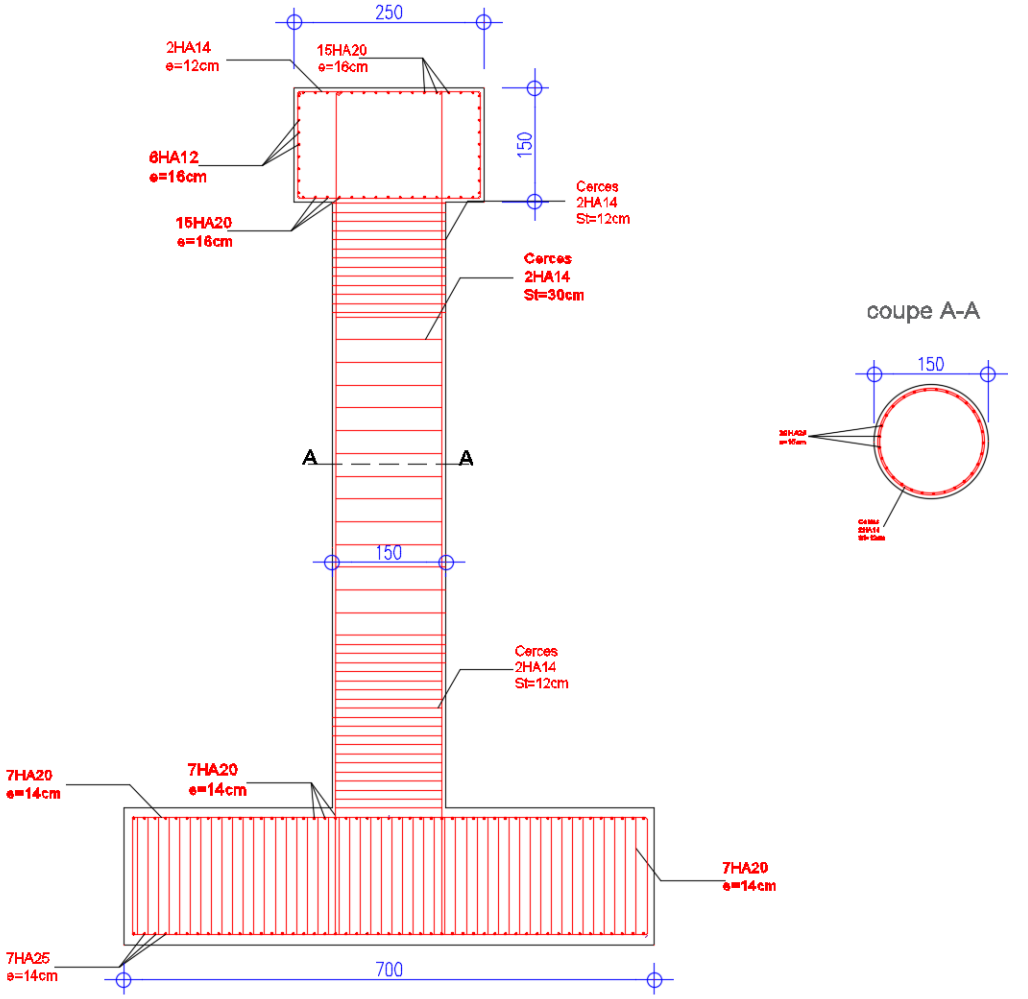


Figure XI-6 : Schema du ferraillage de la pile

XI.5 ÉTUDE DE LA CULÉE

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle est appelée aussi l'appui d'extrémité.

En général, on distingue trois types de culées :

- Culées enterrées : noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées : à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour,
- Culées creuses. : se forme d'une boite renversée.

Dans notre cas, au vu des données naturelles du site où est implanté notre ouvrage on a choisi la culée massive (remblayée) qui joue à la fois le rôle d'un appui du tablier et d'un mur de soutènement qui subit la poussée des terres et des surcharges des remblais.

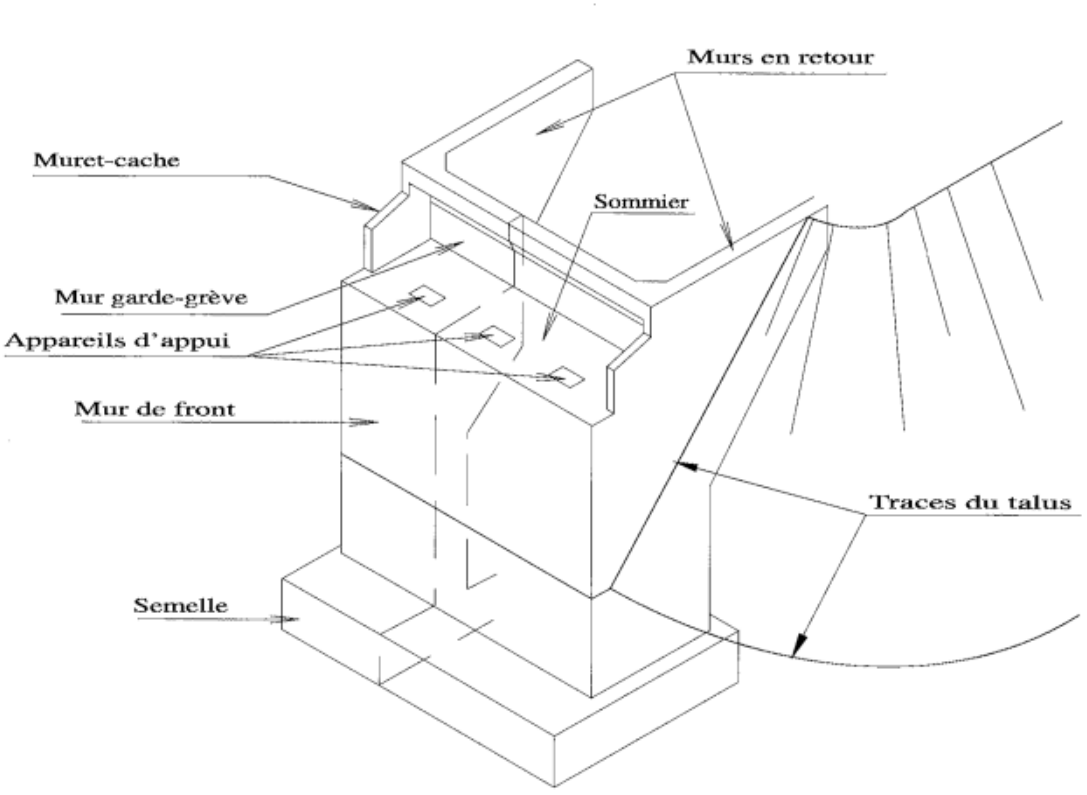


Figure XI-7 : Différentes composantes d'une culée

XI.5.1 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

- **Mur Garde Grève**

La hauteur du mur garde grève est :

h = hauteur de la poutre avec la dalle + hauteur de l'appareil d'appui + dé d'appui.

→**h=2.81 m**

Épaisseur du mur : **e = Max (0,30 m, h/8) = 0,35 m**

Longueur : **L = 11.72 m.**

- **Dalle de transition :**

Sa longueur est :

L=11.72-(2*0.85) avec 0.85 est l'épaisseur du mur en retour, donc **L=10.02 m**.

La largeur est donnée par

l = min (6m, max (4m, 0.6h))= 6 m., est finalement une épaisseur **de 30 cm**

- **Le mur frontal :**

Hauteur de mur frontal : **h = 8.72 m**

L'épaisseur courante varie de 0,8 m à 1,8 m, dans notre cas e_{mf} **= 1,55 m**

La Longueur est : **L= 11.72 m**

- **Sommier d'appui :**

L'épaisseur du sommier varie de 0,60 à 1,40 m donc en prend e_s **= 1.2 m**

La longueur du sommier **L = 11.72 m.**

- **Murs en retours :**

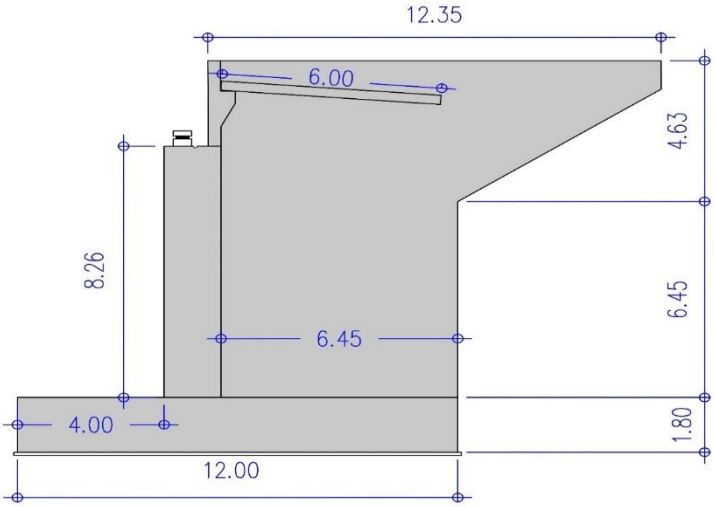
Épaisseur du mur en retour : e_{mr} **= 85 cm.**

Longueur L = 12 m

Les différentes dimensions des éléments constituant notre culée sont résumées dans le

Tableau XI-9: Dimensions des différents éléments de la culée

Éléments	Dimensions		
	Longueur	Largeur	Épaisseur
Semelle	12.72	12.00	1.80
Mur frontal	11.72	8.72	1.55
Mur garde grève	11.72	2.80	0.35
Mur corbeau	10.02	1.16	0.40
Mur en retour	12.00	12.53	0.85
Dalle de transition	10.02	6	0.30
Sommier	11.72	1.2	/



.

Figure XI.5.II: Pré-dimensionnement de la culée (Coupe longitudinale).

XI.5.2 ÉVALUATION DES EFFORTS ISSUS DU REMBLAI ET DES SURCHARGES :

Les efforts agissant sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres dont les détails sont énumérés ci-dessous

XI.5.2.1 DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE K_{AD}:

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

Avec :

- φ = 30° : angle de frottement interne du remblai.
- β =0 : angle de talus avec l'horizontale.

$$\theta = arctg(\frac{K_H}{1 \mp K_V})$$

Tableau XI-10:Les valeurs des coefficients de poussées

Désignation		Notation	k_H	k_v	θ	k_{ad}
Condition normale		CN	/	/	/	0.33
Condition sismique	Horizontal (1+ Kv)	CS1	0.20	0.06	10.68	0.46
	Horizontal	CS2	0.2	0	11.31	0.47
	Horizontal (1- Kv)	CS3	0.20	0.06	12.01	0.48

XI.5.2.2 EVALUATION DES CHARGES STATIQUES DUES AU REMBLAI :

Les poussées des terres sont calculées par la formule :

$$F_h = \frac{1}{2} K_a H^2 \gamma_{sol}$$

Avec :

- **H** : la hauteur du remblai.
- **γ** : est la masse volumique de remblai ; γ = 20 KN/ m3
- **Ka** : coefficient de poussée dans le cas normal

Tableau XI-11: Évaluation des charges statiques dues au remblai

Poids (KN)	dv (m)	Mv (KN.m)	Fh (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
13892.63	8.80	122196.62	5417.53	4.27	21114.81

NB : Pour avoir la poussée en KN, on doit multiplier la valeur par la largeur de mur.

XI.5.2.3 ÉVALUATION DES CHARGES SISMIQUES DUES A LA POUSSEE DES TERRES

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma_{sol} (1 \mp K_V) H^2 K_{ad}$$

Tableau XI-12: Les poussées dynamiques globales dues aux terres

Cas	Kv	K_{ad}	F_{ah} (KN)	dh (m)	M_h (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.06	0.46	8004.82	4.27	34153.88
Séisme Horizontal	0	0.47	7715.88	4.27	32921.09
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	-0.06	0.48	7407.24	4.27	31604.25

XI.5.2.4 ÉVALUATION DES EFFORTS DU AUX SURCHARGES

Selon **SETRA**, une surcharge sur remblai q = 10 KN/m2 est appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$$F_{ah} = \frac{qH}{cos\beta} K_a$$

Tableau XI-13:Évaluation des efforts dus à surcharge sur remblai.

Poids (KN)	dv (m)	Mv (KN.m)	Fah (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
646.29	8.77	5667.9633	423.24	6.4	2708.767

XI.5.3 ÉVALUATION DES EFFORTS ISSUS DE LA CULÉE

Ils sont calculés tout simplement en multipliant le volume de chaque élément par le poids volumique de béton armé γ_{BA} **= 25 KN/ m3**, et en considérant leurs excentrements par rapport au point situé en bas de la semelle (coté du tablier).

Tableau XI-14: Calcul des efforts dus au poids propre des culées.

Elément	P (KN)	dv (m)	Mv (KN.m)
Semelle	6868,8	6	41212,8
Mur F	3751,279	4,7731	17905,2298
DDT	225,45	8,5454	1926,56043
Mur en R	1847,475	9,7279	17972,0521
Corbeau	77,9055	5,7117	444,972844
MGG	287,14	5,3684	1541,48238

Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée

Ces efforts sont obtenus en accélérant les masses par les coefficients sismiques kh et kv.
Le calcul détaillé pour chacun des trois cas sismiques est présenté dans l'annexe.

XI.5.4 EVALUATION DES EFFORTS ISSUS DU TABLIER

Les charges statiques et dynamiques (séisme et freinage) issues du tablier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XI-15:Évaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.

Charge	Fvt (KN)	dv (m)	(m) Mv	Fht (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
Rg	**5120,16**	**4,50**	**23040,70**	/	/	/
R(Al)	**1263,50**	**4,50**	**5685,75**	/	/	/
Rbc	**1138,20**	**4,50**	**5121,89**	/	/	/
RMc120	**1087,90**	**4,50**	**4895,54**	/	/	/
RD240	**1829,19**	**4,50**	**8231,35**	/	/	/
Hf+r	/	/	/	**139,68**	**10,06**	**1405,18**
HT°	/	/	/	**88,11**	**10,06**	**886,39**
Frein Al	/	/	/	**119,40**	**10,06**	**1201,19**
Frein Bc	/	/	/	**360**	**10,06**	**3621,60**
Séisme (tablier)	/	/	/	**1 572,72**	**10.06**	**16670,868**

XI.5.5 CUMUL DES EFFORTS SISMIQUES

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc élastomère fretté ou comporte un dispositif de glissement. Les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier.

Les forces d'inertie provenant du tablier et des appuis se cumulent quadratiquement :

$$E = \sqrt{(E_{tablier}{}^2 + E_{appui}{}^2)}$$

XI.5.6 ÉVALUATION DES EFFORTS A VIDE :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après (le détail de calcul est mentionné dans l'annexe)

Tableau XI-16: Évaluation des efforts à vide.

Désignation	cas	H(MN)	N(MN)	Mr (MN.m)	Ms(MN.m)
La somme	CN	5.84	27.52	25.82	208.42
	Cas n^{0}01	14.13	29.17	69.58	220.93
	Cas n^{0}02	13.82	27.52	68.21	208.84
	Cas n^{0}03	13.48	25.86	66.74	195.92

XI.5.7 VERIFICATION DE LA STABILITE A VIDE

XI.5.7.1 VERIFICATION DU TIERS CENTRAL A VIDE

Pour assurer que les contraintes sous la semelle sont tous positifs. Autrement dit, la force verticale est à l'intérieur du noyau central. On doit vérifier que **: E < Emax** telle que :

- $E = \frac{B}{2} - \overline{x}$ Avec ; $\overline{x} = \frac{M_s - M_r}{(1+K_h)*P}$
- $E_{max} = \frac{B}{6}$

Tableau XI-17:vérification de tiers central à vide.

Elément	cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	$\overline{x}$	$\lvert E \rvert$	E_{max}	obs
Culée totale à vide	CN	25.82	208.42	6.64	0.63	2	Vérifiée
	Cas n^{0}01	69.58	220.93	4.32	1.68	2	Vérifiée
	Cas n^{0}02	68.21	208.84	4.25	1.74	2	Vérifiée
	Cas n^{0}03	66.74	195.92	4.16	1.83	2	Vérifiée

Dans tous les cas on a $E < E_{max}$ donc le tiers central est vérifié, le terrain d'assise est en compression.

XI.5.7.2 VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT

Les conditions à vérifier sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau XI-18:Conditions à vérifier pour la stabilité de la culée.

Conditions	Stabilité au renversement	Stabilité au glissement
Conditions normales	**CSR : Ms/Mr ≥ 1.5**	**CSG : V/H.tgφ ≥ 1.5**
Conditions sismiques	**CSR : Ms/Mr ≥ 1**	**CSG : V/H.tgφ ≥ 1**

Tableau XI-19:Vérification de stabilité au glissement et renversement à vide.

Éléments	cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	H(MN)	N(MN)	Ms/Mr	V/H.tgφ	Obs
Culée totale à vide	CN	25.82	208.42	5.84	27.52	8.07	2.72	Vérifiée
	Cas n^{0}01	69.58	220.93	14.13	29.17	3.17	1.19	Vérifiée
	Cas n^{0}02	68.21	208.84	13.82	27.52	4.12	1.15	Vérifiée
	Cas n^{0}03	66.74	195.92	13.48	25.86	2.94	1.11	Vérifiée

Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées donc la culée est stable au renversement, au poinçonnement et au glissement.

XI.5.8 ÉVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE :

- **Effort sismique agissant sur la culée**

Est calculé précédemment (étude sismique) → $\mathbf{E_{long}}$=1 572,72 KN.

- **L'effort due à la variation linéaire (retrait, fluage, température)**

$\mathbf{H_{f+r}}$ =139.68 KN. Et $H_{T°}$=88.11 KN.

- **Effort de freinage**

$\mathbf{F_{freinage,AL}}$ = 119.4KN. ; $\mathbf{F_{freinage,BC}}$ = 360 KN.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après (le détail de calcul est mentionné dans **l'annexe C).**

Tableau XI-20: Évaluation des efforts en service.

Désignation	cas	H(MN)	N(MN)	Mr (MN.m)	Ms(MN.m)
La somme	CN	6.24	35.75	25.82	239.69
	Cas n^{0}01	12.36	36.11	70.10	252.20
	Cas n^{0}02	12.05	34.88	68.72	238.62
	Cas n^{0}03	11.72	32.78	67.25	227.71

XI.5.9 VERIFICATION DE LA STABILITE EN SERVICE

XI.5.9.1 VERIFICATION DU TIERS CENTRAL EN SERVICE

Tableau XI-21:vérification de tiers central en service.

Elément	cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	$\bar{x}$	$\|E\|$	E_{max}	obs
Culée totale à vide	CN	25.82	239.69	5.98	0.02	2	Vérifiée
	Cas n^{0}01	70.10	252.20	4.02	1.98	2	Vérifiée
	Cas n^{0}02	68.72	238.62	4.05	1.95	2	Vérifiée
	Cas n^{0}03	67.25	227.71	4.08	1.92	2	Vérifiée

Dans tous les cas on a E < Emax donc le tiers central est vérifié.

XI.5.9.2 VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT

Tableau XI-22:Vérification de stabilité au glissement et renversement en service.

Elément	cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	H(MN)	N(MN)	Ms/Mr	V/H.tgφ	Obs
Culée totale à vide	C/N	25.82	239.69	6.24	35.75	9.28	3.31	Vérifiée
	Cas n^{0}01	70.10	252.20	12.36	36.11	3.59	1.69	Vérifiée
	Cas n^{0}02	68.72	238.62	12.05	34.88	3.47	1.67	Vérifiée
	Cas n^{0}03	67.25	227.71	11.72	32.78	3.38	1.61	Vérifiée

Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées donc la culée est stable au renversement et au glissement.

XI.5.10 FERRAILLAGE DE LA CULEE :

XI.5.10.1 FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL :

Le mur frontal est un élément encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement par : les charges permanentes, le poids propre de la superstructure, les poussées des terres, les surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitation.

