

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC
DU PK 10+653.905 AU PK 10+820.305
DU CONTOURNEMENT SUD DE LA VILLE
DE MEDEA**

Présenté par :
BOUKRID YOUNES
ABDELOUAHAD YUCEF

Encadré par :
M^r Y. BABAKHOUYA
M^r M. KHELFI

Promotion 2021/2022

Remerciement

Nous remercions, tout d'abord, DIEU le tout puissant et le miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté d'accomplir ce modeste travail.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de M^r BABAKHOUYA Youcef, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous désirons aussi remercier notre maitre de stage M. BENTOUNSI ABDELAZIZ pour le bon déroulement du stage de fin d'étude et ses conseils et sa disponibilité tout au long de la période de préparation de notre mémoire.

Nous remercions également notre Co-encadrant Mr KHELFI Mebarek de nous avoir pris en charges avec dévouement.

Merci à nos enseignants pour le savoir qu'ils nous ont transmis, durant notre cursus au sein de l'E.N.S.T.P.

Sans oublier d'adresser nos chaleureux remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils vont porter pour examiner ce modeste travail.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur, à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à Ceux que j'aime .

À mes très chers parents

Mon chère père, autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance, Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter, Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur et te protège de tout mal.

Ma chère Mère, autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi, Tu n'as cessé de me soutenir et de m'encourager durant toute mon existence, tu as toujours été présente à mes côtés, pour me consoler quand il le fallait. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur et te protège de tout mal.

À mes frères et mes sœurs

Pour votre soutien moral et vos encouragements. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection. Puisse Dieu le tout puissant, vous préserver du mal, vous combler de santé et vous guider vers le bonheur et la réussite.

À mon cher Binome ,Youcef

j'ai tellement la chance d'avoir partagé avec toi cette aventure où j'ai appris énormément à tes côtés, je te remercie pour ta présence et ton soutien sans toi je n'aurais jamais eu le courage et la motivation pour accomplir ce travail.

À mes très chers amis « Soheib , Mehdi , Riad » d'avoir été là pour moi et de partager des moments merveilleux ensemble .

À toi Ikram, Je suis tellement chanceux de t'avoir connue, je te remercie chaleureusement pour ta présence, ton support, ta gentillesse, tes conseils et ton soutien dans les moments difficiles.

À mon ami d'enfance « Mohamed »

À tous mes amis de l'ENSTP « Mouad, Sofiane, Azzou, Raouf, T. Oussama, Rafik ». Et tout Ce qui ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de notre projet.

Younes

Dédicace

À l'expression de ma gratitude, du plus profond de mon cœur je dédie ce travail à tout ceux qui me sont chers.

À mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer la reconnaissance, l'amour éternel et les sacrifices que vous avez consenti pour instruction et mon bien être, vous m'avez poussé et motivé durant mes études, merci à ma petite maman pour ton dévouement sans toi j'aurais certainement choisi d'autres études, merci à toi mon papa de m'avoir guidé, conseillé, instruis et corrigé, ce modeste travail représente l'aboutissement de vos efforts et de vos encouragements.

À ma très chère grand-mère et mes tantes

Merci ma petite Tita d'avoir veiller sur moi durant toute mon enfance, de m'avoir éduqué, nourris, vêtis, éduquer, merci à mes deux tantes, mes deuxièmes mamans, vous avez été plus que présentes pour moi.

À ma très chère et bien aimée

Mon bras droit, tu as passé cette étape un an plutôt que moi, on a toujours été là l'un pour l'autre, aujourd'hui c'est mon tour de te remercier pour ton soutien durant toutes les années d'études passées et spécialement cette année j'espère qu'un avenir radieux nous attend.

À mon très cher binôme

Merci mon frère de m'avoir accompagné durant cette expérience qui a été plus que riche, dans tous les aspects, j'ai beaucoup appris à tes côtés, ce fut une expérience inoubliable, et sa me marquera toute ma vie, une fraternité est née et je remercie dieu de nous avoir réunis pour travailler ensemble.

À mes très chers amis

Je tiens à remercier mes très chers amis, Abdellah, Yanniss, Aladin, Abdelfetah, Loucif, Moncef, Rabah, Assil, Billel, Lotfi, Fatah,

Ainsi que tous mes amis De l'ENSTP Azzou, Mouad, Oussama, Soheib, Hamza, Sofien, Fatah, Merouane, Souad Akila

Et tout Ce qui ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de notre projet

Youcef

ملخص

يتكون هذا العمل من تصميم ودراسة جسر بطول 167 م يقع بين النقطة الكيلومترية 653.905 + 10 والنقطة الكيلومترية 820.305 + 10 كجزء من مشروع (الممر الجنوبي لمدينة المدية).

أولاً وقبل كل شيء، تطرقنا الى الموضوع الرئيسي من خلال تقديم عرض لمشروعنا، ثم قمنا بتصميم عام يؤدي إلى اختيار المتغير الأنسب بناءً على تحليل متعدد المعايير، من بين المتغيرات الثلاثة المختلفة المقترحة الموجودة وفي هذه الحالة هو جسر العارضة الجاهزة سابقة الإجهاد لاحق VIPP. بعد ذلك درسنا البنية الفوقية والبنية التحتية، مروراً بتقييم الأحمال والأحمال الزائدة، وحساب الإجهاد المسبق والدراسة الزلزالية وتحجيم المعدات والعناصر الهيكلية المختلفة، بالإشارة إلى المراجع المستخدمة في الجزائر (RCPR، RPOA 2008، BAEL91، BPEL91... إلخ) وباستخدام برامج الحساب (Autodesk Robot Structural Analysis 2019، Robot Expert 2010، Autodesk AutoCAD 2021). أخيراً، قمنا ببحث بيبليوغرافي حول سلوك الجسور فيما يتعلق بظاهرة الالتواء، سعياً وراء فهم أسبابها ومعرفة مخاطرها بالإضافة إلى ذكر بعض الحلول لتجنبها.

الكلمات المفتاحية: جسر، تصميم، دراسة، VIPP، دراسة زلزالية، الإجهاد المسبق

Résumé

Le présent travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont d'une longueur de 167m situe entre le PK 10+653.905 et le PK 10+820.305, dans le cadre du projet intitulé (le contournement sud de la ville de Médéa).

Tout d'abord, nous sommes intéressés au sujet principal en faisant d'abord une présentation de notre projet, ensuite une conception générale qui aboutira au choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, parmi les trois différentes variantes proposées qui est en l'occurrence celle d'un Pont à poutres précontraintes de type VIPP. Ultérieurement nous avons fait l'étude de la superstructure et de 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 utilisés en Algérie (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc) et à l'aide des logiciels de calcul (Autodesk Robot Structural Analysis 2019, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2021). En dernier lieu Nous avons finis par une recherche Bibliographique sur le comportement des ponts à l'égard du phénomène de la torsion en cherchant à comprendre ses aléas, risques ainsi que ses solutions.

Mots clés : Pont, Conception, Etude, VIPP, Etude Sismique, Précontrainte

Abstract

The present work consists in the design and study of a bridge of a length of 167m located between the KP 10+653.905 and the KP 10+820.305, within the framework of the project entitled (the southern bypass of the city of Medea).

First of all we were interested in the main subject by making first a presentation of our project, then a general design which will lead to the choice of the most advantageous variant based on a multi-criteria analysis, among the three different proposed variants, which is in this case the one of a VIPP type prestressed girder bridge. Subsequently, we studied the superstructure and the infrastructure, through the evaluation of loads and over loads, the calculation of prestressing, the seismic study and the dimensioning of the various equipment and structural elements, with reference to the regulations used in Algeria (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91 ... etc.) and with the help of calculation software (Autodesk Robot Structural Analysis 2019, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2021). We finished with bibliographical research on the behaviour of bridges regarding the phenomenon of torsion, seeking to understand its hazards risks and solutions.

Key words: Bridge, Design, Study, VIPP, Seismic Study, Prestressing

LISTES DES ABREVIATIONS

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.

BPEL: Béton Précontraint aux Etats Limites.

Ccp : Complément des Charges Permanentes.

DTR : Document Technique Réglementaire.

Elu : Etats Limites Ultime.

Els : Etats Limites en Service.

Ela : Etats Limites Accidentelles.

E_p: Module d'élasticité des Câbles de Précontrainte.

E_s: Module d'élasticité de L'acier.

F_{c28} : Résistance Caractéristique de Béton a la Compression a 28 Jours.

F_e : Limite d'élasticité de L'acier.

F_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

F_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

F_{t28} : Résistance Caractéristique de Béton a la Traction a 28 Jours.

HA : Haute Adhérence.

Mgg : Mur Gade Grève.

Mf : Mur Frontal.

Pk : Point Kilométrique.

RN : Route Nationale.

Rcpr : Règles Définissant les Charges a appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves 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.

Vipp : Viaduc a Travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées.

Σ_{Bc} : Contrainte de Compression Admissible de Béton.

Σ_{Bt} : Contrainte de Traction Admissible de Béton.

Σ_{Inf} : Contrainte dans la Fibre Inférieure la plus Eloignée du Centre de Gravité de la section.

Σ_S: Contrainte Limite de l'acier.

Σ_{Sup}: Contrainte dans la Fibre Supérieure la plus Eloignée du Centre de Gravité de la Section.

Vsc : Voussoir Coulé sur Cintre.

Vsp : Voussoir Sur Pile.

ΔT: Variation Uniforme de la Température

ΔΘ: Gradient Thermique.

12t15 : Douze (12) Torons De 15.3 Mm De Diamètre (Chaque Toron A 7 Fils).