- **Évaluation des efforts :**

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons **(ELS, ELU)** sont mentionnés dans le tableau **XI-23.**

Tableau XI-24:Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous mur frontal).

Cas	Combinaison	N *(KN)*	H *(KN)*	M *(KN.m)*
ELS	**G+0.6+1.2Bc**	**10827,77**	**4676,616**	**20768,71**
ELU	**1.35G+0.9T+1.6Bc**	**14594,72**	**6314,16**	**28037,64**

Sollicitations les plus défavorables par ml :

ELS → M_{max} = -1597,42 KN.m/ml N_{cors} = 970,19 KN/ml ;
→ T_{max} = 399,65KN/ml N_{cors} =853,65KN/ml ;

ELU → M_{max} = -1694,63KN.m/ml N_{cors} = 1307,82KN/ml ;
→ T_{max} = 539,58KN/ml N_{cors} = 1152,43KN/ml.

XI.5.10.2 FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL :

La section d'acier est calculée sur une bande de (1m × 1,5m) à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe D.**

- **Section d'acier (coté remblai) :**

AS = 28.9 cm^2, on prend : 7 HA25 (AS = 34.36 cm^2) avec un espacement 15 cm.

- **Armature de construction (coté tablier) :**

AS = AS/3 = 9.36 cm^2 ; soit : 7 HA16 (AS = 14.07 cm^2) avec un espacement de 15 cm

- **Armature transversale** :

AS = AS/4 = 7.225 cm^2 ; soit : 7 HA12 (AS = 7.92 cm^2) avec un espacement de 15 cm

XI.5.10.3 FERRAILLAGE DU MUR GARDE-GREVE :

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

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Force de freinage du camion Bc.

- **Évaluation des efforts :**

Moment dû aux poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \; ; P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

- **H :** Hauteur des remblais ; **H = 2.8 m**
- **K_a :** coefficient de poussée des terres ; **K_a = 0,33**
- **L :** longueur des remblais ; **L = 1 m**.

Application Numérique :

P=25,87 KN d'où : **M_{p-ELS}** = 32.6 KN.m/ml **M_{p-ELU}** = 24,15 KN.m/ml

Moment dû à la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions B_C accolées, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact avec la force arrière du mur garde grève.

On remplace les 6t par une charge uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle (0.25×0.75) m², ceci, à cause des incertitudes concernant la transmission des efforts.

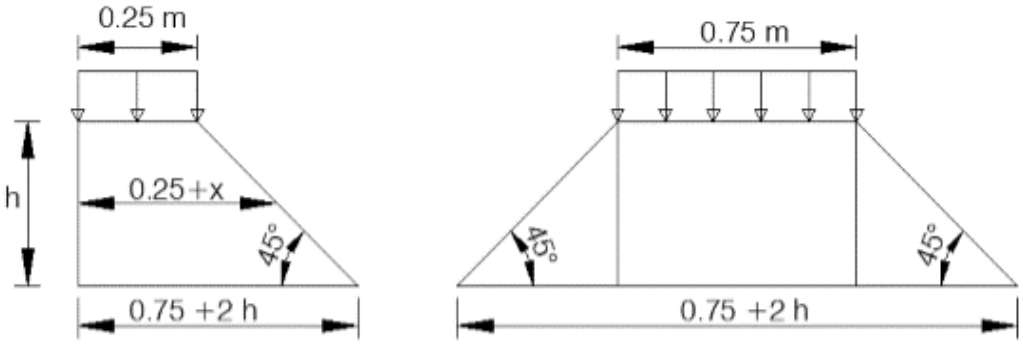


Figure XI-8:Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h}\int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)}dx \ ; \ K = K_a \times bc \times \gamma \times \delta$$

Avec

- **γ** : Coefficient de pondération ; **γ** = 1,6 à l'ELU et **γ** = 1,2 à l'ELS.
- **bc** : Coefficient de pondération du système BC.
- **δ** : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.
- **h** : hauteur du mur garde-grève.

Application Numérique :

K = 0,50 à l'ELS **et K = 0,67** à l'ELU

La valeur de **M_P/K** est explicitée dans le tableau ci-après pour différente valeurs de h (Par interpolation) :

Tableau XI-25:Valeurs de MP/K selon h.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p/k (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

On a **2,50 m < h = 2,65 m < 3,00 m** donc on aura : **MP/K = 91.18 KN.m/ml**

D'où : **Mp−ELS** = 45.79 KN.m/ml et **Mp−ELU** = 61. 6KN.m/ml.

Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

Seul l'effet d'une roue de **6t** est considéré, et le moment dû au freinage est donné par l'expression suivante :

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

Avec : **P** = 60 KN et **μ** = 1,6 à l'ELU et 1,2 à l'ELS

Application Numérique :

$\mathbf{M_{p-ELS}}$ = 68,92 KN.m/ml **et** $\mathbf{M_{p-ELU}}$ = 91.9 KN.m/ml

✓ **Combinaison d'action sur le MGG :**

M_{ELU}=185.55 KN.m/ml.

M_{ELS}=138.86 KN.m/ml.

XI.5.10.4 FERRAILLAGE DU MUR GARDE-GREVE :

La section d'acier est calculée sur une bande de (1m × 0,35m) à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

- **Section d'acier (coté remblai) :**

AS = 21.1 cm², on prend 3 **HA25 + 4 HA 16** (As = 22.27 cm^2) avec un espacement de **15 cm.**

- **Armature de construction (coté tablier) :**

As = As/3 = 7.03 cm2 ; soit **: 7 HA12** (As = 7.92 cm2) avec un espacement de **15 cm.**

- **Armature transversale :**

As = As/4 = 5.28 cm2 ; soit : **7 HA12** (As = 7,92 cm2) avec un espacement de **15 cm.**

XI.5.10.5 FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

- **Évaluation des efforts**

La dalle de transition est supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Les charges qui agissent sur cette dernière sont résumées dans le Tableau ci-après.

Tableau XI-26:Charges agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	**7,5**	**33,75**	**22,5**
Revêtement	**1,92**	**8,64**	**5,76**
Remblai	**18**	**81**	**54**
Surcharges	**10**	**45**	**30**

Donc les **efforts maximaux** sollicitant la dalle de transition sont :

- A l'ELS → Mser = MG + 1,2MQ = 177.39 KN.m/ml.
  → Vser = VG + 1,2VQ = 118.26 KN/ml.

- A l'ELU → Mult = 1,35MG + 1,6MQ = 238.58 KN.m/ml.
  → Vult = 1,35VG + 1,6VQ = 159.05 KN/ml.

- **Ferraillage de la dalle de transition :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe C**.

- **Section d'acier :**

AS = 29.9 cm^2 .
Donc on prend : 7 HA25 (AS = 34.36 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures longitudinales :**

HA 12 avec espacement de 20 cm.

- **Armature de construction :**

As = As/3 = 9.97 cm^2 ; soit : **7 HA14** (As = 10.78 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

XI.5.10.6 FERRAILLAGE DU CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Évaluation des efforts

- **Réaction due au poids des charges permanentes** :

Elle est donnée par la relation suivante

$$R_{cp} = \frac{q_{cp} \times L}{2}$$

Avec :

$\mathbf{q_{cp} = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p\text{-}dalle_de_transition}}$

L : Longueur de la dalle de transition ; **L** = 6 m. → $\mathbf{R_{cp} = 82.26\ KN/ml}$

- **Réaction des surcharges sur remblai :**

Elle est donnée par la relation suivante

$$R_{SR} = \frac{q_{SR} \times L}{2}$$

q_{SR} = 10 KN/ml . → $\mathbf{R_{SR} = 30\ KN/ml}$

Donc les réactions maximales sollicitant le corbeau d'appui à l'ELU et à l'ELS sont :

- **Rser** = RG + 1,2RQ = 114,48 KN/ml
- **Rult** = 1,35RG + 1,6RQ = 154,15 KN/ml.

- **Ferraillage de corbeau d'appui :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe D**.

- **Section d'acier :**

AS = 11.2 cm^2.

Donc on prend : 7 HA16 (AS = 14.07 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

- **Armature de construction :**

As = As/3 = 5.6cm^2 ; soit : **7 HA12** (As = 7.92 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

XI.5.10.7 FERRAILLAGE DE MUR EN RETOUR :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre de la structure y compris la superstructure.
- Poussée des terres.
- Poussée dynamique due au compactage.
- Charges concentrées situées à 1m de l'extrémité du mur.
- Charge répartie de 10KN/ml.

L'étude du mur en retour se fera à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis 2018**, dont les résultats sont mentionnés ci-dessous

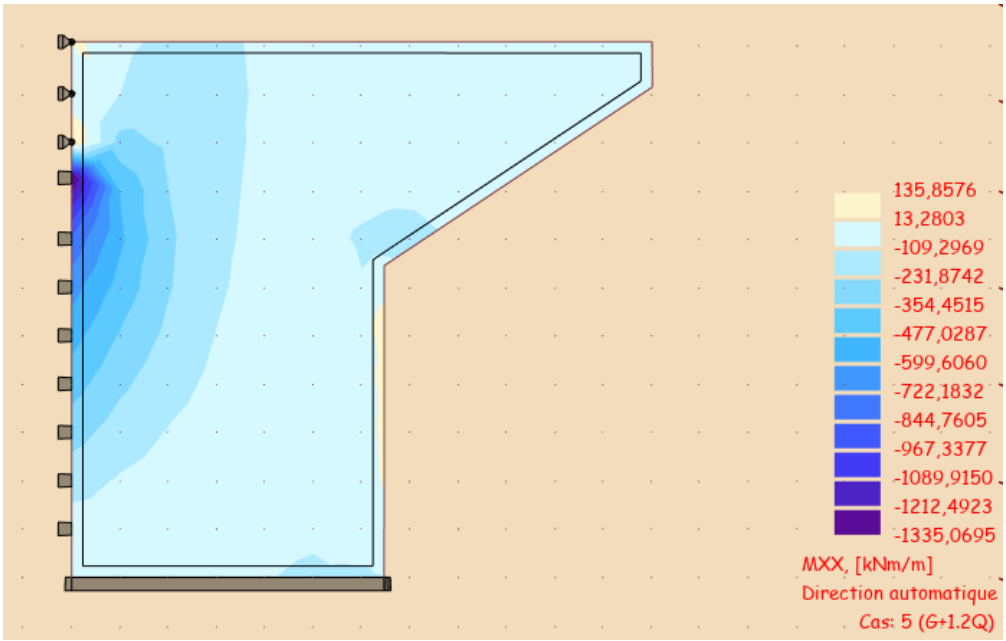


Figure XI-9: Moments M_{XX} du mur en retour à l'ELS

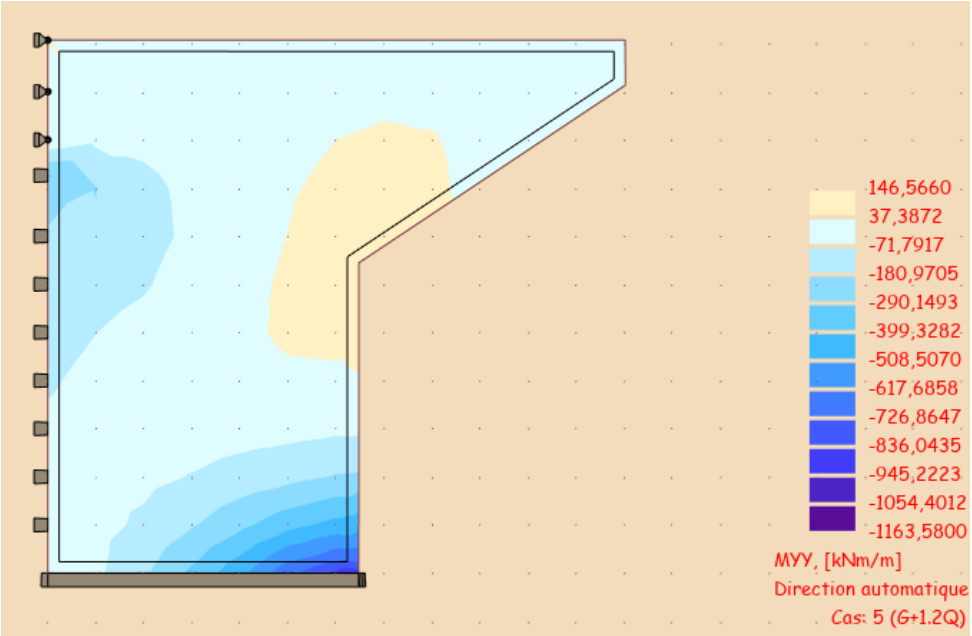


Figure XI-10: Moments M_{YY} du mur en retour à l'ELS

➢ **Ferraillage horizontal :**

- **Section d'acier (coté remblai) :**

AS = 55 cm^2 avec, donc on prend : 7 HA32 (AS = 56.30 cm^2) avec un espacement de 15 cm

- **Armature de construction (coté tablier) :**

AS = AS/3 = 18.33 cm^2 ; soit : 7 HA20 (AS = 21.99 cm^2) avec un espacement de 15 cm

➢ **Ferraillage vertical :**

- **Section d'acier (coté rembla**i) :

AS = 47.2 cm^2 On prend : 5 HA32+ 2HA 25 (AS = 50.03 cm^2) avec un espacement de 15cm.

➢ **Armature de construction (coté tablier) :**

AS = AS/3 = 15.73 cm2 ; soit : 7 HA20 (AS = 21.99 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

XI.5.11 ETUDE DE LA FONDATION DE LA CULEE

XI.5.11.1 EVALUATION DE L'EFFORT MAXIMAL DE LA SEMELLE

Détermination le diagramme du contrainte sur le sol (σ max, σ min) :

$$\sigma_{M,m} = \frac{N}{A \times B}\left(1 \pm \frac{6e_0}{B}\right); avec\ e_0 = \frac{M}{N}.$$

Après avoir fait les calculs la combinaison de charge qui génère le plus grand effort normal de compression est la combinaison **1,35G + 1,6Bc**.

Tableau XI-27: Les efforts générés par la combinaison 1.35 G+1.6 B_C

Combinaison à l'ELU	N (KN)	H(KN)	M_h	M_v	ΔM	σ_{min}	σ_{max}
1.35G+1.6Bc	45114,98	8078,24	38896,55	65639,37	26742,82	80.55	510.57

XI.5.11.2 VERIFICATION DU POINÇONNEMENT :

La semelle se trouve à la profondeur de 3.2 m ou la pression limite est égale à 14.23 bars (voir l'annexe) donc on doit tout d'abord calculer la pression admissible qui est donnée par la formule suivante :

$$Q_{ad} = {(Q_l - q_0)}/{F_s} + q_0 \quad \text{Avec :}$$

- Ql : la pression limite du sol.
- Q= γr * D γr : poids volumique du sol de remblaiement de la fondation, égale 20 KN/M3.
- D : la hauteur d'ancrage de la semelle (3.2m).
- Fs= 3 : facteur de sécurité cas des fondations superficielles.

Application numérique :

Q_{adm}=518.66 Kpa

$\sigma_{max} < Q_{adm}$ → Pas de risque de poinçonnement.

XI.5.11.3 CONDITIONS DE RESISTANCE DE SOL :

On a **e0=Mu/Nu=0.59 < B/6** , donc la contrainte située au noyau central.
$\sigma_{3/4}$, doit être inférieur à la contrainte admissible $\bar{\sigma}$;

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4}$$

Application numérique :

$\sigma_{3/4}$= 403.06 Kpa < $\bar{\sigma}$= 518.66 Kpa → condition vérifiée.

XI.6 ÉTUDE D'AFFOUILLEMENT :

Notre Ouvrage franchit un Oued (OUED SAF/SAF) et vu qu'on a opté pour des fondations superficielles donc une étude d'affouillement est requise afin de protéger les appuis de l'ouvrage contre tout risque d'affouillement.

XI.6.1 LA NATURE DU FOND DU LIT :

Le régime d'affouillement est déterminé en comparant la vitesse moyenne de l'écoulement V à la vitesse critique d'entraînement des sédiments V_c calculée avec l'équation.

$V_c = 6{,}19 \times y^{\frac{1}{6}} \times d_{50}^{\frac{1}{3}} .V$ **Avec :**

- **y** : la hauteur d'eau,
- **d_{50}** : le diamètre moyen des grains.
- **$V_c = 0{,}93\ m.s^{-1}$**
- **$V_{max} = 1 > V_c$**

XI.6.1.1 AFFOUILLEMENT GENERAL :

Profondeur d'affouillement général évaluée à partir de la formule (sécuritaire) de Ramette, comme l'épaisseur de matériaux mise en mouvement :

$P_1 = 0{,}73 \times q^{2/3} / d^{1/6} - y$

Avec : q = Q/L : le débit liquide par unité de largeur L du lit du cours d'eau (m^2/s),

Soit : $q = V_{max}.y$ **$q = 12.4 m^3/s$.**

d : le diamètre moyen (en m) des sédiments, pris égal à D50.

P_1= **1,38m.**

XI.6.1.2 EFFET DE CONTRACTION DU LIT

- Dimensionnement du débouché hydraulique :

$P_2 = y . \left[\left(\frac{W1}{W2}\right)^{0,64} - 1\right]$

W_1 : largeur du fond du lit en amont du pont (m).

W_2 : largeur du fond du lit dans la section contractée moins les largeurs des piles (m).

$P_2 = 0{,}062m$

XI.6.2 AFFOUILLEMENT LOCAL :

Pour le calcul de l'affouillement local au droit des appuis, on utilise le principe de la formule de l'université du Colorado :

$P_3 = 2K_1 . K_2 . K_3 . K_4 . a^{0.65} . y^{0,35} . Fr^{0.43}$ Avec :

- y = hauteur d'eau en amont de l'appui (m) .
- K_1 = facteur de correction de la forme de l'appui. **K_1=1,0** (pour des appuis de forme cylindrique)
- K_2 = facteur de correction pour l'angle d'attaque de l'écoulement. Les appuis ne dépendent pas de l'angle d'attaque (forme circulaire) donc **: K_2 = 1.**
- K_3 = facteur de correction de la forme du lit. **K_3=1,1** dans la plupart des cas.
- K_4 = facteur de correction de pavage du lit en fonction de la taille des grains. **K_4=0,4**
- (K_4=0,4 si $D_{50} \geq$ 2mm)
- a = épaisseur du fût de pile (m), ou largeur de semelle si apparente, ou partie de culée en saillie le cas échéant.
- Fr = nombre de Froude directement en amont de l'appui :
- **$Fr = V_{max} / (g.y)^{1/2} = 0{,}18$**
- g = 9,81 m/s^2 l'accélération de la pesanteur

Donc :

$$P_3 = 0{,}92m.$$

XI.6.2.1 PROFONDEUR GLOBALE DU RISQUE D'AFFOUILLEMENT :

$$P = P_1 + P_2 + P_3 = 2.36m$$

Le niveau de la fondation doit être au-dessous de la profondeur d'affouillement totale
La fondation de l'ouvrage se trouve à une profondeur de 4.5m donc le risque d'affouillement est nul (**la condition vérifiée).**

XI.7 CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en calculant le ferraillage de leurs éléments, qui va leur permettre d'avoir un fonctionnement adéquat, et l'ouvrage pourra être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Notre projet a pour but de concevoir et étudier un pont à poutres multiples au niveau de la pénétrante qui relie le port de SKIKDA et l'autoroute Est-Ouest. Ce travail vis-à-vis de l'enseignement peut être décomposé en deux phases :

Le choix de l'ouvrage : on a appris Grace à cet exercice à faire une balance entre les avantages et les inconvénients que peut-nous offrir chaque variante et de choisir la variante la plus compatible pour une situation donnée, et ceci passe par l'évaluation des critères techniques, économiques et esthétiques de la variante.

Le dimensionnement : on a appris Grâce à cet exercice d'évaluer les charges, les surcharges et d'en conclure les sollicitations pour enfin dimensionner les éléments structuraux de l'ouvrage.

Pour conclure, le projet de fin d'étude fut une étape très importante pour clôturer le cycle de formation parce que ça nous a donner l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises pendant les années d'enseignements au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, dans des différentes disciplines comme la résistance des matériaux, le béton armé, et la mécanique des sols , et aussi de les employer pour essayer de résoudre un problème réel qui est dans notre cas l'étude d'un pont. Tout en se développant en acquittant des nouvelles informations après des recherches qu'on a pu faire en faisant ce mémoire de fin d'étude. Mais tout ceci reste imparfait et qui devra être compléter dans la vie professionnelle.

.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Guide de conception : *ponts à poutre préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP),* document SETRA – février 1996.

Guide de conception : Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Document SETRA – Mars 1990.

Guide de conception : *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs,* Document SETRA– juin 2003.

Guide de conception : *Ponts courants en zone sismique,* Document SETRA – Janvier 2000.

Document technique réglementaire (DTR) : *règles définissant les charges appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR),* ministère des travaux publics, Algérie – juin 2009.

Document technique réglementaire (DTR) *: règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA2008), ministère des Travaux Publics,* Algérie –Juin 2009.

Fascicule n° 62 - Titre I - Section I : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites* - BAEL 91 révisé99, cahier des clauses techniques générales – avril 1999.

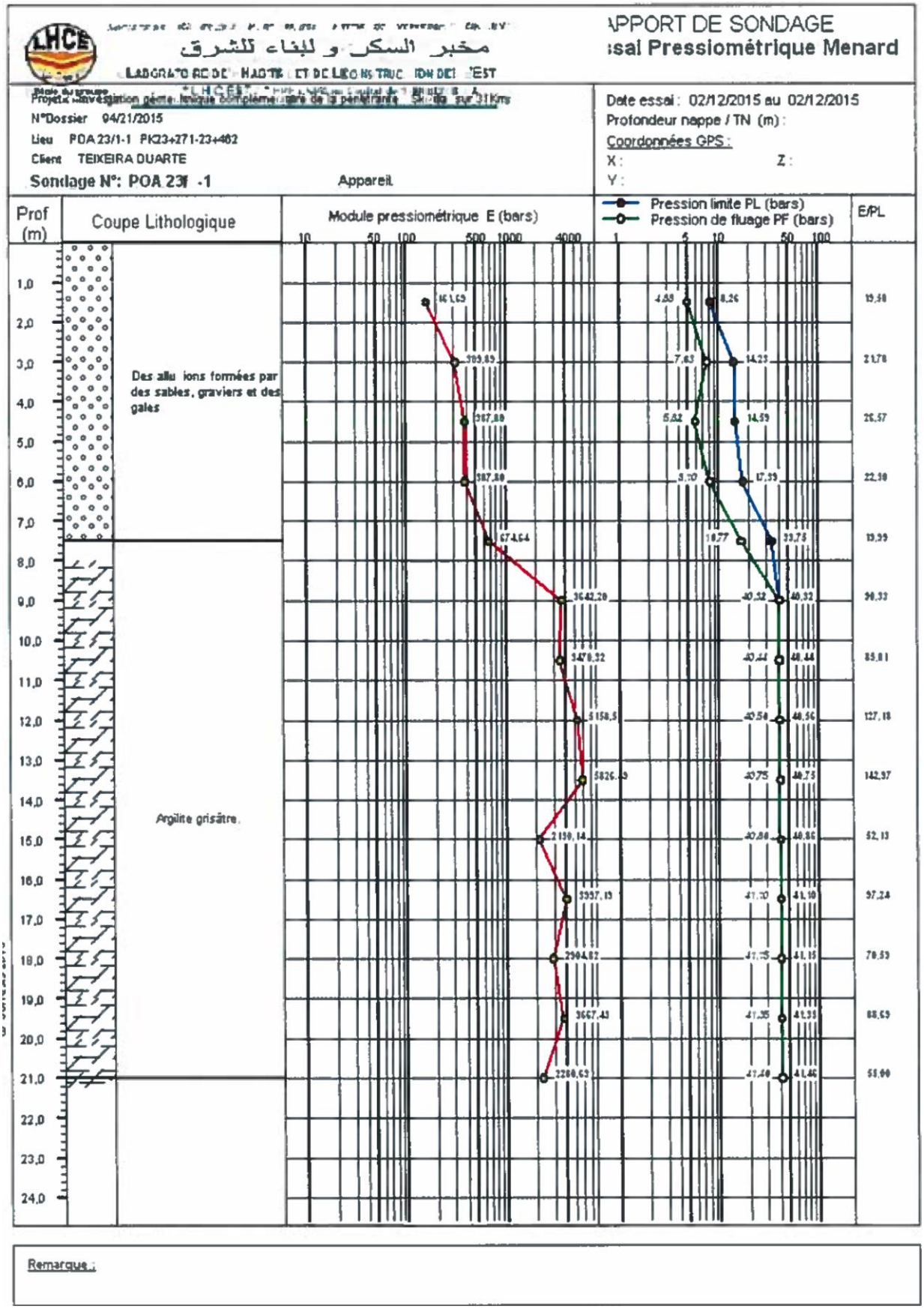
Fascicule n° 62 - Titre I - Section II : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites* - BPEL 91 révisé 99, cahier des clauses techniques générales – avril 1999.

Guide technique : *Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires,* Document SETRA – Juillet 2007.

Guide technique : *Appuis des tabliers P.P.73 – 1.3.1 & 1.3.2,* Document SETRA – Octobre 1977.

Robert CHAUSSIN : *Béton précontraint, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées,* France – Février 1990.

Jean PERCHAT & Jean ROUX : *Pratique du BAEL 91 – quatrième édition,* France



Annexe A.1 Résultats d'essai pressiométrique

مخبر السكن و البناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
"LHCEST"

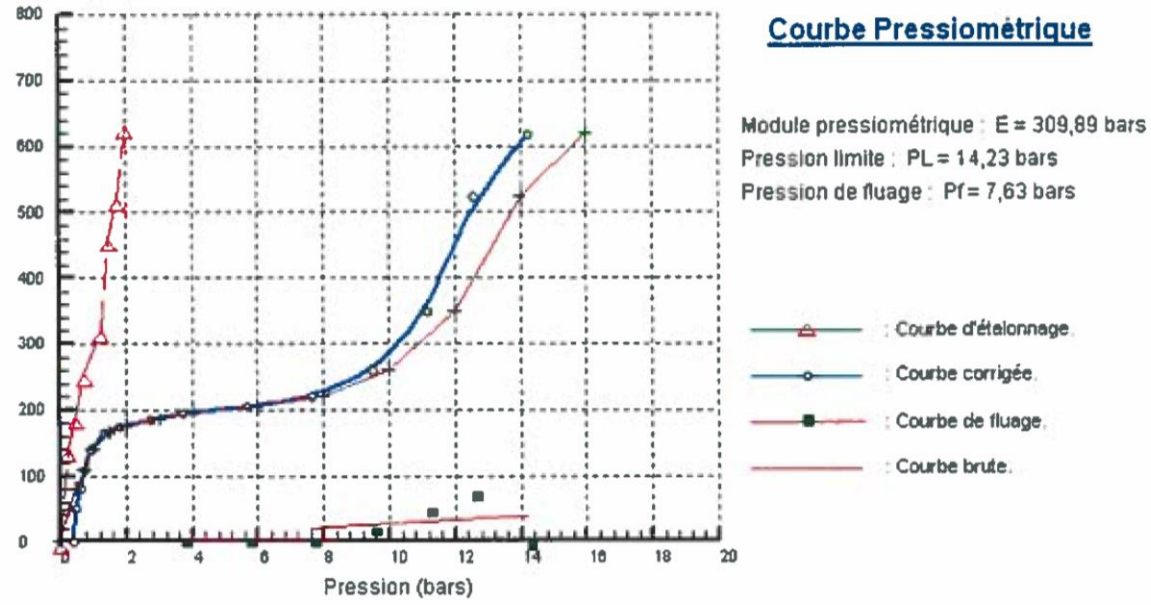
APPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard

Client : TEIXEIRA DUARTE
Projet : Investigation géotechnique complémentaire de la pénétrante Skikda sur RN1 Ghedi
Endroit : POA 23/1-1 PK23+271-23+462

N° Projet : 94/21/2015
Référence :
N° rapport :

Sondage n° : POA 23/1-1
Profondeur Essai : 3 m
Coordonnées GPS :
X : Z :
Y :

Date essai : 02/12/2015
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) :
Profondeur nappe / TN (m) :



Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,41
0,25	40	50	0,48
0,50	70	80	0,62
0,75	100	110	0,77
1,00	130	140	0,91
1,50	160	165	1,33
2,00	170	175	1,79
3,00	180	185	2,75
4,00	190	195	3,72
6,00	200	205	5,68
8,00	215	220	7,63
10,00	240	260	9,49
12,00	300	350	11,17

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
14,00	450	525	12,56
16,00	620	620	14,23

Remarque :

Annexe A.2 Résultats d'essai pressiométrique à 3m de profondeur.

مخبر السكن و البناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
"LHCEST"

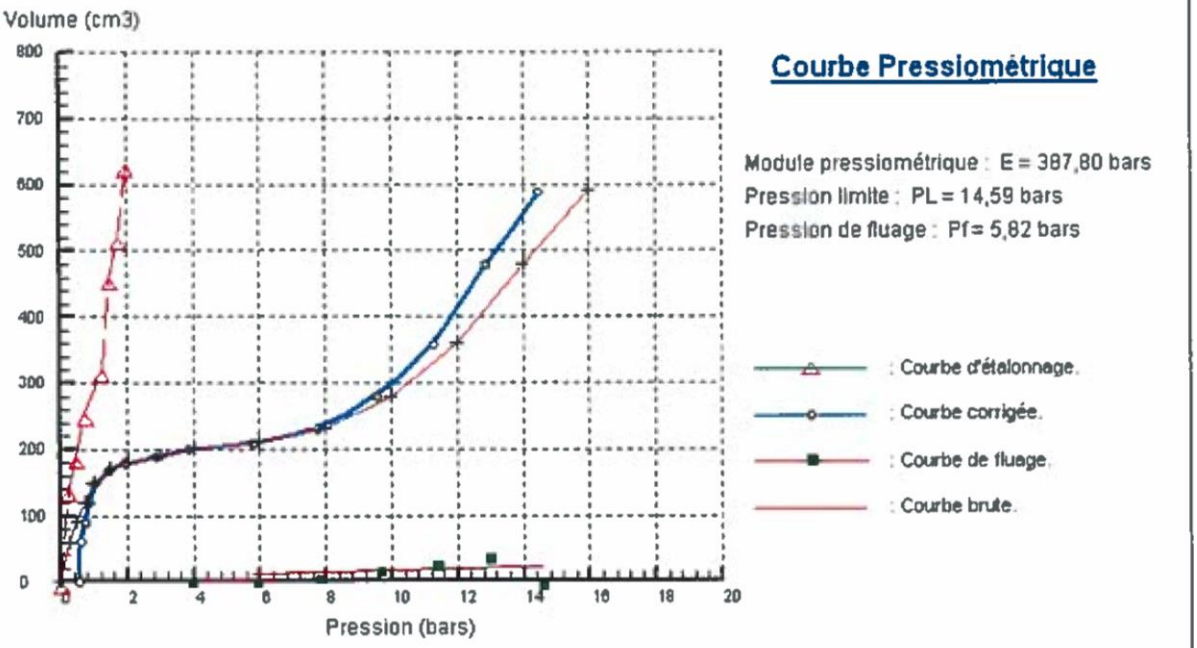
APPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard

Client : TEIXEIRA DUARTE
Projet : Investigation géotechnique complémentaire de la pénétrante Skikda sur RN 16
Endroit : POA 23/1-1 PK23+271-23+462

N° Projet : 94/21/2015
N° Client :
N° rapport :

Sondage n° : POA 23/1-1
Profondeur Essai : 4,5 m
Coordonnées GPS :
X : Z :
Y :

Date essai : 02/12/2015
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) :
Profondeur nappe / TN (m) :

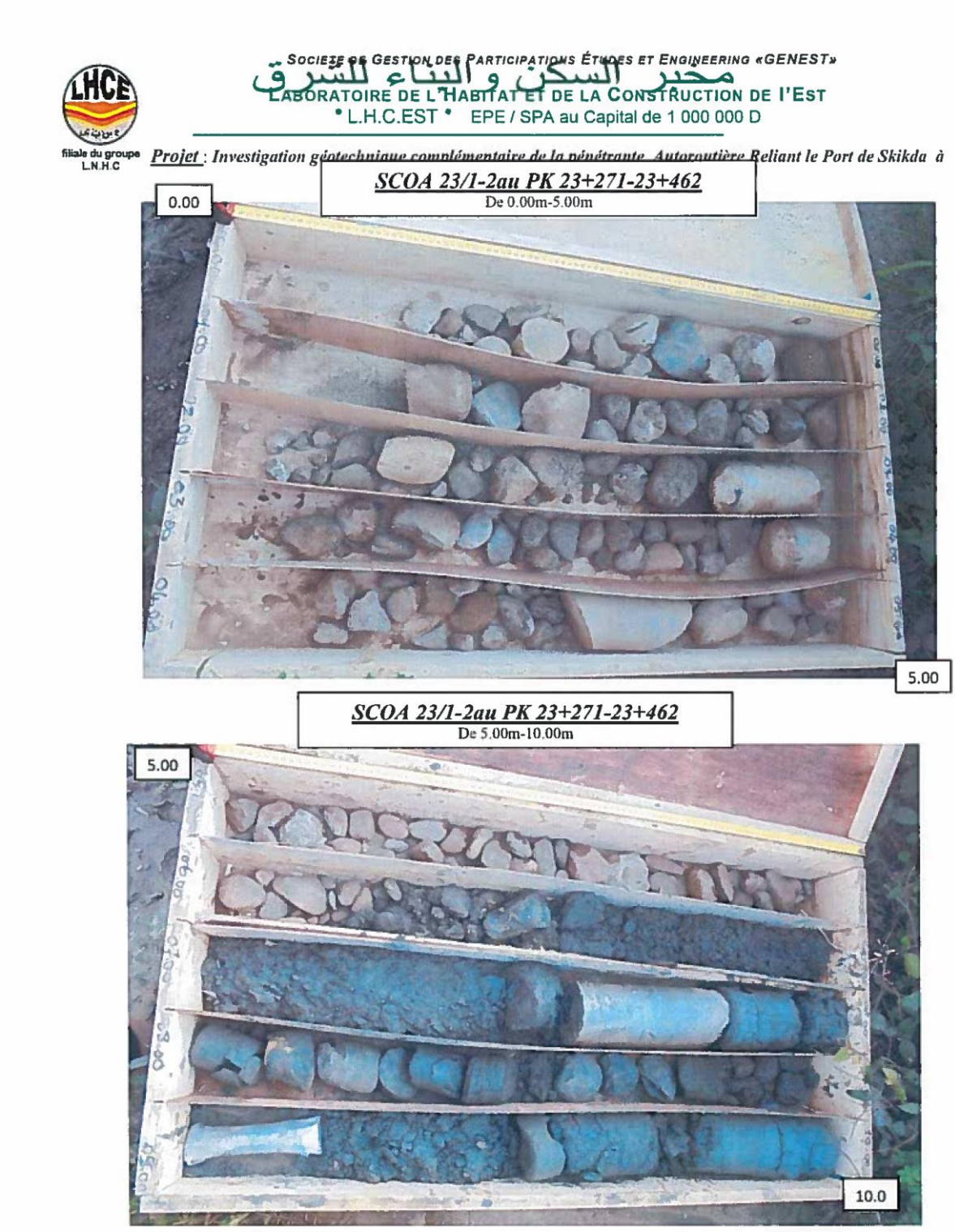


Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,56
0,25	50	60	0,59
0,50	80	90	0,74
0,75	110	120	0,88
1,00	140	150	1,03
1,50	170	170	1,46
2,00	175	180	1,92
3,00	185	190	2,89
4,00	195	200	3,85
6,00	205	210	5,82
8,00	220	230	7,75
10,00	260	260	9,57
12,00	330	360	11,29

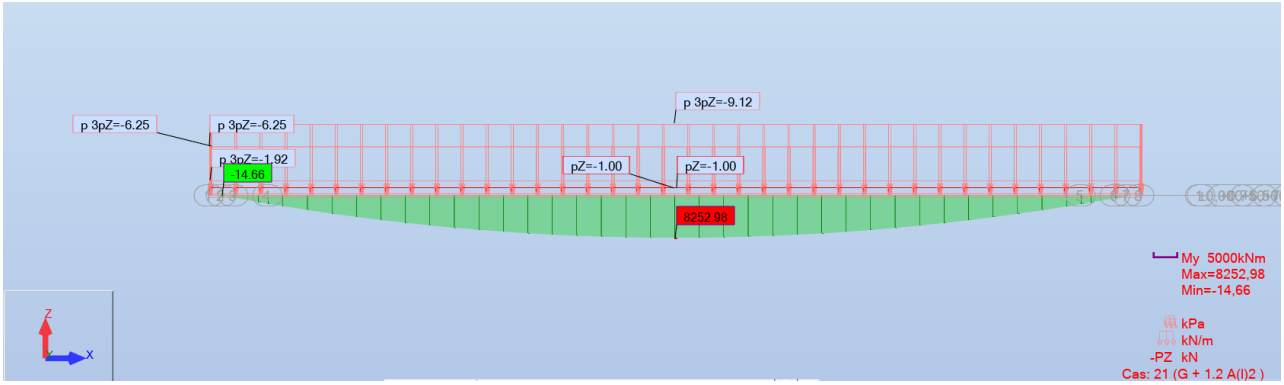
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
14,00	440	480	12,87
16,00	590	590	14,48

Remarque :

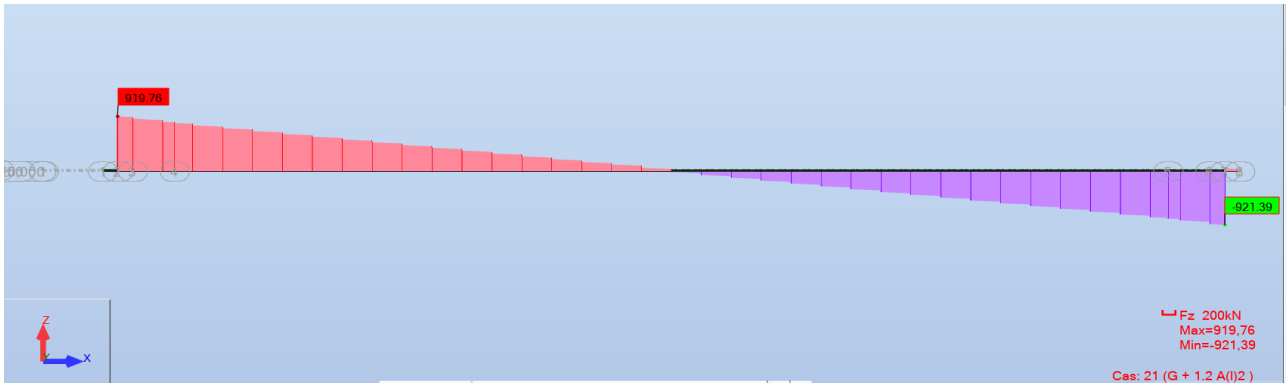
Annexe A.3 Résultats d'essai pressiométrique à 4.5 m de profondeur.