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I : Description De L'ouvrage

I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
I.2.1. OBJECTIF DU PROJET.....	2
I.2.2. SITUATION DU SITE.....	3
I.2.3. L'OBSTACLE À FRANCHIR.....	3
I.3. LES DONNEES DU PROJET.....	3
I.3.1. LES DONNÉES FONCTIONNELLES	3
I.3.2. LES DONNÉES NATURELLES	4
I.4. CONCLUSION.....	6

CHAPITRE II : Hypothèses De

II.1. INTRODUCTION.....	7
II.2. NORMES ET LES REGLES DE CALCUL.....	7
II.4. ARMATURES	9
II.4.1. ARMATURES PASSIVES	9
II.4.2. ARMATURES ACTIVES.....	9
II.5. EVALUATION DES ACTIONS.....	10
II.5.1 ACTIONS HORS TRAFIC	10
II.5.2 ACTIONS DUES AUX TRAFICS	11
II.5.3. ACTION THERMIQUE.....	15
II.5.4. ACTION SISMIQUE	15
II.5.5. ACTIONS ACCIDENTELLES.....	15
II.6. COMBINAISONS DES CHARGES.....	15
II.7. CONCLUSION.....	16

CHAPITRE III : Conception Et Prédimensionnement

III.1 INTRODUCTION.....	17
III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	17
III.2.1. VARIANTE 01 : « PONT MIXTE A BI-POUTRE ».....	17
III.2.1.1. CONCEPTION LONGITUDINALE.....	17
III.2.2. VARIANTE 02 : « Pont vousoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place ».....	21
III.2.3. VARIANTE 03 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP ».....	25
III.3 MODELISATION ET CALCUL SISMIQUE DES TROIS VARIANTES.....	28
III.3.1. VARIANTE 01 : « PONT MIXTE A BI-POUTRE ».....	28

III.3.2. VARIANTE 02 : « Pont vousoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place »	31
III.3.3. VARIANTE 03 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP ».....	33

CHAPITRE IV : Répartition Longitudinale Et transversale Des Actions

IV.1. INTRODUCTION.....	41
IV.2. CALCUL LONGITUDINAL	41
IV.2.2. CHARGES PERMANENTES (CP).....	41
IV.2.2. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP).....	42
IV.2.3.CHARGES D’EXPLOITATION.....	43
IV.3. CALCUL TRANSVERSAL	53
IV.3.1. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL	53
IV.3.2. CALCUL DES PARAMETRES « α » ET « θ ».....	53
IV.3.3.CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION)	61
IV.3.4. COMBINAISON DES EFFORTS	61
IV.4. ETUDE COMPARATIVE	62
IV.5. CONCLUSION.....	62

CHAPITRE V : Etude De La Précontrainte

V.1. INTRODUCTION.....	63
V.2. PRINCIPE DE PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION.....	63
V.3. DONNEES DE CALCUL	63
V.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	64
V.4.1. VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE « PMIN ».....	64
V.4.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES	65
V.4.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES	65
V.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE	66
V.5.1. DISPOSITION DES CABLES	66
V.5.2. TRACE DES CABLES	67
V.5.3. CALCUL DE L’ANGLE DE RELEVAGE « α »	68
V.6. CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES.....	69
V.6.1. PERTES INSTANTANEEES	69
V.6.2. PERTES DIFFEREES	71
V.6.3. PERTES TOTALES.....	73
V.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	74
V.7.1. LES SECTIONS DE VERIFICATION.....	74
V.7.2. LIMITATION DES CONTRAINTES.....	74
V.7.3. CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS DE CALCUL.....	74
V.7.4. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L’ELS.....	75

V.7.5.	JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	75
V.7.6.	JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	76
V.7.7.	ARMATURES DES ZONES TENDUES	77
V.7.8.	JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU	78
V.8.	CONCLUSION :	79

CHAPITRE VI : Etude Du Tablier

VI.1	INTRODUCTION	80
VI.2	CALCUL DE LA FLECHES ET CONTRE FLECHE	80
VI.2.1.	FLÈCHE DUS AUX POIDS PROPRES	80
VI.2.2.	CONTRE FLÈCHE DE PRÉCONTRAINTÉ	80
VI.2.3.	FLÈCHE DUE À LA CONSTRUCTION	81
VI.2.4.	FLÈCHE MAXIMALE À ELS	81
VI.2.5.	FLÈCHE TOTALE	81
VI.3	ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	81
VI.3.1.	EVALUATION DES EFFORTS.....	81
VI.3.2.	FERRAILLAGE.....	83
VI.4	ETUDE DE LA DALLE	83
VI.4.1.	FERRAILLAGE.....	84
VI.5	ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES	85
VI.5.1.	ARMATURE DE PEAU	85
VI.5.2.	FERRAILLAGE MINIMAL.....	85
VI.6	CONCLUSION.....	86

CHAPITRE VII : Etude Sismique Et Equipements Du pont

VII.1.	INTRODUCTION	87
VII.2.	APPAREILS D'APPUI.....	87
VII.2.1.	DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI.....	87
VII.3.	EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K	88
VII.4.	ETUDE SISMIQUE	89
VII.4.1.	LA METHODE MONOMODALE.....	90
VII.4.2.	METHODE DU SPECTRE DE REPONSE.....	92
VII.4.3.	VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008.....	95
VII.5.	DES D'APPUI.....	97
VII.5.1.	FERRAILLAGE DES D'APPUI.....	97
VII.5.2.	FERRAILLAGE DES DES D'APPUIS.....	98
VII.6.	PLOT PARASISMIQUE	98
VII.7.	JOINT DE CHAUSSEE.....	99
VII.7.1.	CALCUL DE SOUFFLE	99

VII.7.2. TYPE DE JOINT.....	99
VII.8. CONCLUSION :	99

CHAPITRE VIII : Etude De l'infrastructure

VIII.1. INTRODUCTION.....	100
VIII.2. ETUDE DE LA PILE	100
VIII.2.1. EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE.....	100
VIII.2.2. ETUDE DU CHEVETRE	102
VIII.2.3. ETUDE DE FUT.....	105
VIII.2.4. ETUDE DES FONDATIONS.....	108
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE.....	112
VIII.3.1. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.....	112
VIII.3.2. DESCENTE DES CHARGES	113
VIII.3.3. COMBINAISON DES EFFORTS	114
VIII.3.4. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE.....	115
VIII.4. CONCLUSION	122

CHAPITRE IX : Recherche Bibliographique

IX.1. INTRODUCTION.....	123
IX.2. HISTORIQUE DES PONTS	123
IX.3. CLASSIFICATION DES PONTS SELON LA STRUCTURE ET L'ARCHITECTURE	123
IX.3.1. LES PONTS A VOUTES.....	124
IX.3.2. PONTS A POUTRES.....	124
IX.3.3. PONT EN ARC.....	124
IX.3.4. PONTS SUSPENDUS	125
IX.3.5. PONTS A HAUBANS	125
IX.4. LA TORSION DANS L'OUVRAGE D'ART 'PONT'	125
IX.4.1. LES CAUSES DE LA TORSION DANS L'OUVRAGE D'ART	126
IX.4.2. EXEMPLE DES PONTS AYANT DEJA SUBIS LA TORSION	126
IX.5. SOLUTIONS POUR EVITER LE PHENOMENE DE TORSION	127
IX.6. CONCLUSION.....	127
CONCLUSION GENERALE	128

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

LES ANNEXES

ANNEXE A.
ANNEXE B.
ANNEXE C.

ANNEXE D.
ANNEXE E.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :	Description De L'ouvrage
Figure I. 1:Vu aérienne de l'itinéraire du projet	2
Figure I. 2:Vu en plan de l'ouvrage	3
Figure I. 3: Tracé en plan	3
Figure I. 4 : Profil en long	4
Figure I. 5: Profil en travers	4
CHAPITRE II :	Hypothèses De Calcul
Figure II. 1: Limitation des contraintes des sections en BP	10
Figure II. 2: Système de chargement Bc	12
Figure II. 3: Système de charges Bt.....	13
Figure II. 4: Système de chargement Br.....	14
Figure II. 5: Convois de charge Mc 120.....	14
Figure II. 6: Système de chargement D 240.....	15
CHAPITRE III :	Conception Et Prédimensionnement
Figure III. 1: Morphologie générale d'un pont mixte bipoutre	17
Figure III. 2: Coupe transversale d'un tablier bipoutre	17
Figure III. 3 : Découpage des voussoirs	21
Figure III. 4: Morphologie d'un pont à poutres en béton précontraint	25
Figure III. 5: Modèle de calcul variante 01	29
Figure III. 6: Modèle de calcul variante 02	31
Figure III. 7: Modèle de calcul variante 03	34
CHAPITRE IV :	Répartition Longitudinale Et transversale Des Actions
Figure IV. 1: Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par son poids propre G.....	43
Figure IV. 2: Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge roulante A(l)	44
Figure IV. 3: Positionnement de la résultante des charges selon Barrés	45
Figure IV. 4: Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant	46
Figure IV. 5: Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.....	47
Figure IV. 6: Positionnement de la charge Bt pour le calcul l'effort tranchant.....	47
Figure IV. 7: Positionnement de la charge Br pour le calcul du moment	48
Figure IV. 8 : Positionnement de la charge Bt pour le calcul l'effort tranchant.....	49
Figure IV. 9: Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul du moment	50
Figure IV. 10: Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul l'effort tranchant	50
Figure IV. 11 : Positionnement de la charge D240 pour le calcul du moment.....	51
Figure IV. 12: Positionnement de la charge D240 pour le calcul l'effort tranchant.....	51
Figure IV. 13: Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet	53
Figure IV. 14: Section équivalente.....	55
Figure IV. 15 : Lignes d'influences de $K\alpha$ ($\alpha=0,27$).....	56
Figure IV. 16: Les surfaces de la surcharges A(l) pour une voie chargée.....	57
Figure IV. 17: Les surfaces de la surcharges A(l) pour deux voies chargées.....	58
Figure IV. 18: Les lignes d'influences du chargement Bc pour une voie chargée.....	58
Figure IV. 19: Les lignes d'influences du chargement Bc pour deux voies chargées	59
Figure IV. 20: Les surfaces de la surcharges Mc120	59
Figure IV. 21: Les surfaces de la surcharges D240.....	60
Figure IV. 22: Modélisation par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019.....	61

CHAPITRE V : Etude De La Précontrainte

Figure V. 1 : Principe de précontrainte 63
Figure V. 2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte 67
Figure V. 3 : Section de vérification 74
Figure V. 4 : diagramme des contraintes à mi-travée..... 77

CHAPITRE VI : Etude Du Tablier

Figure VI. 8:Flèche max de la poutre due au poids propre 80
Figure VI. 9 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte 80
Figure VI. 10:Flèche max de la poutre à L'ELS 81
Figure VI. 11:Modélisation de l'entretoise 82
Figure VI. 12:Diagramme du moment à L'ELS..... 82
Figure VI. 13 : Diagramme du moment à L'ELU 82
Figure VI. 14:Diagramme de l'effort tranchant a L'ELU 82
Figure VI. 15:Ferraillage de l'entretoise 83
Figure VI. 16:Ferraillage de la dalle..... 84
Figure VI. 17:Ferraillage de la poutre 85

CHAPITRE VII : Etude Sismique Et Equipements Du pont

Figure VII. 1: Séisme longitudinal 90
Figure VII. 2 : Séisme transversal 92
Figure VII. 3:modèle de calcul spectrale..... 92
Figure VII. 4 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale 93
Figure VII. 5: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale..... 94
Figure VII. 6:Ferraillage du dé d'appui..... 98