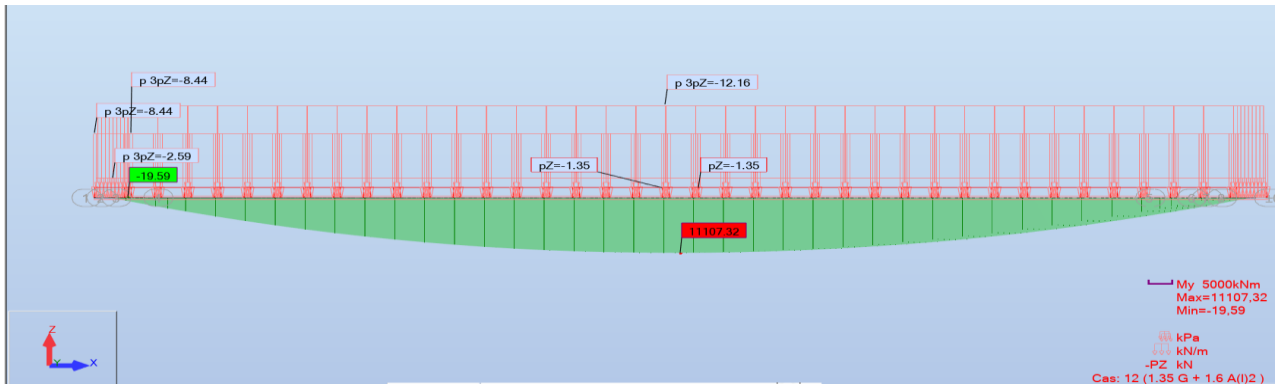
Annexe A.4 prises d'images SCOA de 0 à 10 m.



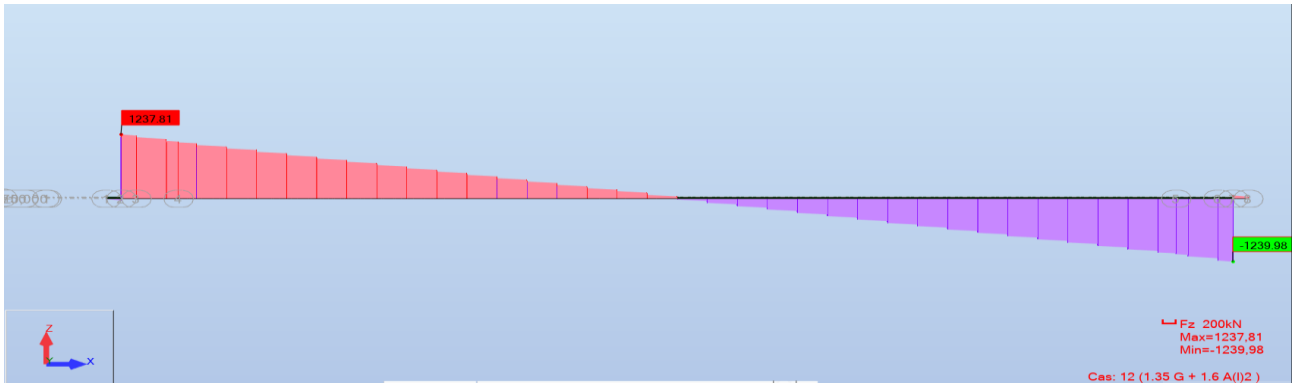
Annexe B.1 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL2.



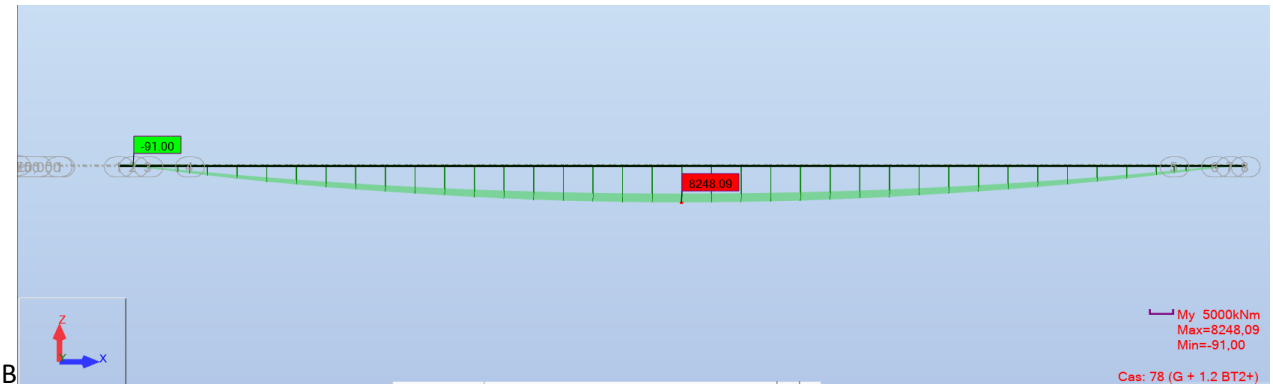
Annexe B.2 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison G+1.2 AL2.



Annexe B.3 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL2.

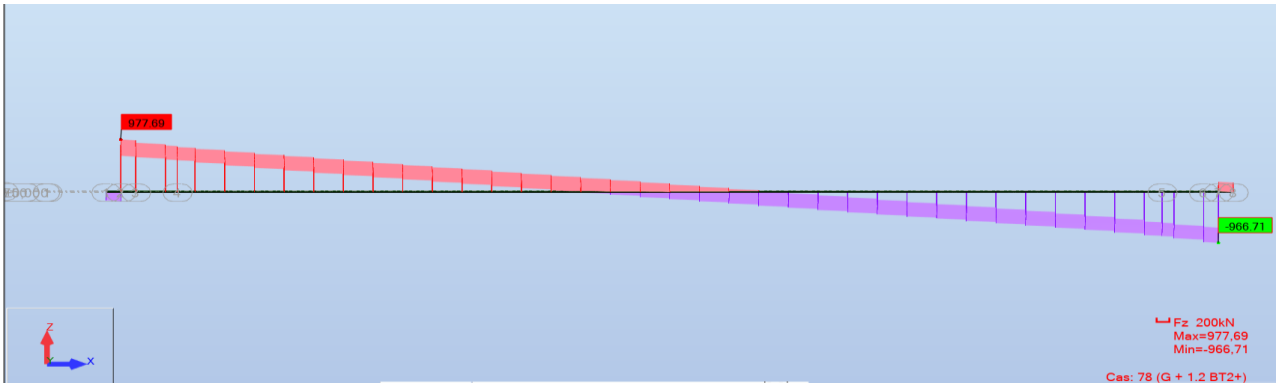


Annexe B.4 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL2.

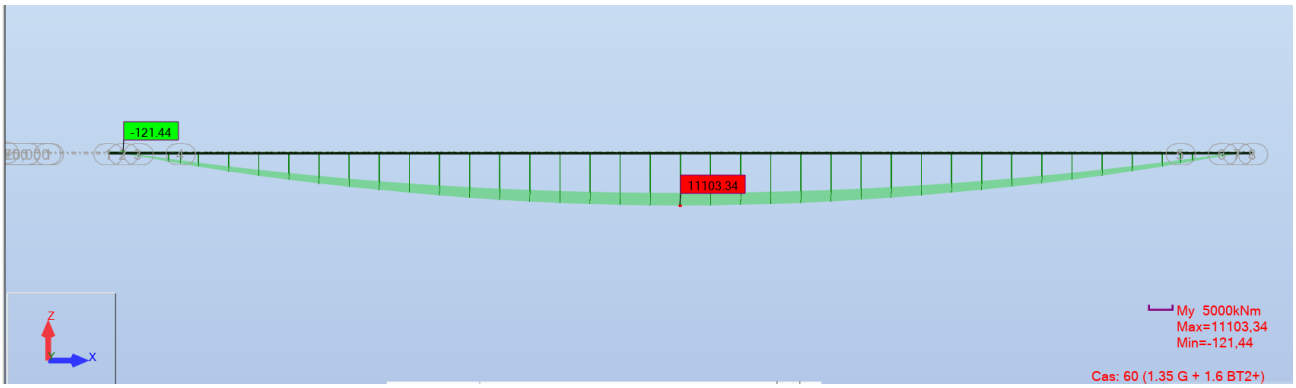


B

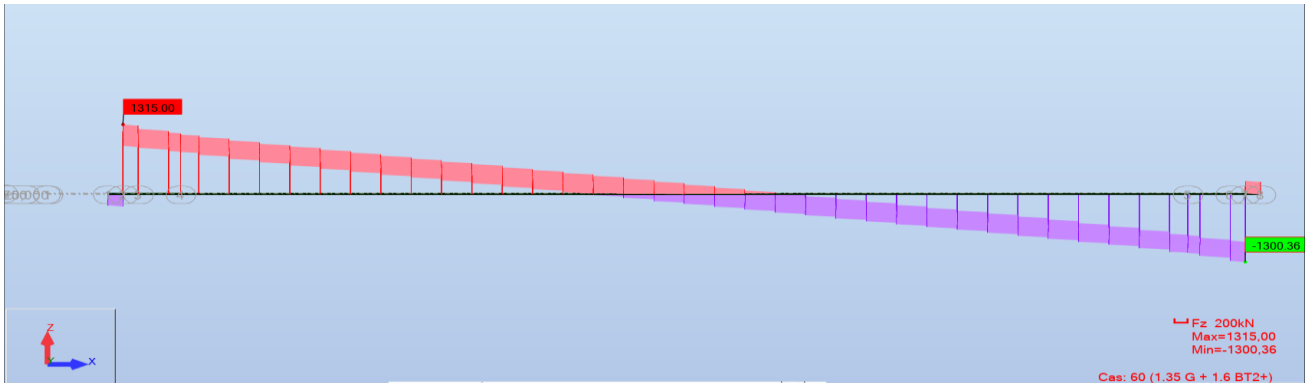
Annexe B.5 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 Bt2.



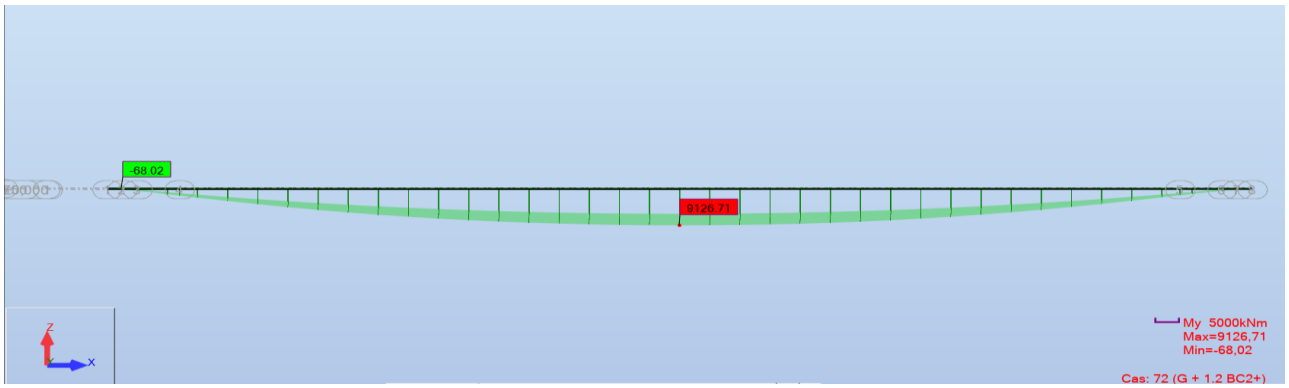
Annexe B.6 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison G+1.2 Bt2.



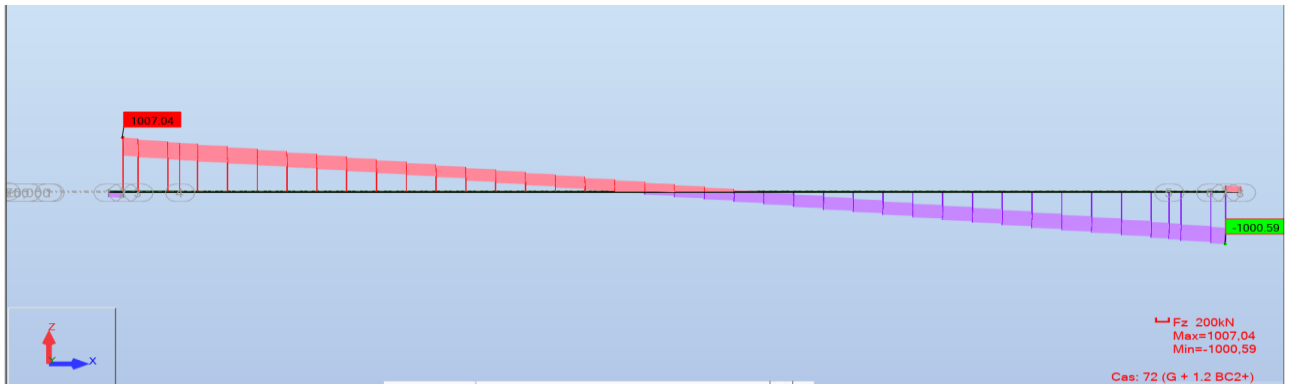
Annexe B.7 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 Bt2.



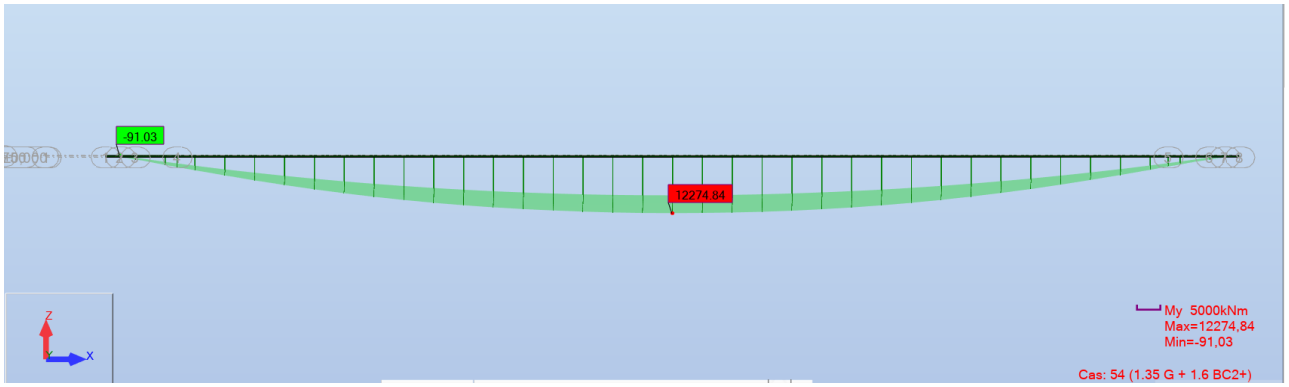
Annexe B.8 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6 Bt2.



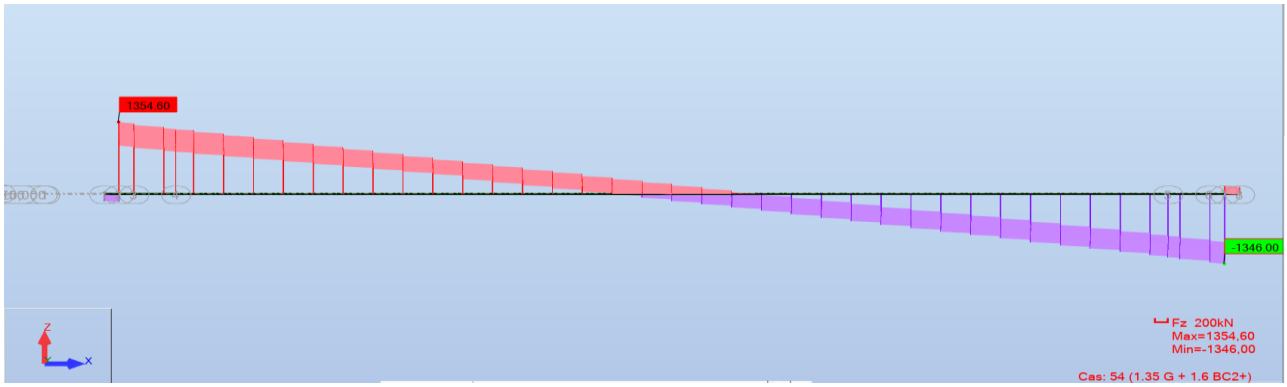
Annexe B.9 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 Bc2.



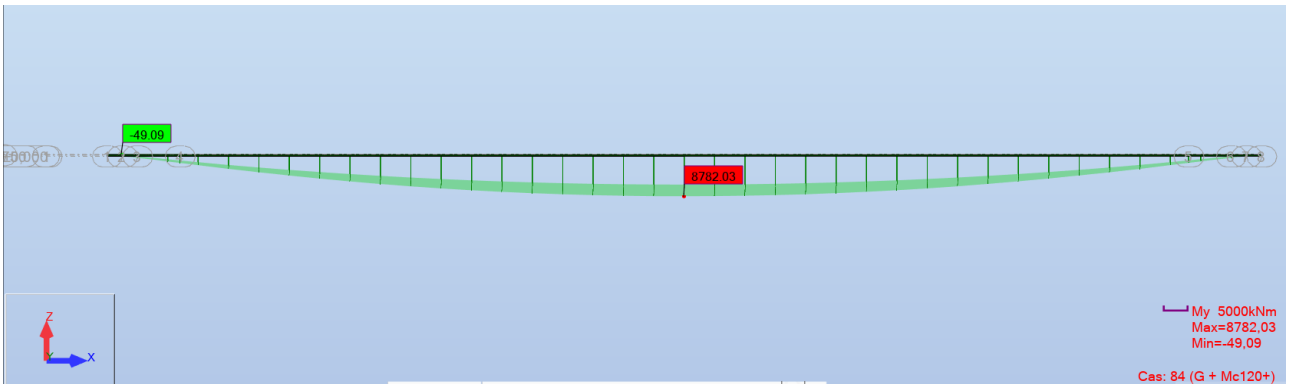
Annexe B.10 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison G+1.2 Bc2.



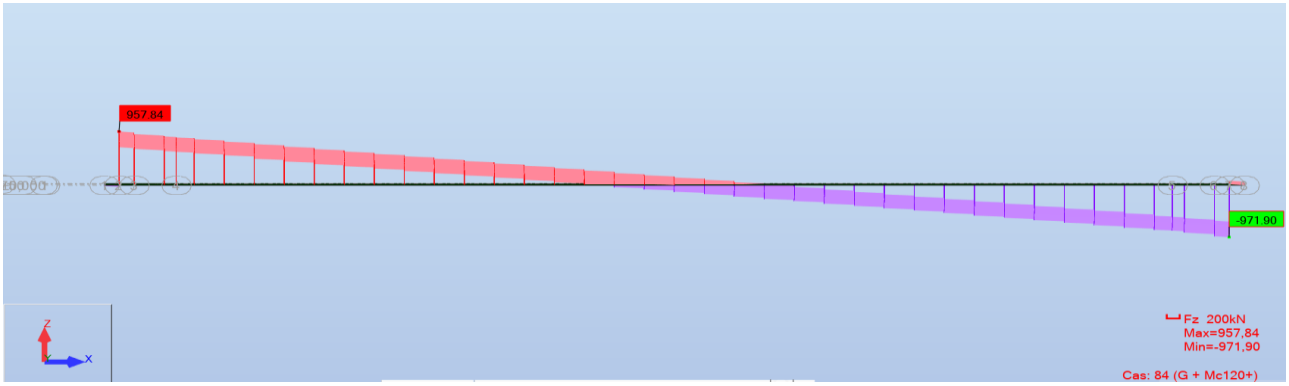
Annexe B.11 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 Bc2.