CHAPITRE VIII : Etude De l'infrastructure

Figure VIII. 1:Implantation et hauteurs des piles 100
Figure VIII. 2:Modèle de calcul 102
Figure VIII. 3:Moment max à L'ELS..... 103
Figure VIII. 4:Moment max à L'ELU..... 103
Figure VIII. 5 : Effort tranchant max à L'ELS..... 103
Figure VIII. 6 : Effort tranchant max à L'ELU 103
Figure VIII. 7 : ferraillage du chevêtre..... 105
Figure VIII. 8: Ferraillage des fûts 107
Figure VIII. 9 : Méthode des bielles sur semelle..... 109
Figure VIII. 10 : Ferraillage du pieux 112
Figure VIII. 11 : Dimensions de la culée. 113
Figure VIII. 12 : Moment MYY mur en retour à l'ELS..... 120
Figure VIII. 13 : Moment MYY à l'ELU 120
Figure VIII. 14 : Moment MXX à L'ELU 120
Figure VIII. 15 : Moment MXX à L'ELS 121
Figure VIII. 16 : ferraillage de la culée 122

CHAPITRE IX : Recherche Bibliographique

Figure IX. 1: Pont à voutes..... 124
Figure IX. 2: Pont à poutre en caisson 124
Figure IX. 3: Pont en arc 124
Figure IX. 4: Pont suspendu 125
Figure IX. 5: Pont à haubans 125
Figure IX. 6: Maquette de la section du tablier en 'U ouverte' avant rénovation et 'Rectangulaire fermée' après rénovation. 127

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Description De L'ouvrage

Tableau I. 1 : Essais de cisaillement.....	6
--	---

CHAPITRE II : Hypothèses De Calcul

Tableau II. 1: Caractéristiques du béton.....	7
Tableau II. 2: Contraintes admissibles à la compression du béton utilisé.....	8
Tableau II. 3 : Modules de déformation du béton utilisé.....	9
Tableau II. 4: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	9
Tableau II. 5 : Coefficient α_1	12
Tableau II. 6 : Valeurs de β_c	13
Tableau II. 7 : Valeurs de β_c	13

CHAPITRE III : Conception Et Prédimensionnement

Tableau III. 1: Prédimensionnement des poutres métalliques.....	18
Tableau III. 2: Prédimensionnement des entretoises.....	18
Tableau III. 3: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles variante 01.....	19
Tableau III. 4: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées variante 01.....	19
Tableau III. 5: Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs.....	21
Tableau III. 6: Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.....	22
Tableau III. 7: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 02.....	23
Tableau III. 8: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 02.....	23
Tableau III. 9: Récapitulation du prédimensionnement de la variante 03.....	25
Tableau III. 10: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 03.....	26
Tableau III. 11: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 03.....	26
Tableau III. 12: Prédimensionnement des appareils d'appuis variante 01.....	28
Tableau III. 13: Modes propres de la variante 01.....	29
Tableau III. 14: Résultats de l'analyse spectrale de la variante 01.....	30
Tableau III. 15: Prédimensionnement des appareils d'appuis variante 02.....	31
Tableau III. 16: Modes propres de la variante 02.....	32
Tableau III. 17: Résultats de l'analyse spectrale de la variante 02.....	32
Tableau III. 18: Prédimensionnement des appareils d'appuis variante 03.....	33
Tableau III. 19: Modes propres de la variante 03.....	34
Tableau III. 20: Résultats de l'analyse spectrale de la variante 03.....	35
Tableau III. 21: Devis de la 1ère variante/sens.....	36
Tableau III. 22: Devis de la 2ème variante/sens.....	37
Tableau III. 23: Devis de la 3ème variante/sens.....	38
Tableau III. 24 : Analyse multicritère des trois variantes.....	39

CHAPITRE IV : Répartition Longitudinale Et transversale Des Actions

Tableau IV. 1: Poids de la poutre.....	41
Tableau IV. 2: Poids de la dalle.....	42
Tableau IV. 3 : Poids des compléments de charges permanentes (CCP).....	42
Tableau IV. 4: Poids total du tablier.....	43
Tableau IV. 5: Les sollicitations dus aux poids propres.....	43
Tableau IV. 6: Valeurs de la charge $A(l)$	44
Tableau IV. 7: Sollicitations dus aux chargement $A(l)$	44
Tableau IV. 8 : L'effort de freinage de $A(l)$	44
Tableau IV. 9: Coefficient de majoration dynamique du système B_c	45
Tableau IV. 10: Moment fléchissant sous charge B_c	46
Tableau IV. 11: Effort tranchant sous charge B_c	46

Tableau IV. 12: Coefficient de majoration dynamique du système Bt.....	47
Tableau IV. 13: Moment fléchissant sous charge Bt.....	47
Tableau IV. 14: Effort tranchant sous charge Bt.....	48
Tableau IV. 15: Coefficient de majoration dynamique du système Br	48
Tableau IV. 16 : Moment fléchissant sous charge Br.....	48
Tableau IV. 17: Effort tranchant sous charge Br.....	49
Tableau IV. 18: Coefficient de majoration dynamique du système Mc120	49
Tableau IV. 19: Moment fléchissant sous charge Mc120	50
Tableau IV. 20: Effort tranchant sous charge Mc120	50
Tableau IV. 21: Moment fléchissant sous charge D240.....	51
Tableau IV. 22: Effort tranchant sous charge D240.....	51
Tableau IV. 23: Effort tranchant sous St	52
Tableau IV. 24: Moment fléchissant sous St.....	52
Tableau IV. 25: Récapitulatif des moments fléchissant dus aux surcharges en KN.m	52
Tableau IV. 26: Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges en KN	52
Tableau IV. 27: Positions actives des poutres	53
Tableau IV. 28 : Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement A(l) pour une voie chargée	57
Tableau IV. 29: Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement A(l) pour deux voies chargées	58
Tableau IV. 30: Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement Bc pour une voie chargée	59
Tableau IV. 31: Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement Bc pour deux voies chargées	59
Tableau IV. 32: Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement Mc120.....	60
Tableau IV. 33 : Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement D240	60
Tableau IV. 34: Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement.....	60
Tableau IV. 35: Combinaisons de charge des moments fléchissant en (KN.m)	61
Tableau IV. 36: Combinaisons de charge des efforts tranchants en (KN)	62
Tableau IV. 37: Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques.....	62

CHAPITRE V :

Etude De La Précontrainte

Tableau V. 1: Caractéristiques géométrique	63
Tableau V. 2: Données de dimensionnement de la précontrainte	64
Tableau V. 3: Moments fléchissant et efforts tranchants de calcul	64
Tableau V. 4: Calcul de PMIN	65
Tableau V. 5: Détermination du nombre de câbles	65
Tableau V. 6: Caractéristiques relatives aux quatre phases de vérification des contraintes.....	65
Tableau V. 7: Résultats de vérification des contraintes.....	66
Tableau V. 8: Tracé des câbles.....	67
Tableau V. 9 : Caractéristiques du tracé des câbles	68
Tableau V. 10: pertes par frottements pour $x=L/4$	70
Tableau V. 11: pertes par frottements pour $X=L/2$	70
Tableau V. 12 : Pertes par recul d'ancrage.....	71
Tableau V. 13 : Pertes par déformation instantanée du béton	71
Tableau V. 14 : Pertes par retrait du béton.....	72
Tableau V. 15: Pertes par relaxation des aciers.....	72
Tableau V. 16 : Pertes par fluage du béton.	73
Tableau V. 17 : Valeurs des pertes totales	73
Tableau V. 18: limitation des contraintes.....	74
Tableau V. 19 : caractéristiques nettes des sections.....	74
Tableau V. 20 : caractéristiques de chaque phase de vérifications	75
Tableau V. 21: Vérification des contraintes normales phase 01 et 02.....	75
Tableau V. 22: Vérification des contraintes normales phase 03 et 04.....	76
Tableau V. 23 : Vérification de la contrainte tangentielle.....	77
Tableau V. 24 : Détermination l'angle β_u	78
Tableau V. 25: Détermination de la section d'armature.....	78

CHAPITRE VI : Etude Du Tablier

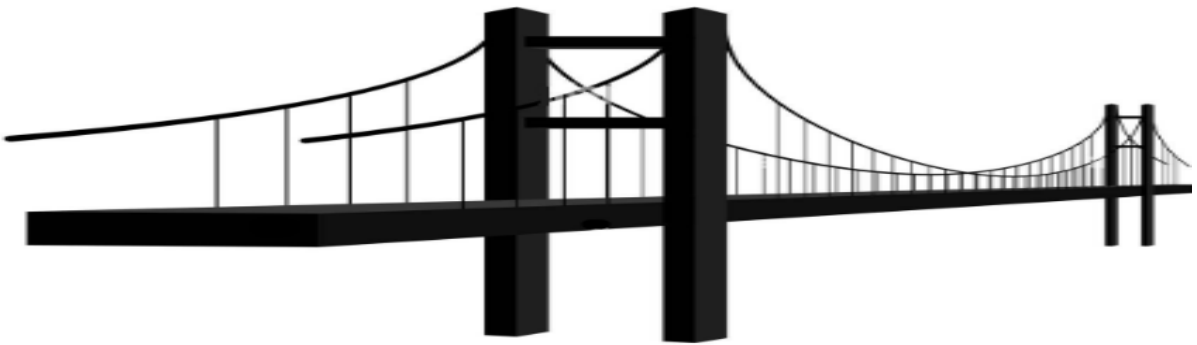
Tableau VI. 1: Moment max à L'ELS..... 84
Tableau VI. 2: Ferrailage transversal 84
Tableau VI. 3: Ferrailage longitudinale 84

CHAPITRE VII : Etude Sismique Et Equipements Du pont

Tableau VII. 1 : Dimensions de l'appareil d'appui 88
Tableau VII. 2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis..... 89
Tableau VII. 3 : Raideurs dynamiques transversale des appuis 89
Tableau VII. 4: Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui 91
Tableau VII. 5: Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui 92
Tableau VII. 6: Modes propres..... 94

CHAPITRE VIII : Etude De l'infrastructure

Tableau VIII. 1: Implantations des piles 100
Tableau VIII. 2: Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée 101
Tableau VIII. 3: Combinaisons des efforts à L'ELS 101
Tableau VIII. 4: Evaluations des efforts à L'ELU 102
Tableau VIII. 5: Tableau récapitulatif des sollicitations 103
Tableau VIII. 6: Ferrailage du chevêtre 104
Tableau VIII. 7: Actions sismiques 106
Tableau VIII. 8: Combinaisons des directions 106
Tableau VIII. 9: Effort provenant du tablier 106
Tableau VIII. 10: Combinaisons d'actions..... 107
Tableau VIII. 11: sollicitations max pour le fut 107
Tableau VIII. 12: Evaluation des actions sismiques..... 108
Tableau VIII. 13: Combinaisons des directions 108
Tableau VIII. 14: Effort provenant du tablier 108
Tableau VIII. 15: Combinaisons des actions..... 109
Tableau VIII. 16: sections de ferrailage transversal de la semelle (méthode des bielles) 110
Tableau VIII. 17: Ferrailage de la semelles (sections minimales RPOA)..... 110
Tableau VIII. 18: Vérification du poinçonnement et du soulèvement des pieux 111
Tableau VIII. 19: Sollicitations en tête du pieux..... 111
Tableau VIII. 20: Dimensions des différents éléments de la culée 113
Tableau VIII. 21: Évaluations des efforts statiques de la culée 114
Tableau VIII. 22: Combinaison des efforts 114
Tableau VIII. 23: Evaluations des efforts statiques sur mur frontal..... 115
Tableau VIII. 24: Sollicitations plus défavorables 116
Tableau VIII. 25: valeurs de M_p/K Selon h 117
Tableau VIII. 26: Combinaison d'actions sur le MGG 117
Tableau VIII. 27: Charges agissantes sur la dalle de transition..... 118
Tableau VIII. 28: Efforts max sollicitant la dalle de transition 118
Tableau VIII. 29 : Moment max du mur en retour à L'ELU et à L'ELS 121



INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Un pont est un ouvrage destiné à mettre en communication deux points séparés par un obstacle (voie de communication, cours d'eau en particulier), il représente un élément de développement économique primordial.