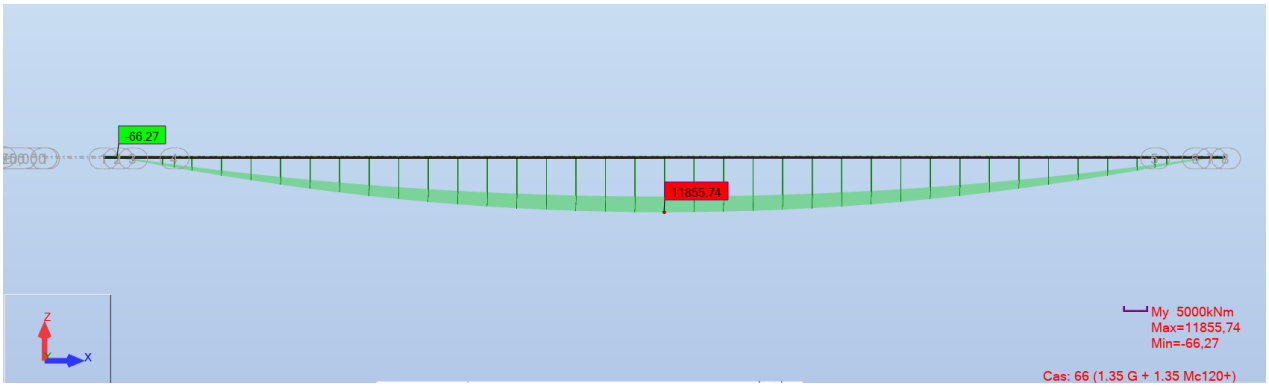
Annexe B.12 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6 Bc2.



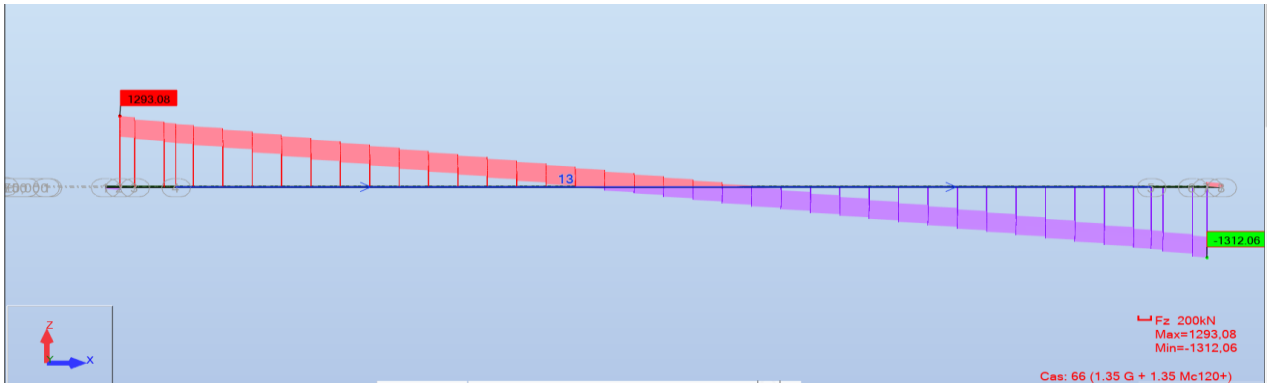
Annexe B.13 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison G+Mc120.



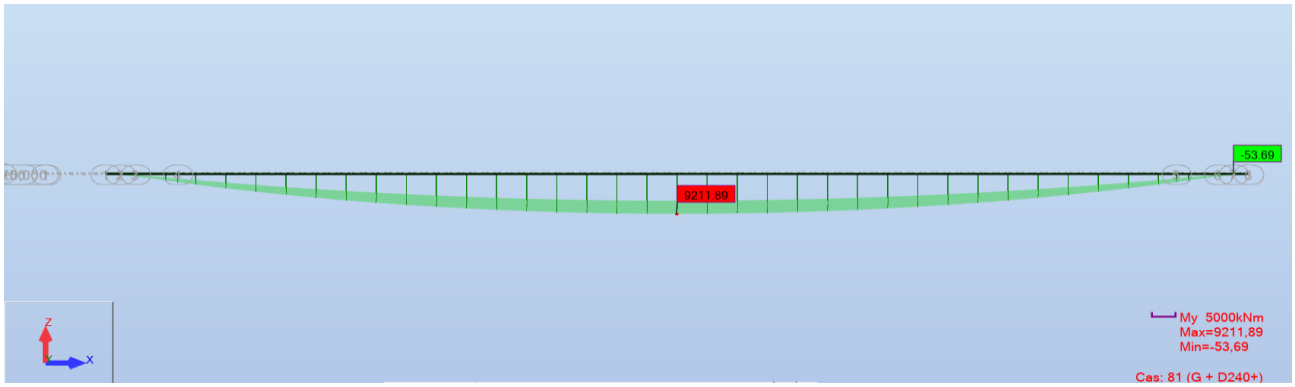
Annexe B.14 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison G+Mc120.



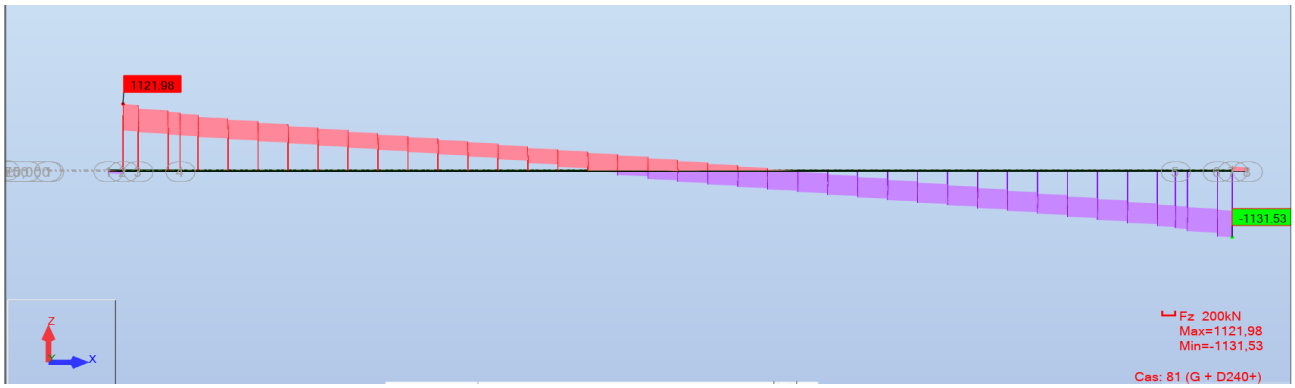
Annexe B.15 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.



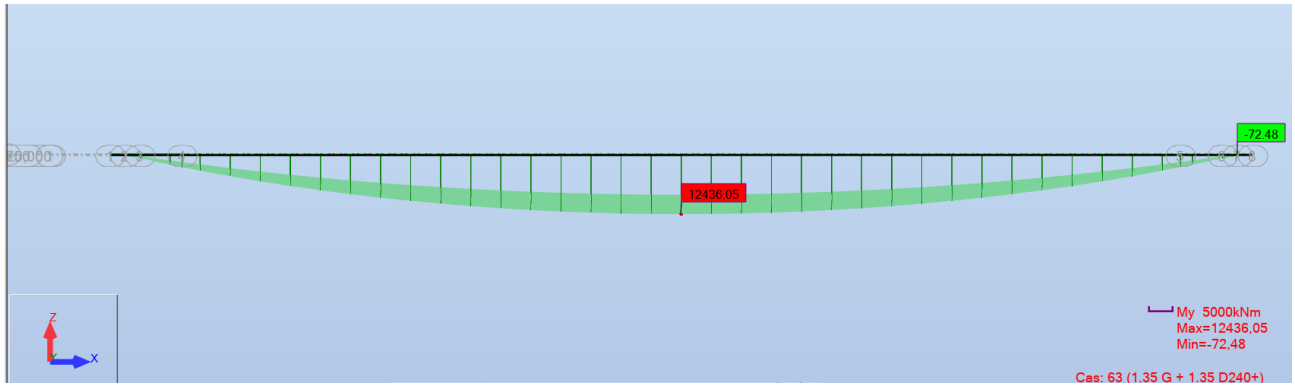
Annexe B.16 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.



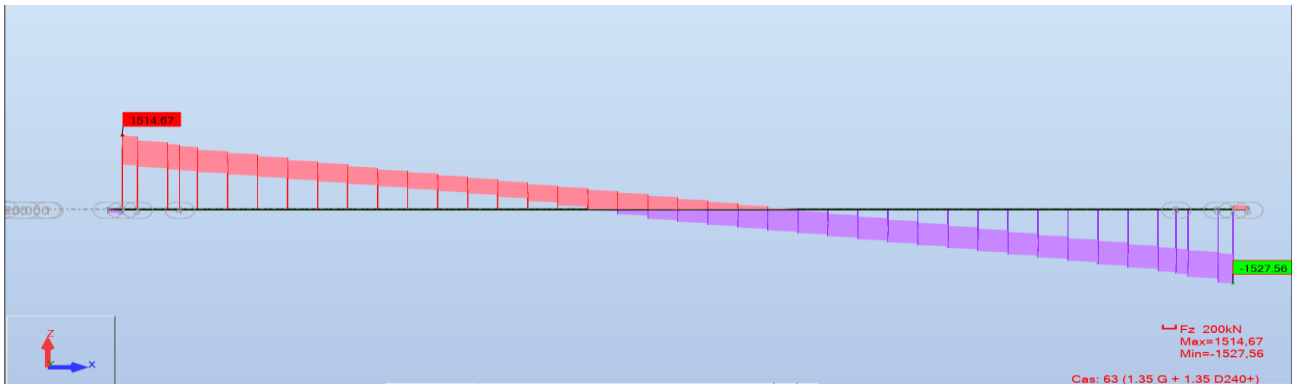
Annexe B.17 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison G+D240.



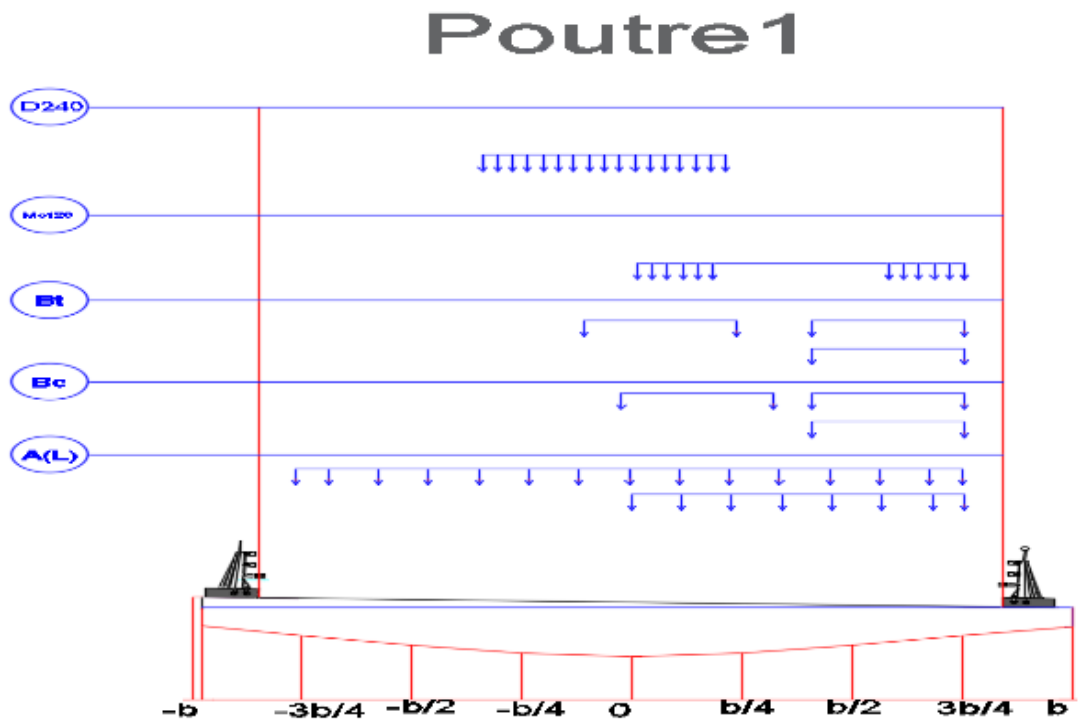
Annexe B.18 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison G+D240.



Annexe B.19 diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.35 D240.

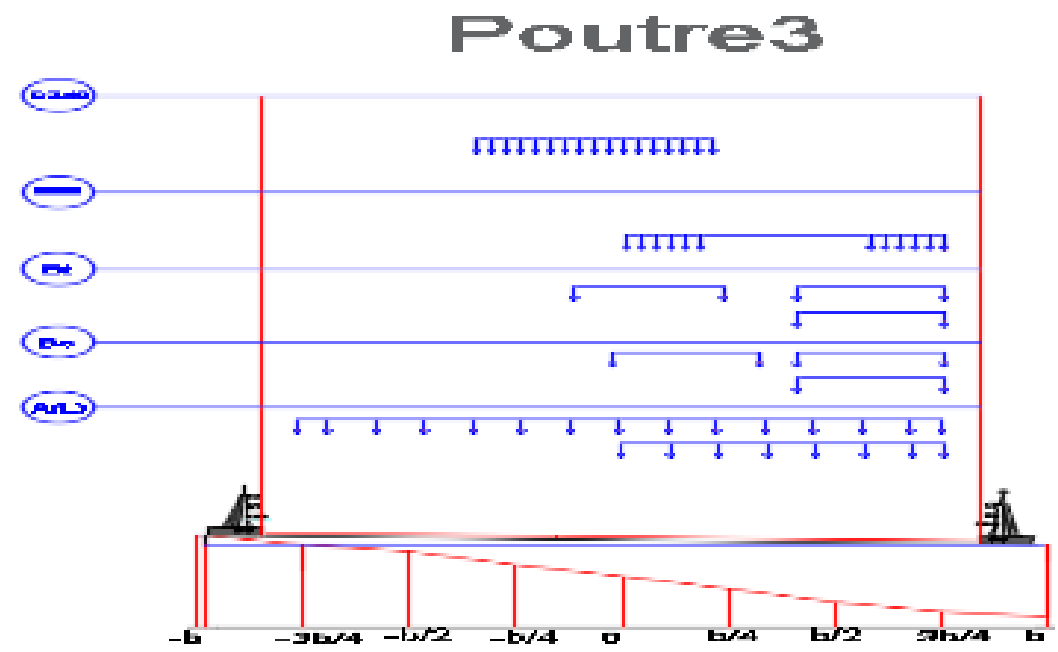


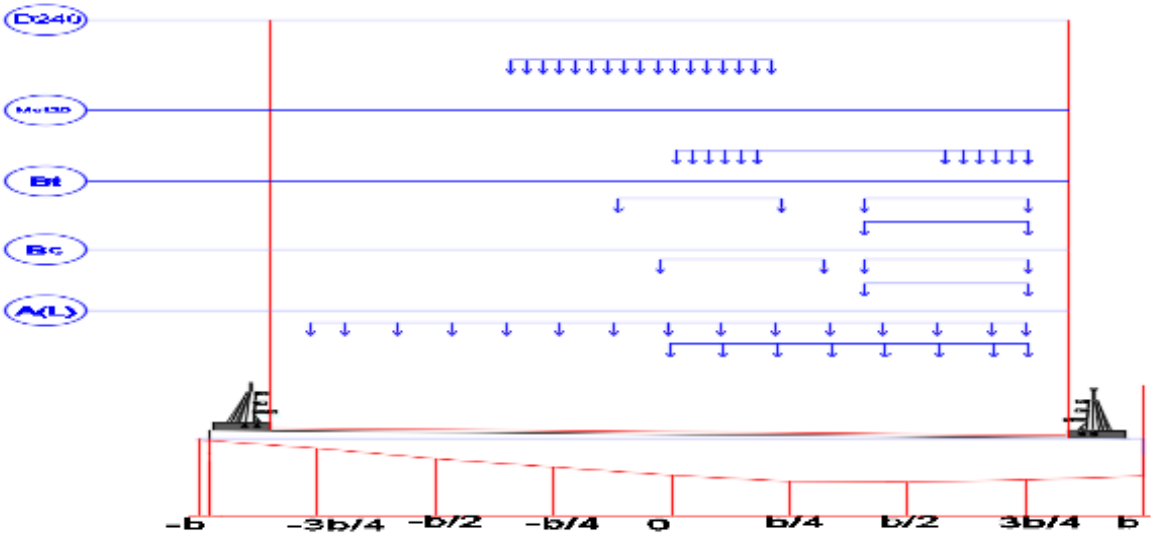
Annexe B.20 diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.35 D240.



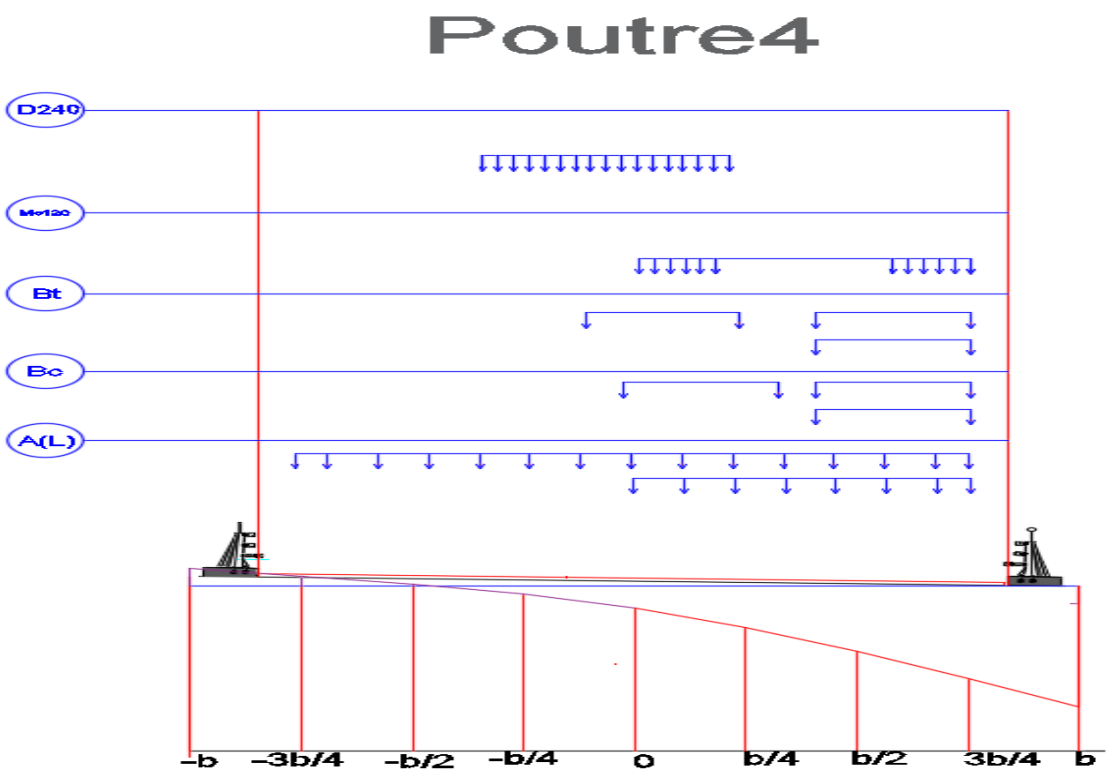
Annexe B.21 montrant les lignes influences Kα pour la poutre 1 pour les différents cas de charges

Annexe B.22. Montrant les lignes influences Kα pour la poutre 2 pour les différents cas de charges

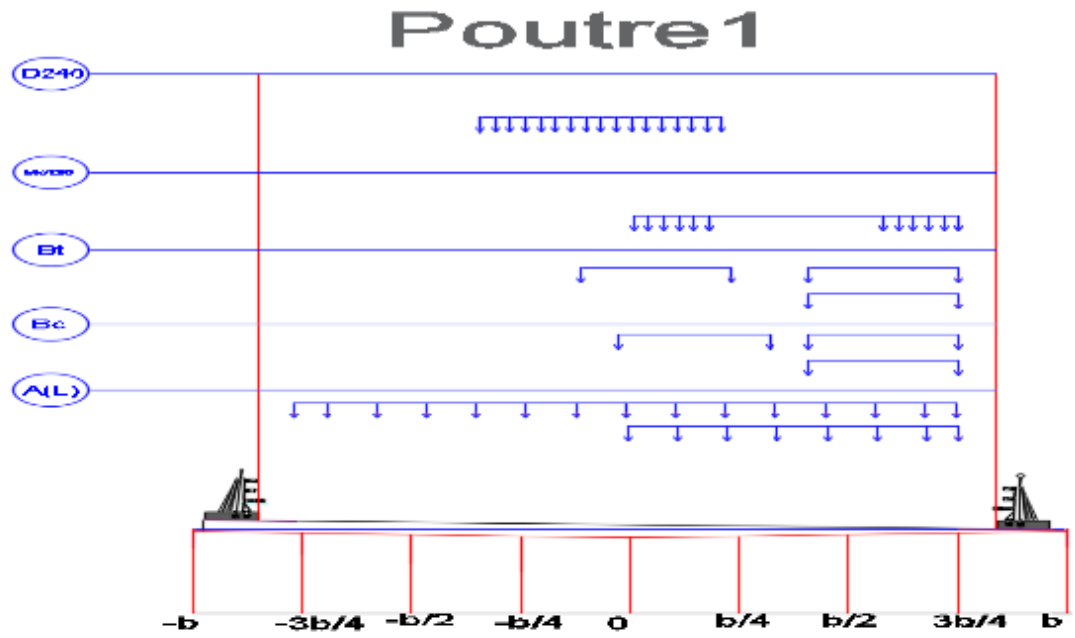




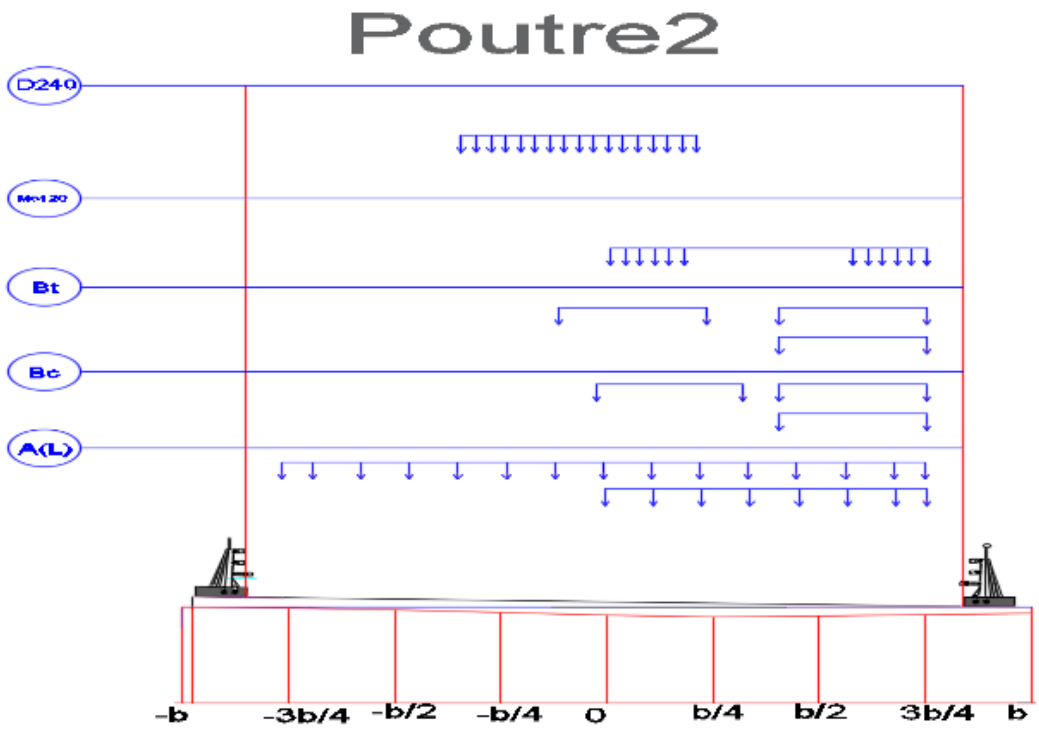
Annexe B.23. Montrant les lignes influences Kα pour la poutre 3 pour les différents cas de charges



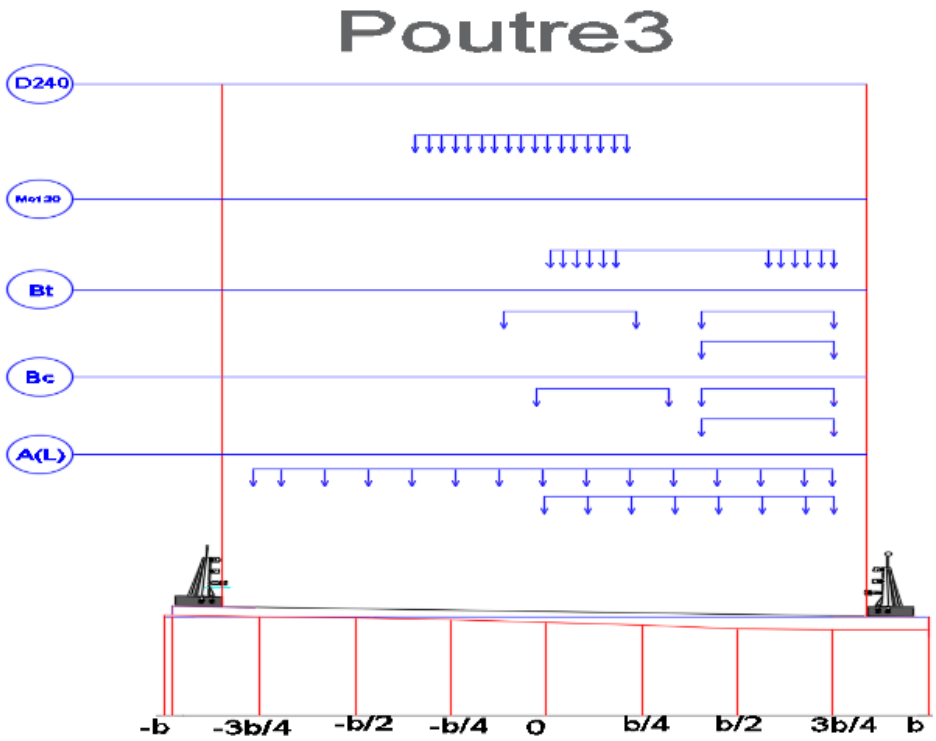
Annexe B.24. Montrant les lignes influences Kα pour la poutre 4 pour les différents cas de charges



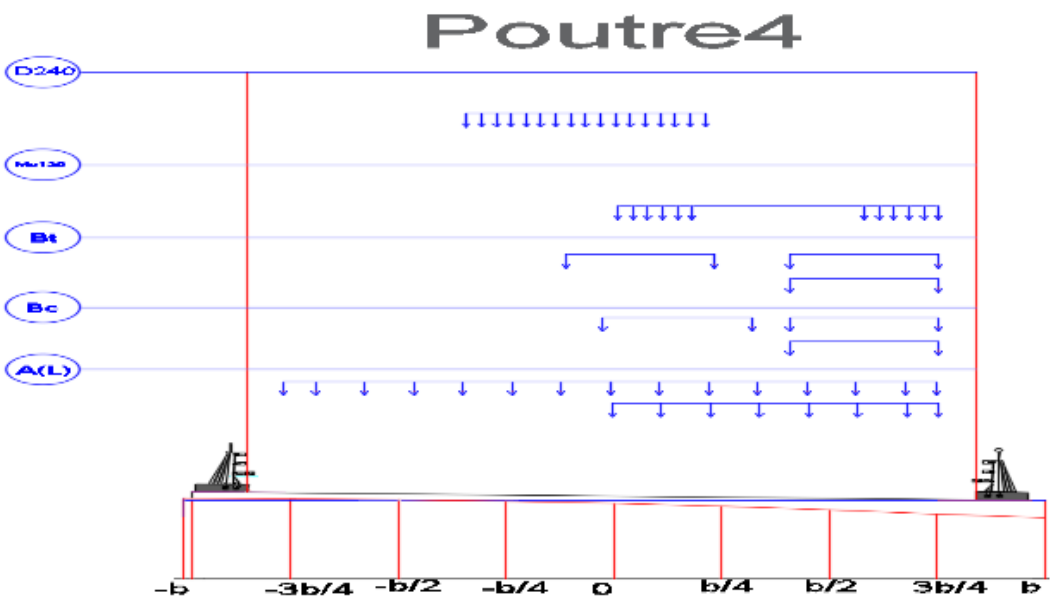
Annexe B.25. Montrant les lignes influences ε α (Epsilon alpha) pour la poutre 1 pour les différents cas de charges



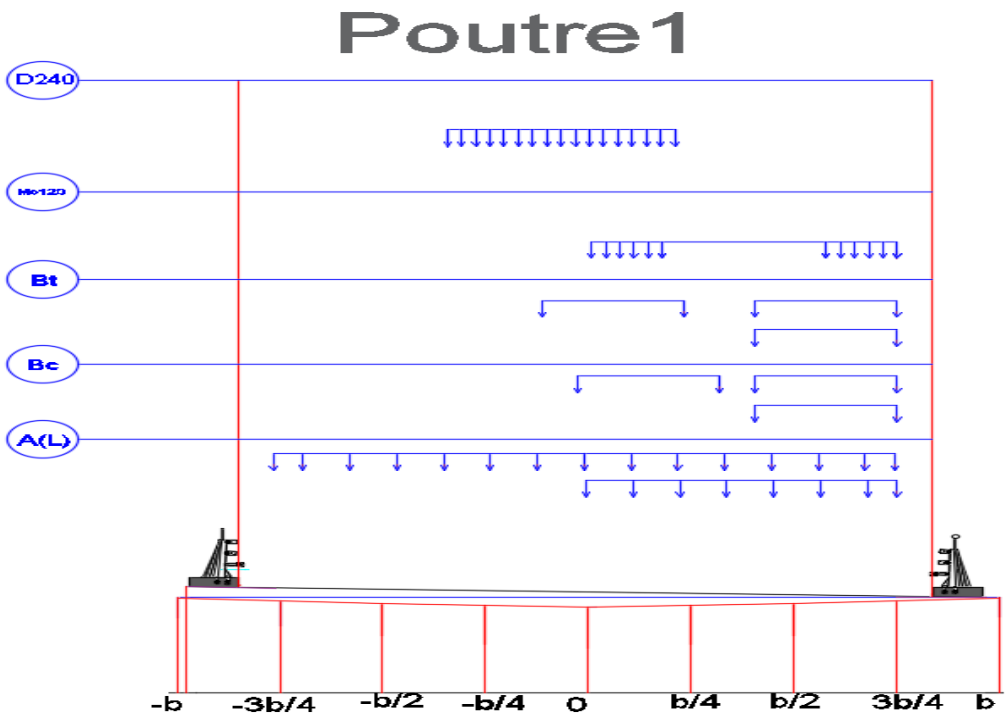
Annexe B.26. Montrant les lignes influences ε α pour la poutre 2 pour les différents cas de charges



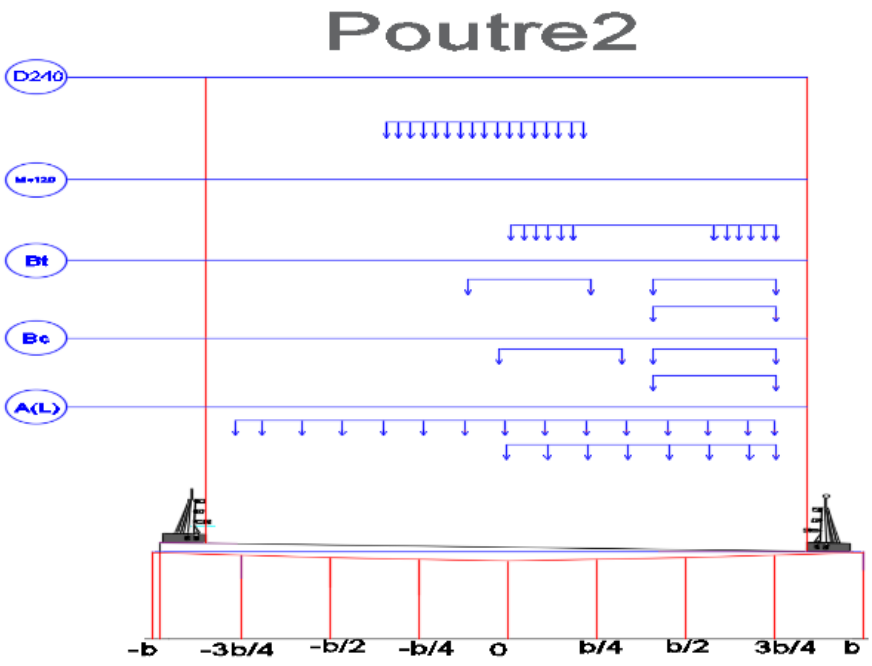
Annexe B.27. Montrant les lignes influences ε α pour la poutre 3 pour les différents cas de charges



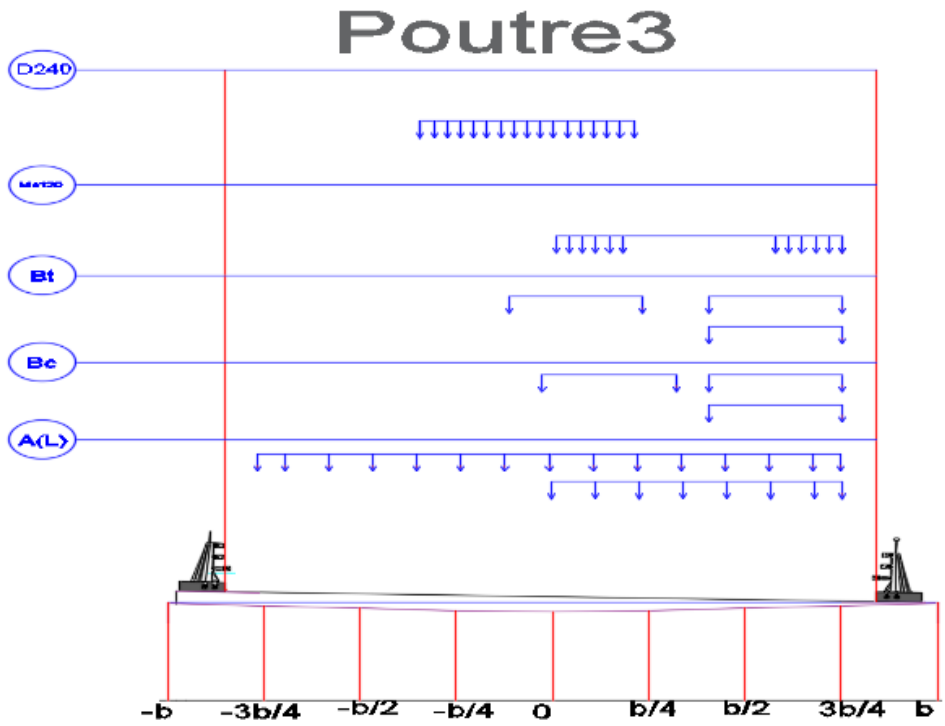
Annexe B.28. Montrant les lignes influences ε α pour la poutre 4 pour les différents cas de charges



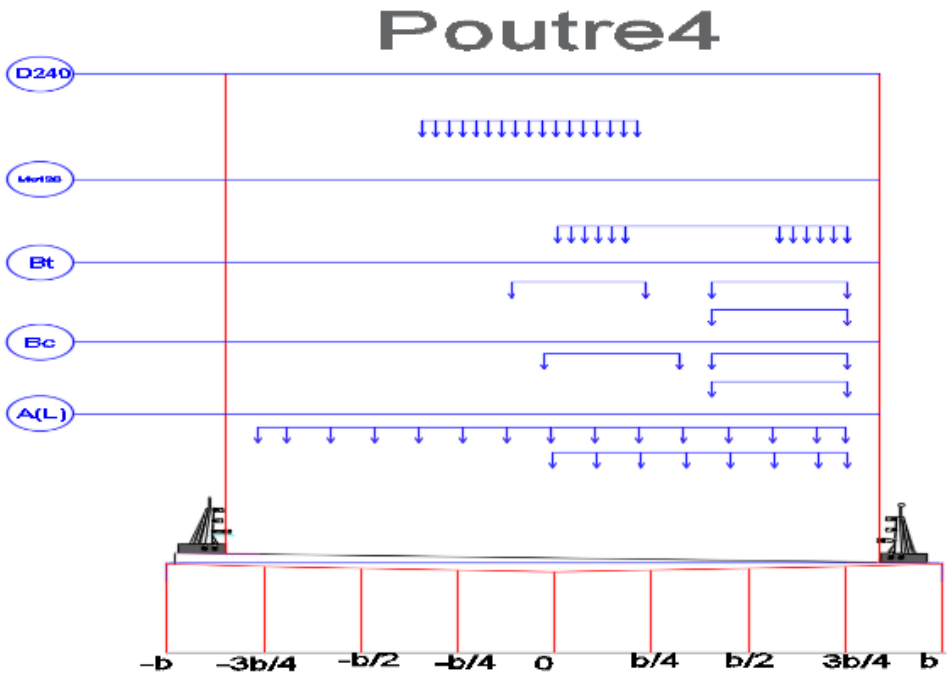
Annexe B.29. Montrant les lignes influences ε' α pour la poutre 1 pour les différents cas de charges



Annexe B.30. Montrant les lignes influences ε' α pour la poutre 2 pour les différents cas de charges



Annexe B.31. Montrant les lignes influences ε' α pour la poutre 3 pour les différents cas de charges



Annexe B.32. Montrant les lignes influences ε' α pour la poutre 4 pour les différents cas de cha

Annexe c.1. Les coefficients de répartition pour les charges A(L)

Poutre 01		Surface (m2)	Largeur de la	Kαmoy
A(L)	Une voie	3.924	4.375	0.89
	Deux voies	8.245	8.75	0.94

Poutre 02		Surface (m2)	Largeur de la	Kαmoy
A(L)	Une voie	5.05	4.375	1.49
	Deux voies	7.96	8.75	0.9

Poutre 03		Surface (m2)	Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	5.74	4.375	1.312
	Deux voies	7.12	8.75	0.81

Poutre 04		Surface (m2)	Largeur de la voie	Kαmoy
A(L)	Une voie	6.01	4.375	1.17
	Deux voies	6,49	8.75	0,74

Annexe c.1. Les coefficients de répartitions pour les charges Mc120

Poutres	Surface (m2)	Largeur (m)	Kαmoy
Poutre 01	2.1	2	1.05
Poutre 02	2.5	2	1.25
Poutre 03	3	2	1.5
Poutre 04	3.22	2	1.61

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-1:Les coefficients de répartitions pour les charges D240**

Poutres	Surface (m2)	Largeur (m)	Kαmoy
Poutre 01	4.05	3.2	1.26
Poutre 02	4.15	3.2	1.29
Poutre 03	3.8	3.2	1.19
Poutre 04	3.2	3.2	1

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-2:Les coefficients de répartitions pour le système de charge Bc**

Valeur L	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Kαmoy Poutre 01	Kαmoy Poutre 02	Kαmoy Poutre 03	Kαmoy Poutre 04
Pour une voie								
L1	0.51	1.21	1.59	2.7	0.7	1.18	1.82	2.18
L2	0.9	1.15	2.05	1.66				
Pour deux voies								
L1	0.51	1.21	1.59	2.7	0.9825	1.26	1.54	1.6
L2	0.9	1.15	2.05	1.66				
L3	1.34	1.5	1.53	1.41				
L4	1.18	1.17	0.988	0.61				

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-3:Les coefficients de répartitions pour le système de charge Bt**

Valeur L	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Kαmoy Poutre 01	Kαmoy Poutre 02	Kαmoy Poutre 03	Kαmoy Poutre 04
Pour une voie								
L1	0.51	1.21	1.59	2.7	0.7	1.18	1.82	2.18
L2	0.9	1.15	2.05	1.66				
Pour deux voies								
L1	0.51	1.21	1.59	2.7	0.99	1.2	1.43	1.5
L2	0.9	1.15	2.05	1.66				
L3	1.26	1.39	1.30	1.17				
L4	1.30	1.08	0.79	0.48				

Les combinaisons		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
ELS	**G + 1.2 A(L)**	8522,518	8343,215	8167,722	8031,227
	G + 1.2 (Bc)	8235,100	8330,467	8717,620	8800,581
	G + 1.2 (Bt)	7555,597	7760,786	7985,516	8053,912
	G + MC120	7985,956	8252,180	8584,960	8731,383
	G + D240	9579,898	9651,127	9413,697	8962,580

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-4: Récapitulatif des moments fléchissant sous chaque poutre**

DESIGNATION			M0 (KN.m)	Poutre 01		Poutre 02		Poutre 03		Poutre 04	
				Kα	Moment /réel	Kα	Moment /réel	Kα	Moment /réel	Kα	Moment /réel
Surcharge	1 voie		812	0,89	763	1,49	1210	1,3	1065,96	1,17	950,58
A(L)	2 voies		1624	0,94	1611	0,9	1462	0,81	1316,20	0,74	1202,45
Surcharge B	Bc	1V	576	0,70	403	1,18	679	1,82	1048,53	2,18	1255,94
		2V	1152	0,98	1372	1,26	1451	1,54	1774,44	1,6	1843,58
	Bt	1t	407	0,70	284	1,18	480	1,82	740,95	2,18	887,52
		2t	814	0,99	806	1,2	977	1,43	1164,36	1,5	1221,36
Convoi	Mc120		1331	1,05	1397	1,25	1663	1,5	1996,68	1,61	2143,10
	D240		2374	1,26	2991	1,29	3062	1,19	2825,41	1	2374,30

Tableau XI 7 : des moments fléchissant en chaque poutre pour les différentes combinaisons de charge.