Grâce à son invention que l'homme a permis l'accès à des zones restées jusqu'à la inaccessibles étendant par la même occasion, le champ et l'espace de ses activités commerciales et touristiques.

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

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

L'objectif est de déterminer, du point de vue technique et économique, le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Le pont est composé de deux parties principales

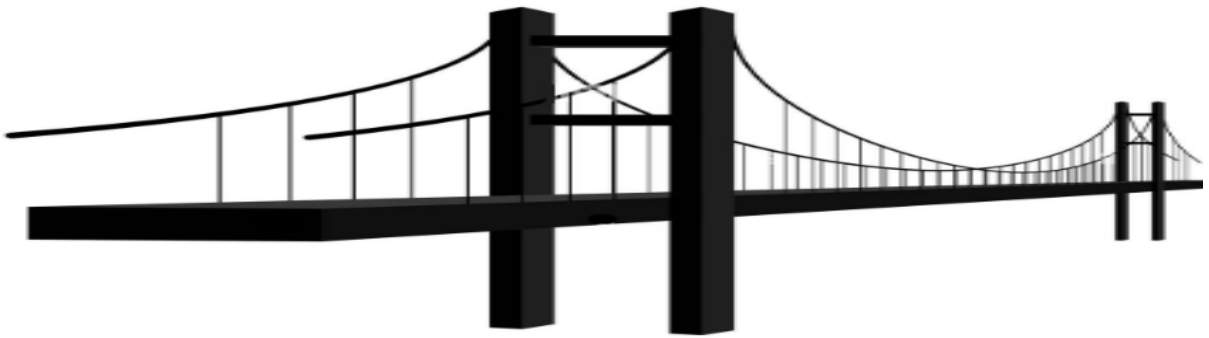
- **Superstructure** : C'est l'ensemble constitué par ce qui est situé au-dessus des appareils d'appuis ou "TABLIER"
- **Infrastructure** : C'est l'ensemble constitué par ce qui est situé en dessous des appareils d'appuis, il se compose de la "CULEE" appui de rive, la "PILE" appuis intermédiaires et les "FONDATIONS".

L'objet du présent mémoire est la conception et l'étude d'un Viaduc d'une longueur de 167m situé à Médéa, et qui fait partie du projet du contournement sud de la ville de Médéa.

Le travail effectué s'articule autour de ces axes principaux :

- ❖ Présentation générale du projet ainsi que l'ensemble des données nécessaires à la conception, L'évaluation des charges et surcharges et des hypothèses de calcul.
- ❖ La proposition et le dimensionnement de variantes et l'établissement d'un devis et d'une analyse multicritères.
- ❖ L'étude de la superstructure ainsi que le dimensionnement de l'ensemble des composantes du tablier suivi des vérifications qui en découlent.
- ❖ L'étude de l'infrastructure en fonction des caractéristiques du sol.
- ❖ Une conclusion générale qui clôture le mémoire.

CHAPITRE I



DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

Le pont est un ouvrage en élévation, construit in-situ, permettant à une voie de circulation (voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ...etc.

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose d'un certain nombre d'informations et de données concernant l'ouvrage en question ainsi que sur son emplacement, tous ces renseignements sont nécessaires et indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions, ces derniers doivent donc être définis au préalable et c'est ce qui va faire l'objet de ce présent chapitre.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.2.1. OBJECTIF DU PROJET

Le travail présent porte sur la conception et l'étude d'un ouvrage d'art, l'étude du plan de développement routier à montrer, après avoir effectué une démarche portant sur la connaissance des trafics, l'importance du réseau routier de la wilaya de Médéa. D'où on signale la nécessité de l'aménagement avec des capacités supérieures à l'actuel réseau.

Ce projet prend naissance au niveau giratoire de la RN1, il se termine au niveau de l'intersection avec la RN18, et pour objet de redistribuer l'existant trafic, afin d'améliorer le niveau de service de la route et donner de meilleures conditions de circulation aux usagers.

Donc Il a été jugé nécessaire de construire 11 ponts routes ainsi que d'autres ouvrages sur une longueur de 15km permettant l'aboutissement du projet, en l'occurrence notre pont fait partie de ces ouvrages.



Figure I. 1: Vu aérienne de l'itinéraire du projet

I.2.2. SITUATION DU SITE

L'ouvrage en question est construit au niveau du croisement du CW 238 avec le contournement sud, à partir du PK=10+653.905 jusqu'au PK=10+820.305

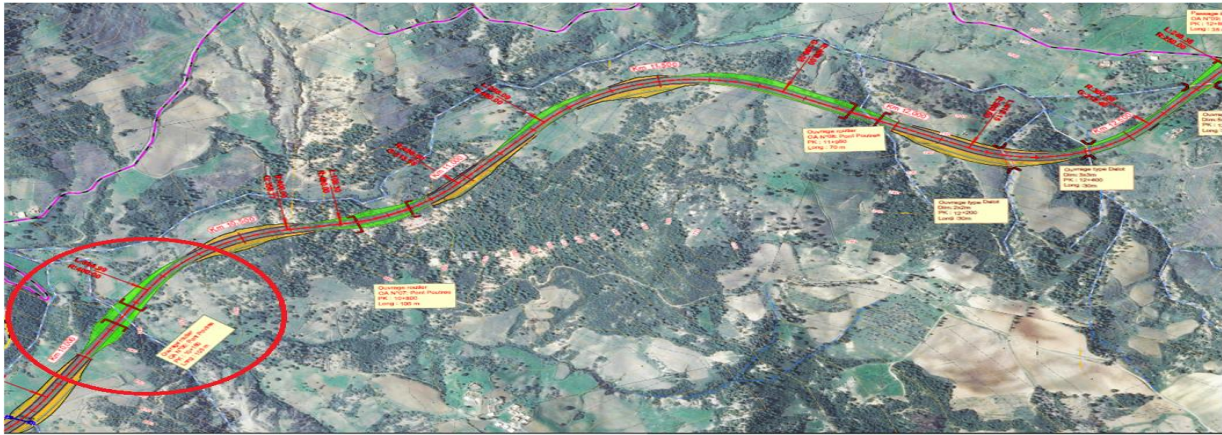


Figure I. 2: Vu en plan de l'ouvrage

I.2.3. L'OBSTACLE À FRANCHIR

L'obstacle franchi par le pont représente une vallée d'une hauteur moyenne de 10m, sans présence d'eau ni d'autres structures.

I.3. LES DONNEES DU PROJET

I.3.1. LES DONNÉES FONCTIONNELLES

Les données fonctionnelles sont les caractéristiques qui permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage de franchissement. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont les trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie d'une voie.

I.3.1.1. TRACÉ EN PLAN

L'ouvrage est un pont droit d'une longueur de 170m et de largeur de 23,5m

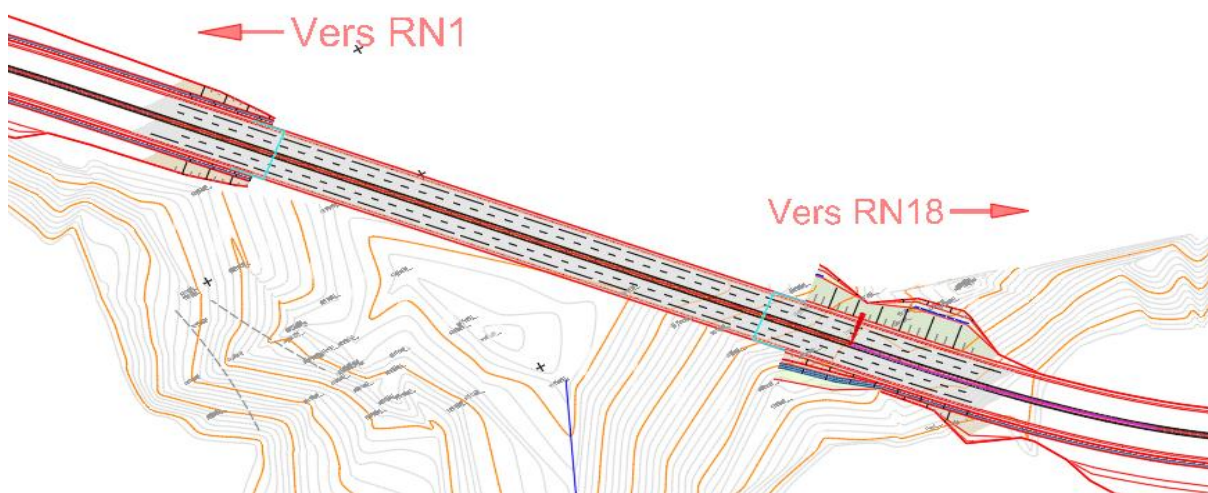


Figure I. 3: Tracé en plan

I.3.1.2. PROFIL EN LONG

Longitudinalement, le tracé de la ligne présente les caractéristiques suivantes :

- Ligne droite d'une pente de $P=-6\%$ du PK 10+653.905 au PK 10+820.305
- L'ouvrage est droit et ne donne naissance à aucun rayon le long de l'ouvrage

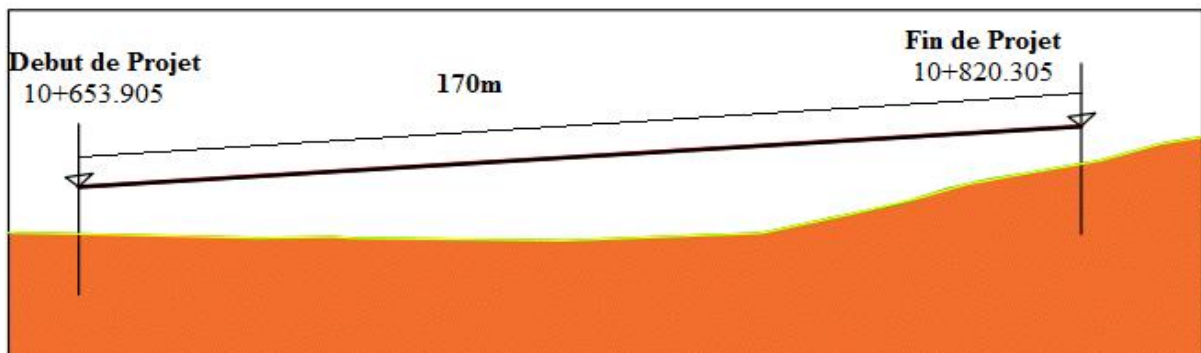


Figure I. 4 : Profil en long

I.3.1.3. PROFIL EN TRAVERS

Le profil en travers de la voie portée par l'ouvrage est défini par l'ensemble des éléments suivants :

- La largeur totale du tablier est de 11.75 m.
- Chaussée de deux voies de 3 m, $L_r=9,5m$
- Deux trottoirs (un de 0.75m et un autre de 1.5m)
- La pente du versant est de 2.5 %.
- une corniche
- Deux glissières de sécurité
- Deux gardes corps.