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-5: Récapitulatif des moments fléchissant sous chaque poutre**

Cas	Combinaisons	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
ELU	**1.35 G + 1.6 A(L)**	11473,16	11234,09	11000,1	10818,11
	1.35 G + 1.6 Bc	11089,94	11217,09	11733,3	11843,91
	1.35 G + 1.6 Bt	10183,93	10457,52	10757,16	10848,35
	1.35 G + 1.35 (MC120)	10781,04	11140,44	11589,7	11787,37
	1.35 G + 1.35 (D240)	12932,86	13029,02	12708,49	12099,48

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-6: Valeur de ε'0,125 pour θ = 0,59.**

Théta=0.59	Ɛ' α								
E / y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	B/4	B/2	3b/4	B
0	0,0396	0,1044	0,1596	0,21359	0,25897	0,21359	0,160465	0,10444	0,03965
B/4	-0,0154	0,0298	0,0876	0,15349	0,21413	0,269025	0,236215	0,177236	0,12695
B/2	-0,0510	-0,0084	0,0363	0,094705	0,163165	0,238645	0,357124	0,297704	0,256809
3b/4	-0,0737	-0,0380	0,00032	0,048111	0,11173	0,198522	0,314586	0,464303	0,441668
b	-0,0895	-0,0602	-0,0264	0,018673	0,082956	0,177963	0,311125	0,484974	0,687813

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-7: Valeur de ε0,125 pour θ = 0,59.**

Théta=0.59	Ɛ α								
E / y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	B/4	B/2	3b/4	B
0	0,061303	0,11011	0,161895	0,209135	0,24115	0,209135	0,162895	0,110245	0,061303
B/4	0,001791	0,044579	0,091675	0,154975	0,20954	0,251475	0,23284	0,18898	0,15264
B/2	-0,03859	0,003626	0,04768	0,097945	0,164245	0,234055	0,31235	0,295502	0,283967
3b/4	-0,06681	-0,03075	0,00803	0,055451	0,11389	0,199623	0,303943	0,429071	0,463321
B	-0,08956	-0,06020	-0,02648	0,018673	0,082956	0,17833	0,311492	0,484974	0,687813

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-8 : Valeur de ε0,125 pour θ = 0,59 en positions réels des poutres.**

	Ɛ α								
Y / E	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	B/4	B/2	3b/4	B
0	0,061303	0,11011	0,16189	0,20913	0,2411	0,20913	0,16289	0,11024	0,06130
1,65165	-0,00400	0,03870	0,08530	0,14680	0,2030	0,24900	0,24430	0,20430	0,17160
3,30330	-0,04670	-0,0063	0,03630	0,08570	0,1497	0,22410	0,30990	0,33400	0,33560

4,95495	-0,07660	-0,0435	-0,006	0,03960	0,1005	0,19040	0,30720	0,45320	0,56030

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-9: Valeur de ε'0,125 pour θ = 0,59 en positions réels des poutres.**

	Ɛ' α								
Y / E	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**B/4**	**B/2**	**3b/4**	**B**
0	0,03965	0,10444	0,1596	0,21359	0,25897	0,21359	0,1604	0,10444	0,03965
1,65165	-0,0206	0,02440	0,0802	0,14500	0,20680	0,26470	0,2536	0,19460	0,14560
3,3033	-0,0576	-0,0170	0,0259	0,08130	0,14840	0,22710	0,3449	0,34570	0,31000
4,95495	-0,0806	-0,0476	-0,0113	0,03540	0,09930	0,18960	0,3131	0,47320	0,54800

Annexe c.11. Valeurs de ε' 0.125 pour la charge MC120

Epsilone prime mc120 :			
Poutres	**Surface (m2)**	**Largeur (m)**	**Ɛ' α**
Poutre 01	0.35	2	0.175
Poutre 02	0.43	2	0.215
Poutre 03	0.527	2	0.2635
Poutre 04	0.5544	2	0.272

Annexe c.11. Valeurs de ε' 0.125 pour la charge D240

Epsilone prime D240			
Poutres	**Surface (m2)**	**Largeur (m)**	**Ɛ' α**
Pouter 01	0.7	3.2	0,22
Pouter 02	0.73	3.2	0,23
Pouter 03	0.63	3.2	0,197
Pouter 04	0.5	3.2	0,156

Annexe c.11. Valeurs de ε' 0.125 pour la charge A(l)

Charge A(l) epsilone prime			
Poutre 01	**Surface (m2)**	**Largeur de la voie**	**Ɛ' α**

A(L)	**Une voie**	0,79	4.375	0.18
	Deux voies	1.58	8.75	0.18

Charge AL epsilone prime				
Poutre 02		**Surface (m2)**	**Largeur de la voie**	**Ɛ' α**
A(L)	**Une voie**	1,02	4.375	0.23
	Deux voies	1.5	8.75	0.17

Charge AL epsilone prime				
Poutre 03		**Surface (m2)**	**Largeur de la voie**	**Ɛ' α**
A(L)	**Une voie**	1.195	4.375	0.27
	Deux voies	1.795	8.75	0.2

Charge AL epsilone prime				
Poutre 04		**Surface (m2)**	**Largeur de la voie**	**Ɛ' α**
A(L)	**Une voie**	1.14	4.375	0.26
	Deux voies	1.24	8.75	0,14

Charge Bc:								
Valeur L	**Poutre 01**	**Poutre 02**	**Poutre 03**	**Poutre 04**	**ε' α Poutre 01**	**ε' α Poutre 02**	**ε' α Poutre 03**	**ε' α Poutre 04**
Pour une voie								
L1	0,1	0,19	0.3	0.47	0.14	0.22	0.32	0.37
L2	0.18	0,25	0.35	0.27				
Pour deux voies								
L1	0.1	0.19	0.3	0.47	0.18	0.22	0.26	0.265

L2	0.18	0.25	0.35	0.27				
L3	0.19	0.25	0.14	0.22				
L4	0.24	0.19	0.25	0.1				

Annexe c.11. Valeurs de ε' 0.125 pour la charge Bc

Annexe c.12. Valeurs de ε' 0.125 pour la charge Bt

Charge Bt:								
Valeur L	**Poutre 01**	**Poutre 02**	**Poutre 03**	**Poutre 04**	**ε' α Poutre 01**	**ε' α Poutre 02**	**ε' α Poutre 03**	**ε' α Poutre 04**
Pour une voie								
L1	0,1	0,19	0.3	0.47	0.14	0.22	0.32	0.37
L2	0.18	0,25	0.35	0.27				
Pour deux voies								
L1	0.1	0.19	0.3	0.47	0.18	0.21	0.25	0.25
L2	0.18	0.25	0.35	0.27				
L3	0.21	0.25	0.21	0.07				
L4	0.23	0.17	0.12	0.18				

Annexe c.13.: des efforts tranchants en chaque poutre pour les différentes combinaisons de charge.

Designation			**T0 (KN.m)**	**Poutre 01**		**Poutre 02**		**Poutre 03**		**Poutre 04**	
				ε' α Moy	**Tréel**	**ε' α Moy**	**Tréel**	**ε' α Moy**	**Tréel**	**ε' α Moy**	**Tréel**
Surcharge	**1voie**		90,25	0,18	16,245	0,23	20,7575	0,27	24,3675	0,26	23,465
A(L)	**2 voies**		180,5	0.18	32.49	0.17	30,685	0.2	36,1	0.14	25,27
Surcharge B	**Bc**	**1V**	69,81	0,14	9,7734	0,22	15,3582	0,32	22,3392	0,37	25,8297
		2V	139,62	0,18	25,1316	0,22	30,7164	0,26	36,3012	0,265	36,9993
	Bt	**1t**	44,9	0,14	6,286	0,22	9,878	0,32	14,368	0,37	16,613
		2t	89,8	0,18	16,164	0,22	19,756	0,26	23,348	0,265	23,797
Convois	**Mc120**		144,5	0,175	25,2875	0,215	31,0675	0,2635	38,07575	0,272	39,304
	D240		258,95	0,22	56,969	0,23	59,5585	0,197	51,01315	0,156	40,3962

Annexe c.14.: Efforts tranchants sous chaque poutre en section d'about pour les différentes combinaisons de charge

Les combinaisons		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
ELS	G + 1.2 A(L)	783,3266	781,1606	787,6586	774,6626
	G + 1.2 Bc	774,4965	781,1983	787,9	788,7377
	G + 1.2 Bt	763,7354	768,0458	772,3562	772,895
	G + MC120	769,6261	775,4061	782,4143	783,6426
	G + D240	801,3076	815,8088	795,3517	784,7348
Les combinaisons		**Poutre 01**	**Poutre 02**	**Poutre 03**	**Poutre 04**
ELU	1.35 G + 1.6 A(L)	1056,841	1053,953	1062,617	1045,289
	1.35 G + 1.6 Bc	1045,068	1054,003	1062,939	1064,056
	1.35 G + 1.6 Bt	1030,719	1036,467	1042,214	1042,932
	1.35 G + 1.35	1038,995	1046,798	1056,259	1057,917
	1.35 G + 1.35	1081,765	1085,261	1073,725	1059,392

LES POUTRES DANS LES SECTIONS MÉDIANES :

Annexe c.15. Valeurs de ε0.125 pour la charge MC120

Epsilone mc120			
Poutres	Surface (m^2)	Largeur (m)	$\varepsilon\alpha$
Poutre 01	0.35	2	0.175
Poutre 02	0.43	2	0.215
Poutre 03	0.50	2	0.25
Poutre 04	0.536	2	0.268

Annexe c.16. Valeurs de ε0.125 pour la charge D240

Epsilone D240			
poutres	**Surface (m^2)**	**Largeur (m)**	**$\varepsilon\alpha$moy**
Poutre 01	0.67	3.2	0,21
Poutre 02	0.71	3.2	0,22
Poutre 03	0.61	3.2	0,19
Poutre 04	0.5	3.2	0,156

Annexe c.17. Valeurs de ε0.125 pour la charge A.

Poutre 01		Surface (m2)	Largeur de la voie	εαmoy
A(L)	Une voie	0,737	4.375	0.17
	Deux voies	1.513	8.75	0.17

Poutre 03		Surface (m2)	Largeur de la	εαmoy
A(L)	Une voie	1.1	4.375	0.25
	Deux voies	1.34	8.75	0.153
Poutre 02		**Surface (m2)**	**Largeur de la voie**	**εαmoy**
A(L)	Une voie	1,071	4.375	0.24
	Deux voies	1.52	8.75	0.173

Poutre 04		Surface (m2)	Largeur de la voie	εαmoy
A(L)	Une voie	1.12	4.375	0.256
	Deux voies	1.22	8.75	0,14

Annexe c.17. Valeurs de ε0.125 pour la charge Bc.

Charge Bc:								
Valeur L	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	εαmoy Poutre 01	εαmoy Poutre 02	εαmoy Poutre 03	εαmoy Poutre 04
Pour une voie								
L1	0,11	0,20	0.33	0.45	0.14	0.22	0.30	0.36
L2	0.17	0,24	0.27	0.26				
Pour deux voies								
L1	0.11	0.20	0.33	0.45	0.18	0.22	0.26	0.265
L2	0.17	0.24	0.27	0.26				
L3	0.19	0.25	0.24	0.22				
L4	0.23	0.20	0.14	0.1				

Annexe c.17. Valeurs de ε0.125 pour la charge Bt.

Charge Bt:								
Valeur L	**Poutre 01**	**Poutre 02**	**Poutre 03**	**Poutre 04**	**εαmoy Poutre 01**	**εαmoy Poutre 02**	**εαmoy Poutre 03**	**εαmoy Poutre 04**
Pour une voie								
L1	0,11	0,20	0.33	0.45	0.14	0.22	0.32	0.37
L2	0.17	0,24	0.27	0.26				
Pour deux voies								
L1	0.11	0.19	0.33	0.45	0.18	0.22	0.24	0.24
L2	0.17	0.24	0.27	0.26				
L3	0.20	0.25	0.22	0.07				
L4	0.22	0.18	0.12	0.18				

Annexe c.17. Valeurs de l'effort tranchant réel pour chaque cas de charge

Designation			**T_0 (KN.m)**	**Poutre 01**		**Poutre 02**		**Poutre 03**		**Poutre 04**	
				εαMoy	T/réel	εαMoy	T/réel	εαMoy	T/réel	εαMoy	T/réel
Surcharge A(L)	**1voie**		43,93	0,17	7,4681	0,24	10,5432	0,25	10,9825	0,256	11,24608
	2 voies		87,86	0.17	14,9362	0.17	14,9362	0.153	13,44258	0.14	12,3004
Surcharge B	**Bc**	**1V**	25,12	0,14	3,5168	0,22	5,5264	0,3	7,536	0,36	9,0432
		2V	50,28	0,18	9,0504	0,22	11,0616	0,26	13,0728	0,265	13,3242
	Bt	**1t**	11,50	0,14	1,61	0,22	2,53	0,32	3,68	0,37	4,255
		2t	23,00	0,18	4,14	0,22	5,06	0,24	5,52	0,24	5,52
Convois	**Mc120**		38,01	0,175	6,65175	0,215	8,17215	0,25	9,5025	0,268	10,18668
	D240		86,175	0,21	18,09675	0,22	18,9585	0,19	16,37325	0,156	13,4433

Annexe c.14.: Efforts tranchants sous chaque poutre en section médiane pour les différentes combinaisons de charge.

Les combinaisons		**Poutre 01**	**Poutre 02**	**Poutre 03**	**Poutre 04**
E L S	**G + 1.2 A(L)**	374,0434	374,0434	372,2511	370,8805
	G + 1.2 Bc	366,9805	369,3939	371,8074	372,109
	G + 1.2 Bt	361,088	362,192	362,744	362,744
	G + MC120	362,7718	364,2922	365,6225	366,3067

	G + D240	374,2168	375,0785	372,4933	369,5633

Les combinaisons		**Poutre 01**	**Poutre 02**	**Poutre 03**	**Poutre 04**
E LU	**1.35 G + 1.6 A(L)**	504,6599	504,6599	502,2701	500,4426
	1.35 G + 1.6 Bc	495,2426	498,4606	501,6785	502,0807
	1.35 G + 1.6 Bt	487,386	488,858	489,594	489,594
	1.35 G + 1.35 (MC120)	489,7419	491,7944	493,5904	494,514
	1.35 G + 1.35 D240	505,1926	506,356	502,8659	498,9105

Evaluation des efforts pour 2 Travées chargées (pour appui intermédiaire).

Désig	**N (KN)**	**H (KN)**	**/FV/o (x/o)**	**/FH/O/a (y/a, o)**	**MFV/o**	**MFH/o**
Semelle	3465,00	/	0,00	0,90	0,00	/
Fûts	1696,46	/	0,00	8,20	0,00	/
Chevetre	1054,69	/	0,00	15,35	0,00	/
G Tablier	10240,31	/	0,00	16,10	0,00	/
G terres	6453,11					
Hf+r	/	139,86	/	16,10	/	2251,75
HT°	/	88,11	/	16,10	/	1418,60
Somme	22909,57	192,73	/	/	0,00	3102,91
(Al)	1699,98	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1227,51	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1137,63	/	0,00	/	0,00	/
D240	2134,05	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	50,20	/	16,10	/	808,27
Bc	/	180,00	/	16,10	/	2898,00

Evaluation des efforts normaux de compression pour 2 Travées chargées à l'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM	Σ min	σ max
G	22909,57	192,73	3102,91	0,00	3102,91	262,99	332,07
G+1.2Al	24949,55	252,97	4072,83	0,00	4072,83	278,68	369,36
G+1.2Bc	24382,58	408,73	6580,51	0,00	6580,51	243,40	389,91
G+Mc120	24047,20	192,73	3102,91	0,00	3102,91	277,76	346,84
G+D240	25043,62	192,73	3102,91	0,00	3102,91	290,70	359,78

Evaluation des efforts normaux de compression pour 2 Travées chargées à l'ELU.

	N	H	MH	MV	ΔM	σ min	σ max
1,35G	30927,92	268,11	4316,60	0,00	4316,60	353,61	449,71
1.35G+1.6Al	33647,89	348,44	5609,83	0,00	5609,83	374,54	499,43
1.35G+1.26Bc	32891,93	556,11	8953,40	0,00	8953,40	327,50	526,83
1.36G+1.35Mc120	32463,73	268,11	4316,60	0,00	4316,60	373,56	469,66
1.35G+1.35D240	33808,89	268,11	4316,60	0,00	4316,60	391,03	487,13

Calcul des Futs

	H(m)	B(m)	L(m)		H(m)	N°
Chevetre	1,50	2,50	11,25	Fûts	12,80	3,00

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a	MFV/o	MFH/o
Fûts	1696,46	/	0,00	6,40	0,00	
Chevetre	1054,69	/	0,00	13,55	0,00	
G Tablier	10240,31	/	0,00	14,30	0,00	
Hf+r	/	139,86	/	14,30		2000,00
HT°	/	88,11	/	14,30		1260,00
Somme	12991,46	227,97	/	/	0,00	3260,00

(Al)	1699,98	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1227,51	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1137,63	/	0,00	/	0,00	/
D240	2134,05	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	50,20	/	14,30	/	717,91
Bc	/	180,00	/	14,30	/	2574,00

Evaluation des efforts normaux de compression pour 2 Travées chargées à l'ELS.

	N	**H**	**MH**	**MV**	***ΔM***
G	12991,46	192,73	2756,00	0,00	2756,00
G+1.2Al+ST	15031,44	252,97	3617,48	0,00	3617,48
G+1.2Bc+ST	14464,46	408,73	5844,80	0,00	5844,80
G+Mc120	14129,09	192,73	2756,00	0,00	2756,00
G+D240	15125,51	192,73	2756,00	0,00	2756,00

Evaluation des efforts normaux de compression pour 2 Travées chargées à l'ELS.