Dans cet ouvrage on a une symétrie entre les deux sens

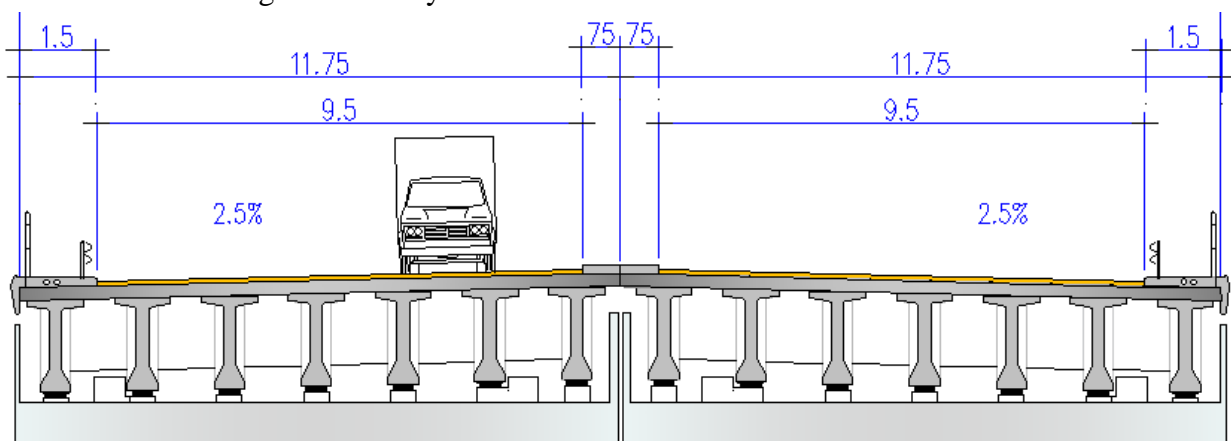


Figure I. 5: Profil en travers

I.3.2. LES DONNÉES NATURELLES

I.3.2.1. TOPOGRAPHIE

Notre ouvrage se situe dans une zone rurale qui se caractérise par une topographie plus au moins plate.

I.3.2.2. GÉOTECHNIQUE

La reconnaissance des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration de la zone à étudier. Elle doit ensuite donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche, pour cela deux techniques ont été utilisées :

- ✓ Les essais in-situ proprement dits.
- ✓ Les prélèvements d'échantillons en vue de leurs analyses au laboratoire.

La première technique permet d'aller solliciter la matière dans son milieu naturel et s'affranchir en grande partie du remaniement inévitable avec les échantillons.

La seconde technique se base sur les sondages ou forages et permet d'aboutir après une analyse au laboratoire à la détermination des propriétés physiques et mécaniques du sol. Sur la base des résultats de la première phase et l'analyse de la documentation recueillie, et dans l'objectif de caractériser les unités géologiques recensées, le laboratoire a effectué les travaux de reconnaissances suivantes :

- ✓ 25 sondages carottés avec prélèvements d'échantillons.
- ✓ 90 essais au pénétromètre dynamique lourd.
- ✓ Les essais de laboratoire.

➤ ESSAIS IN -SITU

• Sondage carotté :

Les coupes de sondages permettront d'établir une coupe géotechnique « toit du substratum, profondeur et nature des couches rencontrées » (**voir L'annexe B**).

• Pénétromètre dynamique :

L'essai de pénétromètre dynamique est un essai de reconnaissance préliminaire et qualitative pour un chantier important, permettant de déterminer la résistance en pointe « Rp » après battage et d'en déduire par conséquent la capacité portante « qd » d'une fondation.

L'essai est très utile pour :

- L'estimation de la résistance en pointe.
- La spécification de l'outil d'attaque (de creusement).
- Situer le toit d'un substratum rocheux.
- Définir l'aptitude du terrain à recevoir l'ouvrage (la construction).

(Les résultats des essais sont en l'annexe B).

➤ ESSAIS DE LABORATOIRE :

• Essais de cisaillement :

L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé, non drainé (Uu), qui est un essai à court terme, a donné les résultats suivants :

- C : Cohésion (Kg / cm²)
- ϕ : Angle de frottement interne (°).

Tableau I. 1 : Essais de cisaillement

Sondage	Profondeur (m)	Essai de cisaillement	C(Kg/cm ²)	ϕ °
SC01	3.00-3.50	CD	1.19	27.18
	14.70-15.00	CD	0.65	12.27

➤ **Sismicité du site**

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

❖ **Classification de la zone sismique : d'après l'article 3.1.1 du RPOA2008**

La carte de zonage sismique (figure 3.1 du RPOA), révèle l'appartenance de la région de Médéa à la zone IIa.

❖ **Classification du pont : d'après l'article 2.2 du RPOA2008**

Selon la norme citée les ponts franchissant ou longeant de grandes liaisons d'aménagement du territoire sont classés dans le groupe 2, à savoir des ponts importants.

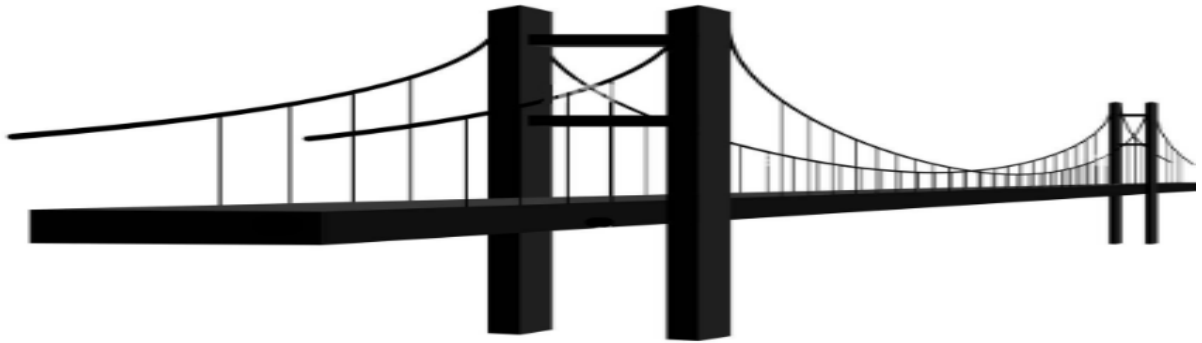
❖ **Coefficient d'accélération de zone « A » : d'après l'article 3.1.2 du RPOA2008**

Le coefficient d'accélération de zone « A » est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Selon le tableau 3.1 du RPOA2008, ceci correspond à $A = 0.20$.

I.4. CONCLUSION

L'étude du site d'implantation de l'ouvrage est une étape cruciale, il faut bien considérer l'environnement et les obstacles à franchir (les données naturelles et fonctionnelles) avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage lui-même.

CHAPITRE II



HYPOTHESES DE CALCUL

II.1. INTRODUCTION

Les charges appliquées sur la structure et le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous définirons et évaluerons les différents matériaux de construction, ainsi que les charges à appliquer lors du calcul de notre viaduc.

II.2. NORMES ET LES REGLES DE CALCUL

L'objet fondamentale d'un règlement est d'étudier des prescriptions qui permettant de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour le rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part sûre et d'autre part économique.

Les normes et les règlements applicables sont les normes algériennes, françaises et les Cahiers des Clauses Techniques Générales CCTG, ainsi que les dossiers pilotes du SETRA. Les textes et règlements principaux utilisés sont :

❖ **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 éprouves des Ponts routes.

❖ **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

❖ **Eurocode 08** : Conception Et Dimensionnement Des Structures Pour leur Résistance Aux Séismes

❖ **Fascicule 62 -Titre 5 du CCTG** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des Ouvrages de génie civil.

II.3. CARACTERSTIQUE DES MATERIAUX

II.3.1. BÉTON

Le béton est une pierre artificielle obtenue par durcissement d'un mélange du ciment, sable, gravier, eau, air et éventuellement de produits d'addition (adjuvant) suivant le respect des normes (dosage).

II.3.1.1. CLASSE ET RÉSISTANCE DU BÉTON :

Tableau II. 1: Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
f_{t28} (MPa)	2.7	2.2

Avec : $f_{t28}=0,6+0,06 f_{c28}$

La résistance caractéristique obtenues à 'j' jour est donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{MPa} \\
 F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa}
 \end{array} \right.$$

II.3.1.2. CONTRAINTES ADMISSIBLES À LA COMPRESSION :

➤ **À L'ELU :**

La contrainte admissible à la compression à l'ELU (f_{bu}) est donnée par la formule suivante : (BAEL91)

$$f_{bu} = \frac{(0.85 \times f_{cj})}{(\theta \times \gamma_b)} \quad (\text{MPa})$$

Le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{ll}
 \theta = 1 & \text{si } t > 24\text{h} \\
 \theta = 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24\text{h} \\
 \theta = 0.85 & \text{si } t < 1\text{h}
 \end{array} \right.$$

➤ **À L'ELS :**

La contrainte admissible à la compression à l'ELS (f_{bc}) est donnée par la formule suivante : $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ (MPa)

Tableau II. 2: Contraintes admissibles à la compression du béton utilisé

Etat limite	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	$\gamma_b = 1.5$, Situation durable
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	19.83	15.30	$\gamma_b = 1.5$, Situation transitoire
ELU		$\gamma_b = 1,15$	25.87	19.96	
ELS	F_{bc} (MPa)		21.00	16.20	$\gamma_b = 1.15$, Situation accidentelle

II.3.1.3. DÉFORMATION DU BÉTON

➤ **Déformation longitudinale :**

Selon le règlement BAEL on a :

Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Module de déformation différée (longue durée >24h) :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$$

➤ **Déformation transversale :**

Selon la loi de Hook, la déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

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

ν étant le coefficient de poisson qui représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension

longitudinale. Tel que :

$$v=0.2 \quad \text{à L'ELS}$$

$$v=0 \quad \text{à L'ELU}$$

Tableau II. 3 : Modules de déformation du béton utilisé

Superstructure		Infrastructure	
Eij (MPa)	Evj (MPa)	Eij (MPa)	Evj (MPa)
37619,47	12539,82	34179,56	11393,19

II.4. ARMATURES

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs.
- Les aciers actifs.

II.4.1. ARMATURES PASSIVES

L'armature passive c'est l'ensemble d'éléments qu'on incorpore dans le béton pour augmenter sa résistance à la traction.

L'acier utilisé pour le ferrailage des éléments structuraux à la caractéristique suivante

- **Nuance:** FeE 500 \Leftrightarrow Fe = 500 MPA
- **Adhérence d'acier :** Haute Adhérence (HA)
- **Module d'élasticité :** Es = 210 000 MPA
- **Contraintes admissibles :**

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des contraintes admissibles selon le B.A.E.L :

Tableau II. 4: Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure (MPa)	Infrastructure (MPa)
Peu nuisible	fe/γs	Durable γs= 1,15	434.78	434.78
		Accidentelle γs= 1	500.00	500.00
Préjudiciable	$\max \{0,5 \times fe; 10\sqrt{\eta} \times ftj\}$ η =1,6 (HA)		250.00	250.00
Très préjudiciable	$\max \{0,4 \times fe; 88\sqrt{\eta} \times ftj\}$ η =1,6 (HA)		200.00	200.00

II.4.2. ARMATURES ACTIVES

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.

Les armatures de précontraintes choisies sont constituées de torons **12T15 TBR** (très basse relaxation) qui présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\,770$ MPa.
 - Limite élastique : $f_{peg} = 1\,416$ MPa.
 - Module d'élasticité : $E_p = 190\,000$ MPa.
 - Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron} = 140$ mm².
 - Section d'un câble :
 - 12T15 → $A_p = 1\,680$ mm².
 - Diamètre du gain : $\Phi = 80/100$ mm.
 - Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5$ %.
 - Coefficient de recul d'encrage : $g = 2$ mm.
- **Classe de justification de la précontraintes :**
 Classe II la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

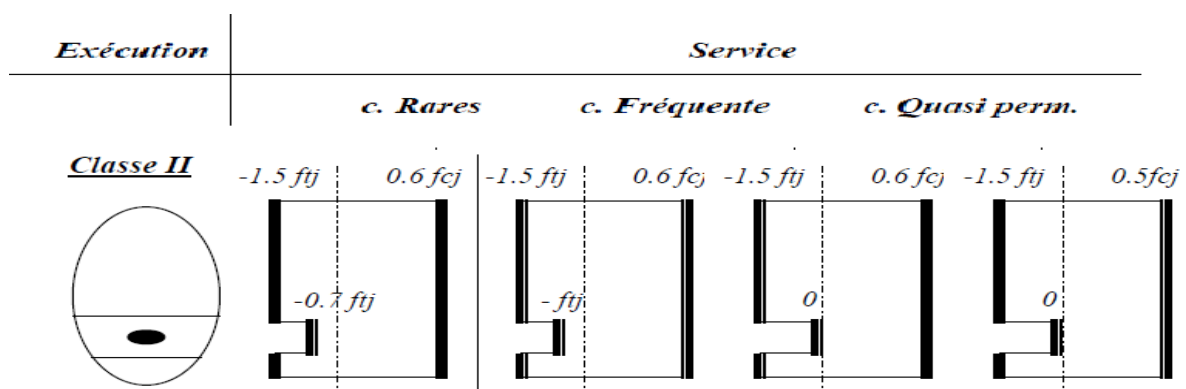


Figure II. 1: Limitation des contraintes des sections en BP

II.5. EVALUATION DES ACTIONS

II.5.1 ACTIONS HORS TRAFIC

II.5.1.1. ACTIONS PERMANENTES (CP)

Les charges permanentes sont les charges appliquées par les éléments porteurs de la structure, elles se définissent par leur poids propre. Le calcul de ces charges se fait automatiquement avec un logiciel de calcul de structure. Sachant que les poids volumiques des matériaux donnés par les normes sont :

- Béton armé : 25 kN/m³.
- Béton non armé : 24 kN/m³.
- Acier : 78.5 kN/m³.
- Remblai de sol compacté : 20 kN/m³.
- Terrain naturel : 18 kN/m³.

II.5.1.2. COMPLÉMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP)

Ce sont des éléments non porteurs et des installations fixes qu'on appelle accessoires ces éléments sont :

- Revêtement : son poids volumique est 24 kN/m³.
- Trottoirs : son poids volumique est 25 kN/m³.
- Corniche : son poids volumique est 25 kN/m³.
- Glissière de sécurité. 0.5kn/ml
- Garde-corps. 0.5kn/ml

II.5.2 ACTIONS DUES AUX TRAFICS

II.5.2.1.SYSTÈME DE CHARGE À CONSIDÉRER

Selon L'RCPR les surcharges de trafics considérer dans notre étude sont :

- Charges civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

II.5.2.2.CARACTÉRISTIQUES DU PONT

➤ Largeur roulable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures

➤ Largeur chargeable :

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 en existe.

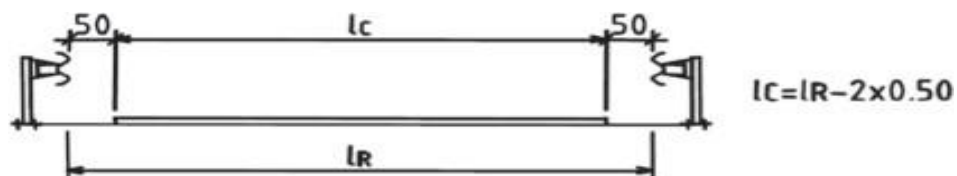


Figure II.2 : Largeur chargeable selon RCPR

➤ Classe du pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

- $L_r \geq 7.00$ m → Un pont de 1^{ère} classe.
- 5.50 m $\leq L_r \leq 7.00$ m → Un pont de 2^{ème} classe.
- $L_r \leq 5.50$ → Un pont de 3^{ème} classe.

La largeur roulable de notre pont est 9.5m donc on a un pont de classe 01.

➤ Le nombre voie :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par trois (3) de leur largeur chargeable :

On a deux glissières de sécurité donc La largeur chargeable de notre pont est :

$$L_c = 9.5 - 2 \times 0.5 = 8.5 \text{ m}$$

$$N = \left(\frac{L_c}{3} \right) \quad N = \left(\frac{8.5}{3} \right) = 2.83$$

Donc on a deux (2) voies de circulation.

➤ La largeur de voie :

$$L_v = \left(\frac{L_c}{N} \right) \quad L_v = \left(\frac{8.5}{2} \right) = 4.25 \text{ m}$$

II.5.2.3.SYSTÈME DE CHARGE A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} ; A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a1.A(l) \\ 4-0.002L \end{array} \right. \quad (\text{KN/m}^2)$$

D'après R.C.P.R → A = a1.a2.A(L)

D'après R.C.P.R: A = a1.a2.A(L)

Tableau II. 5 : Coefficient a1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

a2 = v0/v, v étant la largeur d'une voie v0=3.5 (pont de classe 01)

$$a2 = \frac{3.5}{4.25} = 0.82$$

II.5.2.4.SYSTÈME 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 de pont :

- 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 de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe

➤ Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR :

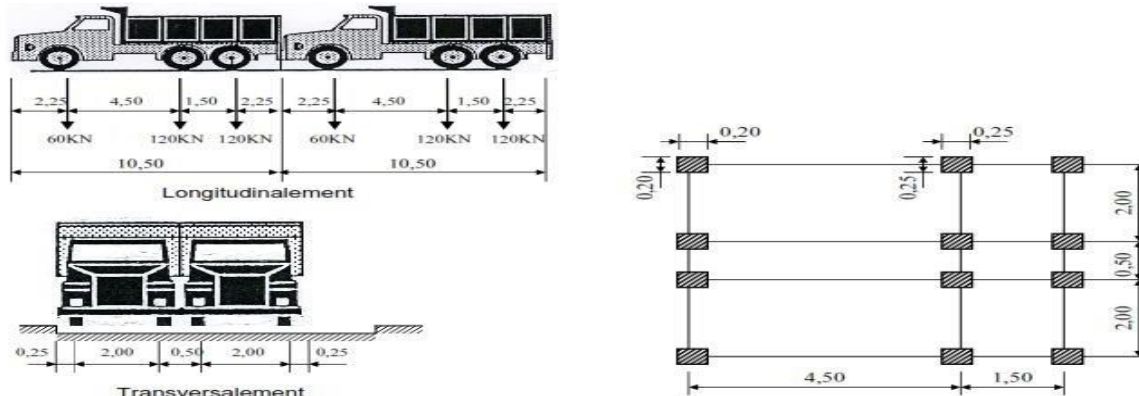


Figure II. 2: Système de chargement Bc

➤ Coefficients de majoration dynamique :

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

Tel que :

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge maximale de B.

La valeur de **S** à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient **Présenter** dans le tableau suivant :

Tableau II. 6 : Valeurs de bc

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

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

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

Nc : Nombre de camions

Pc : Poids du camion

Bc : Coefficient indiqué dans le tableau ci-dessus.

➤ **Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :**

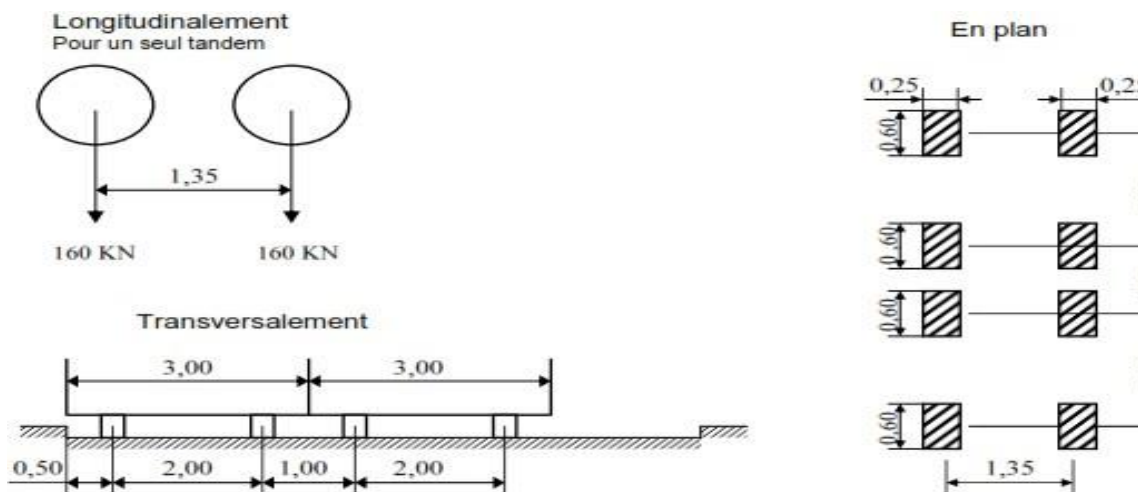


Figure II. 3: Système de charges Bt

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients **bt** suivants :

Tableau II. 7 : Valeurs de bc.