	N	**H**	**MH**	**MV**	***ΔM***
1,35G	17538,47	268,11	3834,00	0,00	3834,00
1.35G+1.6Al+1.6ST	20258,44	348,44	4982,65	0,00	4982,65
1.35G+1.6B+1.6ST	19502,48	556,11	7952,40	0,00	7952,40
1.36G+1.35Mc120	19074,27	268,11	3834,00	0,00	3834,00
1.35G+1.35D240	20419,44	268,11	3834,00	0,00	3834,00

Etude Sismique / Fondation :

Evaluation des efforts à la Base de la fondation

Désignation	N (MN)	VL (MN)	VT(MN)	/FV/o	/FH/O/a	MFV/o	MFHL/o	MFHT/o
Pile	0,00	1,04	0,79	0,00	8,20	0,00	8,5	6,50
Séis Tab	1,05	0,88	1,32	0,00	14,60	0,00	12,89	19,25

Combinaisons des directions a la base de la semelle

	EL	ET	EV	E1	E2	E3
VL (MN)	1,53	0,00	0,00	1,53	0,46	0,46
VT(MN)	0,00	1,69	0,00	0,51	1,69	0,51
ML	15,46	0,00	0,00	15,46	4,64	4,64
MT	0,00	20,33	0,00	6,10	20,33	6,10
N (MN)	0,00	0,00	1,07	0,32	0,32	1,07

Efforts provenant du Tablier

	Rmax	Rmin
N (MN)=	10,24	10,24
V(MN)=	0,21	0,18
ML(MN)=	2,56	2,56

Combinaisons d'action au pied de la pile

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	1,74	0,67	0,67	1,35	0,28	0,28
V_T(MN)	0,51	1,69	0,51	0,51	1,69	0,51
M_L	8,66	2,56	8,66	3,54	2,56	3,54
M_T	6,10	20,33	6,10	6,10	20,33	6,10
N (MN)	13,52	13,52	14,27	12,88	12,88	12,12

Annexe X.x.x Evaluation des efforts dus au poids propre (axe sous l'axe de la semelle).

Désignation	N (KN)	H (KN)	Dv(m)	Dh(m)	Mv (KN.m)	Mh (KN.m)
Semelle	6868,80	/	0.00	0,9000	48367,8000	/
Mur F	3751,28	/	-0.22	5,9257	17905,2298	/
DDT	225,45	/	3.54	11,8188	1926,5604	/
Mur en R	1847,48	/	4.7279	8,0347	17972,0521	/
Corbeau	77,91	/	0.71	11,4510	444,9728	/
MGG	287,14	/	0.37	11,4730	1541,4824	/
Poids des Terres	13892,61	/	1.2	8.79	122196,6190	/
Poussée des terres	/	5417,53	/	-4,27	/	-23114,81
Poids Sur 10kN/m²	646.29	/	3.77	/	5667,96	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	423,24	/	-6,40	/	-2708,77

Annexe X.x. Charges agissant sur la culée (excentrements par rapport au point situé en bas de la semelle) -coté du tablier-.

Désignation	Cas	Calcul de P(t)	Efforts horizontaux H (KN) P*Kh	Efforts verticaux V(KN) P*(1+Kv)	d_V (m)	d_h(m)	Moment renversant (KN,m)	Moment stabilisant (KN,m)
Semelle	CN	6868,8	0	6868,8	0,9	6	0	41212,8
	CS1		1373,76	7280,928			1236,384	43685,568
	CS2		1373,76	6868,8			1236,384	41212,8
	CS3		1373,76	6456,672			1236,384	38740,032
Mur frontal	CN	3751,279	0	3751,279	5,9257	4,7731	0	17905,23
	CS1		750,2558	3976,35574			4445,791	18979,544
	CS2		750,2558	3751,279			4445,791	17905,23
	CS3		750,2558	3526,20226			4445,791	16830,916
Mur garde grève	CN	287,14	0	287,14	11,473	5,3684	0	1541,4824
	CS1		57,428	304,3684			658,8714	1633,9713
	CS2		57,428	287,14			658,8714	1541,4824
	CS3		57,428	269,9116			658,8714	1448,9934
Mur en retour	CN	1847,475	0	1847,475	8,0347	9,7279	0	17972,052
	CS1		369,495	1,06			2968,781	10,311574
	CS2		0,212	1847,475			1,703356	17972,052
	CS3		369,495	1736,6265			2968,781	16893,7ww29

Dalle de transition	CN	225,45	0	225,45	11,8188	8,5454	0	1926,5604
	CS1		45,09	238,977			532,9097	2042,1541
	CS2		45,09	225,45			532,9097	1926,5604
	CS3		45,09	211,923			532,9097	1810,9668
Poids des terres	CN	13892,61	0	13892,61	7,2028	8,7958	0	122196,62
	CS1		2778,522	14726,1666			20013,14	129528,42
	CS2		2778,522	13892,61			20013,14	122196,62
	CS3		2778,522	13059,0534			20013,14	114864,82
Poussée des terres	CN	-	5417,53	-	4,27	-	23114,81	-
	CS1		8004,81608				34153,88	
	CS2		7715,88096				32921,09	
	CS3		7407,24572				31604,25	
Poids des surcharges	CN	646,29	0	646,29	12,2	8,77	0	5667,9633
	CS1		129,258	685,0674			1576,948	6008,0411
	CS2		129,258	646,29			1576,948	5667,9633
	CS3		129,258	607,5126			1576,948	5327,8855
Poussée des surcharges	CN	-	423,24	-	6,40	-	2708,767	-
	CS1		625,376256				4002,408	
	CS2		602,8032				3857,94	
	CS3		578,691072				3703,623	

Annexe X.x. calcul de la descente de charges pour le ferraillage du mur frontal.

Annexe X.x.x Evaluation des efforts dus au poids propre (axe sous le mur frontal).

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	3751,279	/	0	4,12	0	/
DDT	225,45	/	3,7704	10,02	850,03668	/
					0	/
Corbeau	77,9055	/	0,9367	9,65	72,974082	/
MGG	287,14	/	0,5934	9,68	170,38888	/
Poids des T sur DDT	542,8836	/	3,7704	10,02	2046,888325	/
Poussée des terres	/	4052,07	/	-3,69	/	-14952,1
Poussée Sur 10kN/m²	/	366,0406	/	-5,535	/	-2026,03

Annexe X.x.x Evaluation des Efforts dus au tablier (axe sous le mur frontal)

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	5120,16	/	-0,27	/	-1382,44	/
R(Al)	1263,50	/	-0,27	/	-341,15	/
Rbc	1138,20	/	-0,27	/	-307,31	/
RMc120	1087,90	/	-0,27	/	-293,73	/

RD240	1829,19	/	-0,27	/	-493,88	/
Hf+r	/	139,68	/	-8,26	/	-1153,76
HT°	/	88,11	/	-8,26	/	-727,79
Frein Al	/	119,40	/	-8,26	/	-986,26
Frein Bc	/	360,00	/	-8,26	/	-2973,60

Annexe X.x.x Combinaisons de charges (axe sous le mur frontal)

Combinaisons à l'ELS	N(KN)	H(KN)	Mh (KN.m)	Mv (KN.m)	Delta M(KN.m)
G+0.6T	9461,93	4244,616	-16542,567	-289,042212	-16831,6092
G+0.6T+1.2Q	9461,93	4683,864	-18973,8088	-289,042212	-19262,851
G+0.6T+1.2A(I)	10978,13	4387,898	-17726,0824	-698,416212	-18424,4986
G+0.6T+1.2Bc	10827,77	4676,616	-20110,887	-657,818401	-20768,7054
G+0.6T+Mc120	10549,83	4244,616	-16542,567	-582,774365	-17125,3414
G+0.6T+D240	11291,12	4244,616	-16542,567	-782,923293	-17325,4903
Combinaisons à l'ELU	N(KN)	H(KN)	Mh (KN.m)	Mv (KN.m)	Delta M(KN.m)
1.35G+0.9T	12773,6	5738,161	-22397,9664	-390,206986	-22788,1734
1.35G++0.9T+1.6Q	12773,6	6323,826	-25639,6222	-390,206986	-26029,8292
1.35G+0.9T+1.6A(I)	14795,2	5929,205	-23975,987	-936,038986	-24912,026
1.35G+0.9T+1.6Bc	14594,72	6314,161	-27155,7264	-881,908571	-28037,635
1.35G+0.9T+1.35Mc120	14242,27	5738,161	-22397,9664	-786,745393	-23184,7118
1.35G+0.9T+1.35D240	15243,01	5738,161	-22397,9664	-1193,51889	-23591,4853

❖ FERRALLAIGE DE L'ENTRETOISE

Annexe D.1 Ferraillage de l'Entretoise (nappe supérieure Calcul de Section en Flexion Simple)

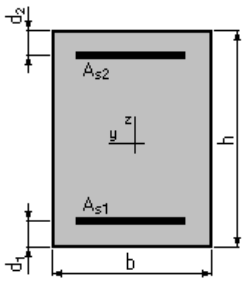
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 30,0 (cm)
h = 140,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	649,90	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	481,41	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 15,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,4 (cm2)
Théorique ρ = 0,39 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 649,90 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,36 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 14,4 (cm)
Bras de levier : Z = 129,2 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 1,20 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 481,41 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 38,9 (cm)
Bras de levier : Z = 122,0 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 6,8 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa).

Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

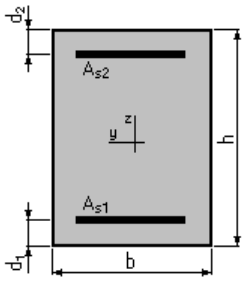
Annexe D.2 Ferraillage de l'Entretoise (nappe inférieure Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 30,0 (cm)
h = 140,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)	
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	221,62	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	164,16	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 5,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,4 (cm2)
Théorique ρ = 0,13 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 221,62 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,35 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 4,7 (cm)
Bras de levier : Z = 133,1 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0,36 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 164,16 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 24,0 (cm)
Bras de levier : Z = 127,0 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 21,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa).

Annexe D.3 Ferraillage de l'Entretoise armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)

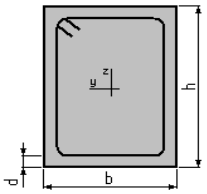
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :

B = 30,0 (cm)
H = 140,0 (cm)
D = 5,0 (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1047,41	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 2,6 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u, lim}$ = 3,5 (MPa)
Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 2,1 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres : 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 16,6 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Escapement maximum: $S_{t, max}$ = 40,0 (cm) 8 + 6*16 (cm)

❖ FERRALLAIGE DE L'HOURDIS

Annexe D.4 Ferraillage de l'Hourdis (nappe supérieure Calcul de Section en Flexion Simple)

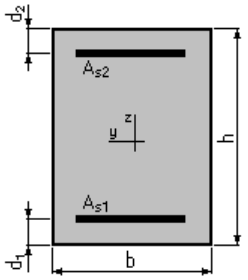
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	42,04	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	31,51	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 5,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,22 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 42,04 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,38 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 1,5 (cm)
Bras de levier : Z = 24,4 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0,64 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 31,51 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 5,6 (cm)
Bras de levier : Z = 23,1 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2,1 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s = 19,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa).

Annexe D.5. Ferraillage de l'Hourdis (nappe inferieure Calcul de Section en Flexion Simple)

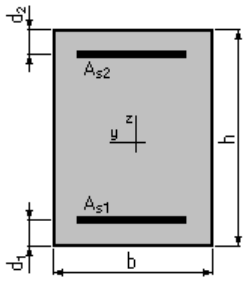
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm).



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	43,95	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	32,96	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 5,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,6 (cm2)

Théorique ρ = 0,23 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 43,95 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,38 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 1,6 (cm)

Bras de levier : Z = 24,4 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0,67 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 32,96 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : y = 5,7 (cm)

Bras de levier : Z = 23,1 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 2,2 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s = 20,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

❖ FERRALLAIGE DES CHEVETRES

Annexe D.6 Ferraillage du chevêtre (nappe supérieure Calcul de Section en Flexion Simple)

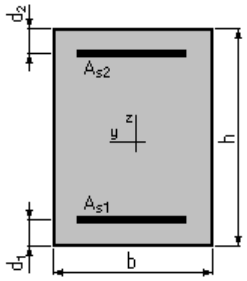
1. Hypothčses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

B = 250,0 (cm)
H = 150,0 (cm)
D_1 = 5,0 (cm)
D_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	2843,61	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2106,38	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 45,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 36,3 (cm2)
Théorique ρ = 0,13 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 2843,61 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 7,0 (cm)
Bras de levier : Z = 142,2 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0,51 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 2106,38 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,49
Position de l'axe neutre : y = 25,6 (cm)
Bras de levier : Z = 136,5 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 4,8 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 336,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

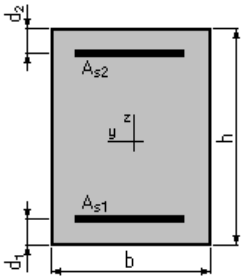
Annexe D.7. Ferraillage du chevêtre (nappe inferieure Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 25,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 250,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm).

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	942,84	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	698,40	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 36,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 36,3 (cm2)
Théorique ρ = 0,10 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 942,84 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 2,39 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 5,6 (cm)
Bras de levier : Z = 142,8 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0,40 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 698,40 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 3,56
Position de l'axe neutre : y = 23,0 (cm)
Bras de levier : Z = 137,3 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 0,7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 9,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

❖ FERRAILLAGE FUTS

Annexe D.8 Ferraillage de Fût calcul de Section à l'effort Tranchant

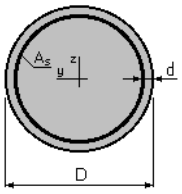
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique.

2. Section :

D = 150,0 (cm)
D = 5,0 (cm).



3. Efforts tranchants appliqués

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	185,37	6500,00
2.	ELA	513,33	4330,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,5 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u, lim}$ = 3,6 (MPa)
Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres : 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 12,8 (cm)
Espacement maximum: $S_{t, max}$ = 15,0 (cm)

Annexe D.9. Ferraillage de fut (calcul de Section en Flexion Composée).

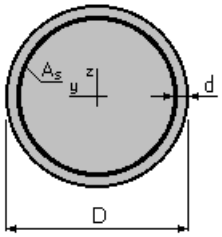
1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91.

2. Section :



- D = 150,0 (cm)
- D = 5,0 (cm).

3. Efforts appliqués :

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	6500,00	2650,00	0,00
2.	ELS	4821,00	1948,00	0,00
3.	ELA	4330,00	5875,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_s = 146,4 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 35,3 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 883,6 (cm2)

Théorique ρ = 0,83 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 6500,00 (kN) M_y = 2650,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,31 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 97,8 (cm)

Bras de levier : Z = 99,7 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 1,68 (‰)

Contrainte de l'acier :

(MPa) σ_s =335,7 Tendue :

Comprimée : σ_s'= 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 4821,00 (kN) M_y = 1948,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,02

Position de l'axe neutre : y = 100,1 (cm)

Bras de levier : Z = 104,3 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 8,0 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 16,2 (MPa).

Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s = 53,8 (MPa)

Comprimée : σ_s'= 114,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 4330,00 (kN) M_y = 5875,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 47,2 (cm)

Bras de levier : Z = 122,3 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 7,22 (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s =500,0 (MPa)

(MPa) σ_s'= 500,0 Comprimée :

❖ FERRAILLAGE DE LA CULEE

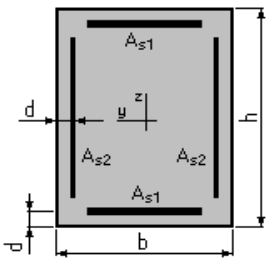
Annexe D.10 Ferraillage de mur frontal (calcul de Section en Flexion Déviée Composée).

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

Fissuration préjudiciable
Pas de prise en compte des dispositions sismiques
Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 155,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas	NO	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
1.		ELS	970,19	-1597,42	0,00
2.		ELU	1307,82	-1694,63	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 28,9 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)
Section minimum As min = 31,0 (cm2) Section maximum As max = 775,0 (cm2)
théorique r = 0,37 (%)

minimum rmin = 0,10 (%) maximumrmax = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas NO 1: Type ELS N = 970,19 (kN) My = -1597,42 (kN*m) Mz = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 42,8 (cm)
Bras de levier: Z = 133,7 (cm)
Contrainte maxi du béton:sb = 6,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: ss = 250,0 (MPa)
comprimée: ss' = 84,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
ss lim = 250,0 (MPa)

Cas NO 2: Type ELU N = 1307,82 (kN)My = -1694,63 (kN*m) Mz = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,16 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 26,0 (cm)
Bras de levier: Z = 137,6 (cm)
Déformation du béton: eb = 2,13 (‰)
Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: ss =434,8 (MPa)
comprimée: ss' = 310,7 (MPa)

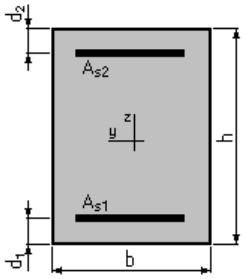
Annexe D.11 Ferraillage de la dalle de transition (calcul de Section en flexion simple).

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) Acier : fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



B = 100,0 (cm)
H = 30,0 (cm)
D_1 = 5,0 (cm)
D_2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués :</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	238,58	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	177,39	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats :</u>

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 33,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)
Théorique ρ = 1,34 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 238,58 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,24 Pivot : B
Position de l'axe neutre : y = 11,9 (cm)
Bras de levier : Z = 20,2 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 3,84 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 177,39 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 11,6 (cm)
Bras de levier : Z = 21,1 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 14,5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

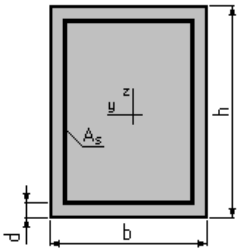
Annexe D.12 Ferraillage du corbeau d'appui (Calcul d'une Section Comprimée).

1. Hypothčses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- 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 = 40,0 (cm)
D = 5,0 (cm)

3. Forces :

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	159,02
Etat **L**imite de **S**ervice	118,26
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats :

Résistance des Matériaux :

Section brute	B = 4000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11,5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 26,0		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,70		N_u (béton seul)	= 5183,98	(kN)

Béton :

σ (ELS) = 0,3 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Acier :

Section théorique	A_S = 11,2 (cm2)
Section minimum	$A_{S\ min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum	$A_{S\ max}$ = 200,0 (cm2)
Théorique	ρ = 0,42 (%)
Minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)
Maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

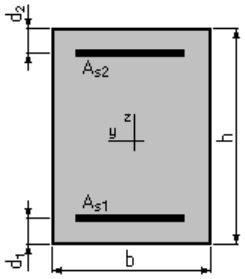
Annexe D.13 Ferraillage du Mur garde grève (Calcul de Section en Flexion Simple).

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



B = 100,0 (cm)
H = 35,0 (cm)
D_1 = 5,0 (cm)
D_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	185,55	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	138,86	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 21,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,4 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,70 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 185,55 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,33 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 7,5 (cm)
Bras de levier : Z = 27,0 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 3,33 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 138,86 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 11,0 (cm)
Bras de levier : Z = 26,3 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 9,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

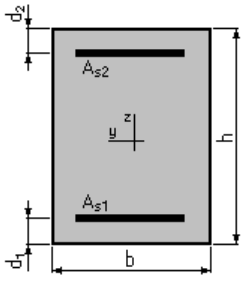
Annexe D.14 Ferraillage horizontale du mur en retour (Calcul de Section en Flexion).

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



B = 100,0 (cm)

H = 85,0 (cm)
D_1 = 5,0 (cm)
D_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	967,34	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 55,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 8,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,69 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 967,34 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 29,0 (cm)
Bras de levier : Z = 70,3 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 9,5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

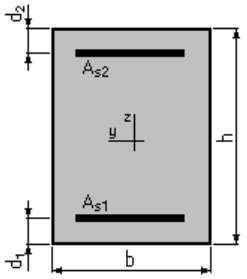
Annexe D.15 Ferraillage verticale du mur en retour (Calcul de Section en Flexion).

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) Acier : fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



B = 100,0 (cm)
H = 85,0 (cm)
D_1 = 5,0 (cm)
D_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	836,04	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 47,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,59 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 836,04 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 27,3 (cm)
Bras de levier : Z = 70,9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 8,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)