Classe de pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

➤ **Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR :**

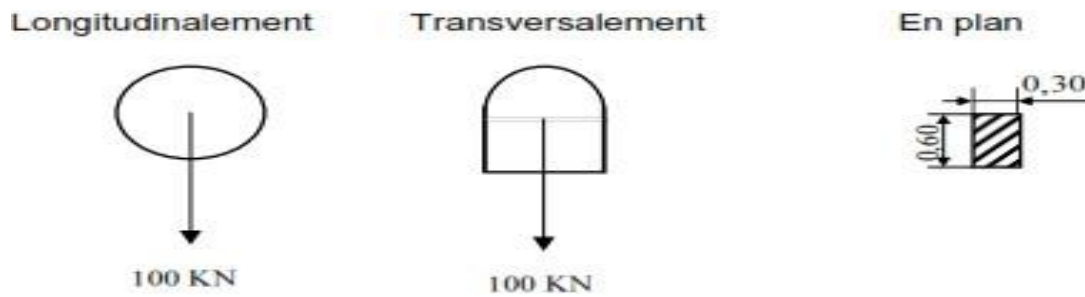


Figure II. 4: Système de chargement Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 kilonewtons. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0, 60 m et le côté longitudinal 0,30 m

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable

II.5.2.5.CHARGES MILITAIRES MC 120

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10m
- Largeur d'une chenille : 1,00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30,5m.

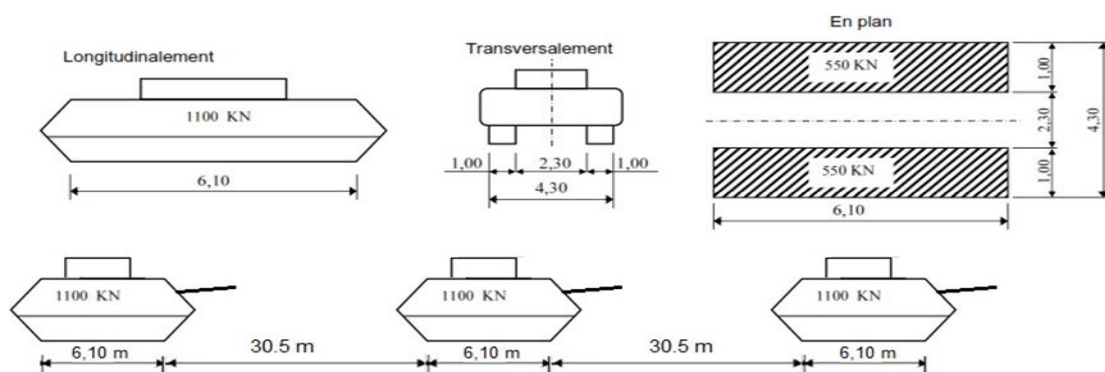


Figure II. 5: Convois de charge Mc 120

II.5.2.6.CONVOI EXCEPTIONNEL D240

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2 400 KN de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et 18.60m de long.

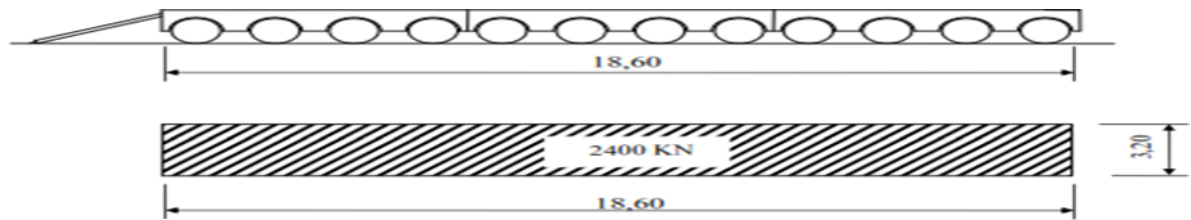


Figure II. 6: Système de chargement D 240

II.5.2.7. EFFORTS DE FREINAGE

➤ 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 300 KN.

➤ Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par

$$F = \frac{A.S}{20 + 0.0035 * S} \text{ (KN)}$$

S : surface chargée en (m²)

II.5.3. ACTION THERMIQUE

Il faut prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage qui admet une variation linéaire de température sur la hauteur de la section.

Selon les Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), on est classé dans l'Algérie du Nord (Climat tempéré) donc la température est entre +35° C et -15° C.

II.5.4. ACTION SISMIQUE

Les actions sismiques prises en compte seront conformes au RPOA. La classification de la zone sismique de l'ouvrage est traitée dans le chapitre précédent (zone IIa : sismicité moyenne).

II.5.5. ACTIONS ACCIDENTELLES

Les forces agissant sur l'ouvrage en cas d'un déraillement du matériel roulant sont considérées excentrées de ± 1.5 m de l'axe de la voie.

II.6. COMBINAISONS DES CHARGES

➤ Combinaison de charge à L'ELU fondamentale :

- 1.35G + 1.07 × 1.5 × (Bc + st) + 0.9T + 0.75ΔΘ
- 1.35G + 1.07 × 1.5 × (AL + st) + 0.9T + 0.75ΔΘ
- 1.35G + 1.07 × 1.5 × (Bt + st) + 0.9T + 0.75ΔΘ
- 1.35G + 1.07 × 1.5 × (Br + st) + 0.9T + 0.75ΔΘ
- 1.35G + 1.35 × D240 + 0.9T + 0.75ΔΘ

- $1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
- **Combinaison de charge à L'ELS rare :**
- $G + 1.2Bc + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
- $G + 1.2AL + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
- $G + 1.2Bt + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
- $G + 1.2Br + st + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
- $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
- $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

II.7.CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu définir les différentes hypothèses de calcul pour le calcul de notre pont ainsi que les chargements appliqués, en utilisant le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR) avec les sollicitations dues aux charges longitudinalement.

CHAPITRE III



CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION

La conception des ponts relève souvent d'une approche itérative, dans le but d'optimisation technico-économique de la structure, L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1. VARIANTE 01 : « PONT MIXTE A BI-POUTRE »

Les ponts métalliques "bipoutres mixtes" sont constitués de deux poutres métalliques en I, et une dalle en béton armé connectée. Le domaine d'emploi de ces ouvrages correspond aux portées de 25 à 110 mètres pour les travées continues, et de **25 à 90m** environ pour les travées indépendantes.

C'est, actuellement la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage.

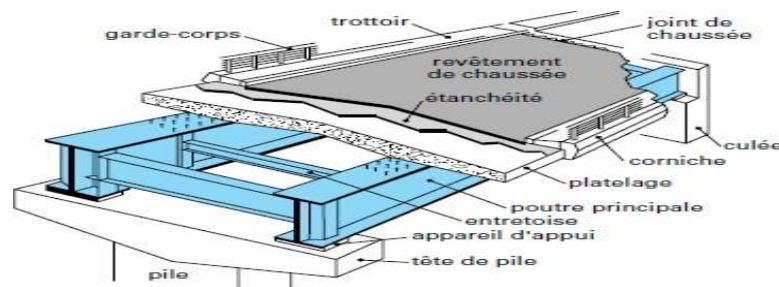


Figure III. 1: Morphologie générale d'un pont mixte bipoutre

III.2.1.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

Dans cette variante on propose de concevoir un pont bipoutre à hauteur constante, composé de deux travées principales de 50m de longueur et de deux travées de rive de 34m de longueur, de sorte que la longueur totale du pont soit égale à 168m.

III.2.1.2. CONCEPTION TRANSVERSALE

Le tablier de notre pont a une largeur de 11.75m appuyer longitudinalement sur les deux poutres, qui sont reliées transversalement par des entretoises tous les 06 à 08m.

$1.5 \text{ m} \leq a \leq 0.55 L \rightarrow$ On prend : $a = 6.4\text{m}$, Donc : $b = 2,67 \text{ m}$.

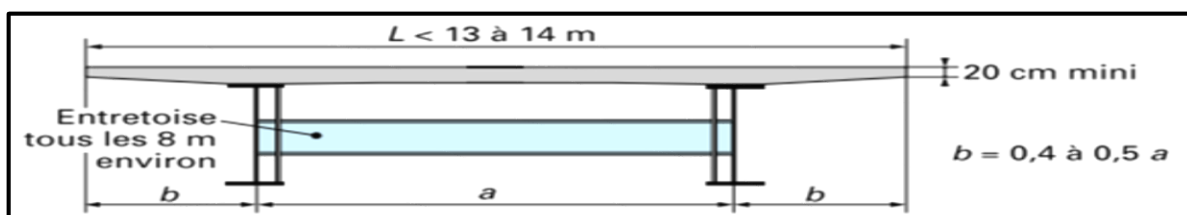


Figure III. 2: Coupe transversale d'un tablier bipoutre

III.2.1.3. CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES

Les poutres principales sont des profilés reconstitués soudés en forme I, le tableau ci-dessous récapitule tout le prédimensionnement de la poutre :

Tableau III. 1: Prédimensionnement des poutres métalliques

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
Épaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250mm
Hauteur de la poutre (HP)	$HP = L/25$	2000mm
Épaisseur de l'âme (t_w)	$t_w \geq 0,005 \times d$	40mm
Largeur semelle inférieure (b_i)	$400 \text{ mm} \leq b_i \leq 1300 \text{ mm}$	800mm
Largeur semelle supérieure (b_s)	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1300 \text{ mm}$	700mm
Épaisseur semelle inférieure (t_{wi})	$20 \leq t_i \leq 150$	50mm
Épaisseur de la semelle supérieure (t_{ws})	$20 \leq t_s \leq 150$	40mm

III.2.1.4. CONCEPTION DES ENTRETOISES

Tableau III. 2: Prédimensionnement des entretoises

Éléments	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	200
Épaisseur de la semelle t_f	20
Épaisseur de l'âme t_w	10

III.2.1.5. CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER

La nuance est constituée de la lettre S (pour acier de construction métallique) suivie de la limite élastique en N/mm² (355, 420, 460). Cette dernière est celle des tôles dont l'épaisseur est la plus faible de la gamme, la limite élastique diminuant légèrement avec l'épaisseur.

Les éléments longitudinaux de la majorité des ouvrages sont entièrement réalisés avec des aciers de nuance S355.

III.2.1.6. LA CONNEXION ENTRE LA DALLE ET LA CHARPENTE MÉTALLIQUE

La connexion entre la dalle et la charpente sera assurée par l'intermédiaire des connecteurs (goujons) pour empêcher le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport aux poutres.

III.2.1.7. PRÉDIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURES

Les piles et les culées sont des éléments porteurs principales du pont leurs rôles c'est d'assurer la transmission des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation et aussi supporter le poids du pont.

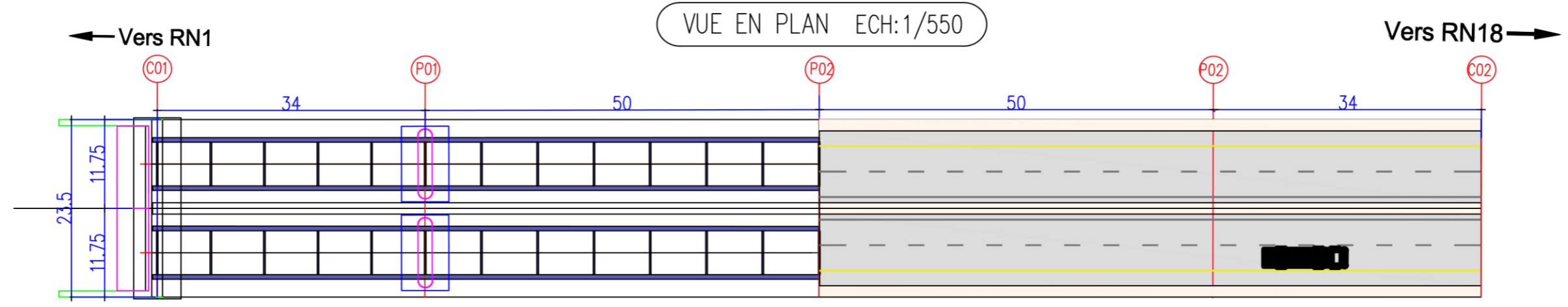
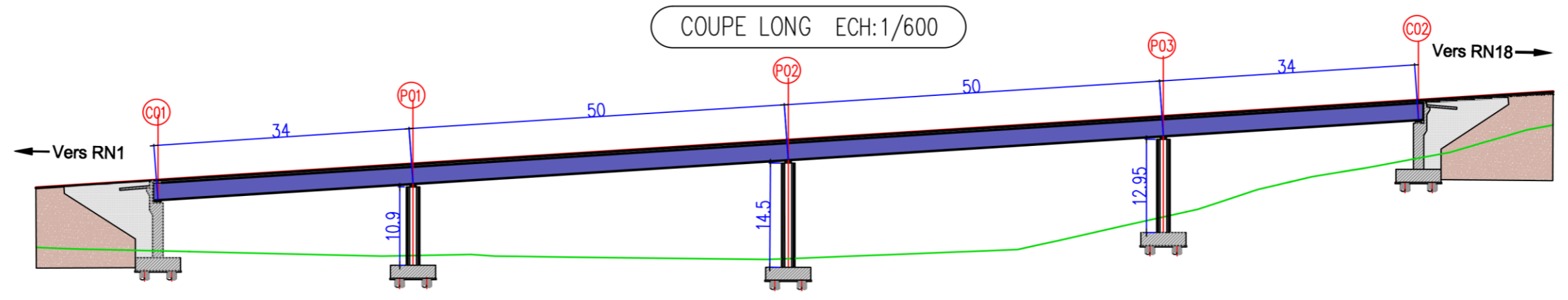
Les tableaux ci-dessous recapitules le prédimensionnement des piles et des culées selon le guide SETRA :

Tableau III. 3: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles variante 01

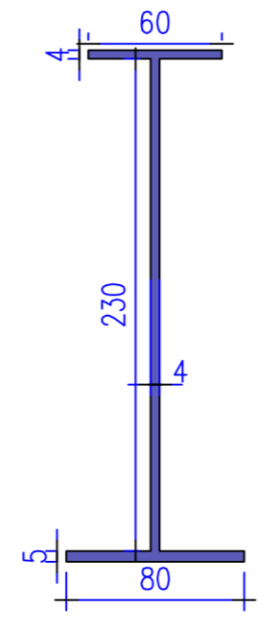
Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile	Largeur	1.80	
	Longueur	9.00	
	Hauteur	$H_{P1} = 10.90$ $H_{P2} = 14.45$ $H_{P3} = 12.95$	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	10.00	
	Hauteur	1.80	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	6	
	Profondeur	10	
	Entraxe	3.80	

Tableau III. 4: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées variante 01

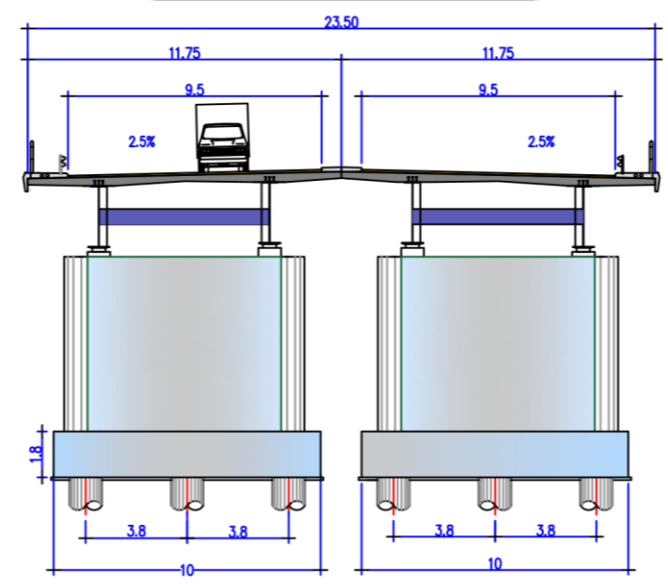
Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	$H_{C1} = 8.00$ $H_{C2} = 6.83$	
	Longueur	11.75	
	Épaisseur	1.75	
Mur enretour	Épaisseur	0.6	
Murgarde grève	Hauteur	2.45	
	Épaisseur	0.40	
Semelles	Largeur	6.0	
	Longueur	12.00	
	Hauteur	1.80	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	12	



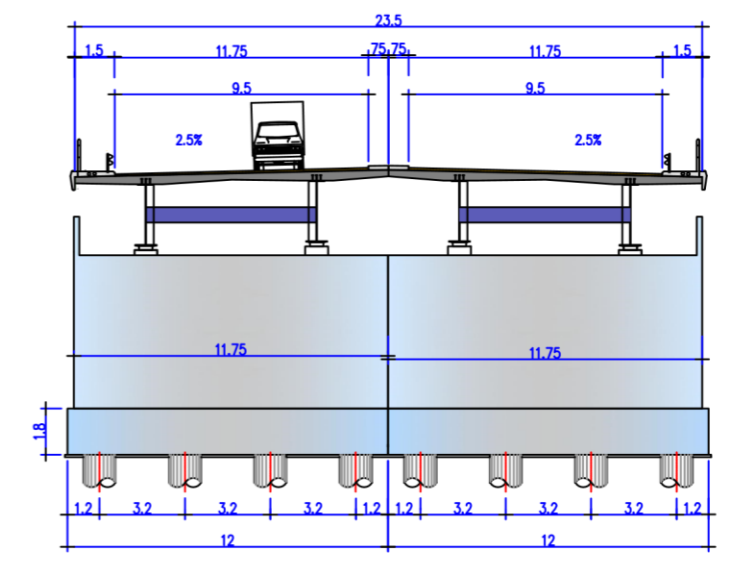
COUPE PRS ECH:1/30



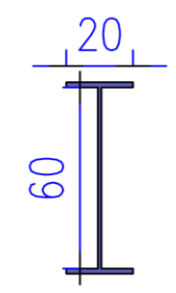
COUPE SUR PILE ECH:1/250




COUPE SUR CULEE ECH:1/250



IPE600 ECH:1/20



Realisé par	Projet de Fin d'étude	Chapitre III	Variante N°2	N° Planche	Page	
Abdelouahad youcef Boukrid younes	Conception et etude d'un viaduc N°6 de Medea du PK=10+653.905 jusqu'au PK=10+820.305	Conception et predimensionnement	Pont a poutre en beton precontraint-type VIPP	1/1	20	

III.2.2. VARIANTE 02 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place »

Le pont en encorbellement successif consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé « Voussoir ». Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte, le tronçon devient autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant, lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un Fléau.

III.2.2.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

Dans cette variante on propose de concevoir un pont voussoir à hauteur variable, composé d'une travée principale de 76m de longueur et de deux travées de rive de 45.5m de longueur, de sorte que la longueur totale du pont soit égale à 167m.

➤ **Découpage des voussoirs :**

D'une manière générale il existe trois types de voussoirs : le Voussoir Sur Pile (VSP), le Voussoir de Clavage (VSC) et le Voussoir Courant (VC), comme le montre la figure ci-dessous :

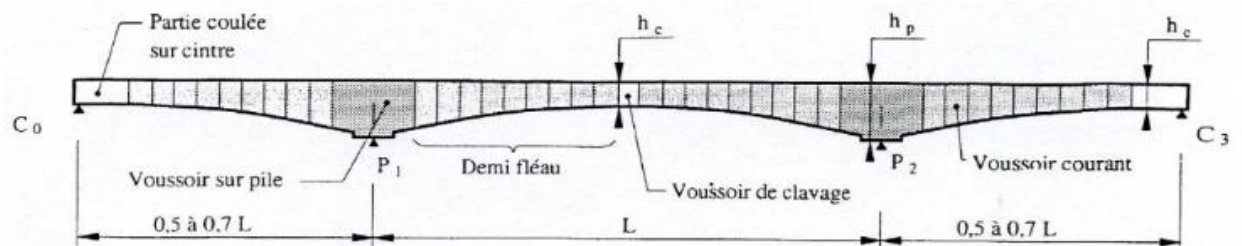


Figure III. 3 : Découpage des voussoirs

Le tableau ci-dessous contient les valeurs adoptées pour chaque voussoir :

Tableau III. 5: Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Description	Valeur retenu
Voussoirs sur piles (VSP)	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site généralement ils sont compris entre 7 et 10 m.	7 m
Voussoirs courants (VC)	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 5 m.	4.8 m
Voussoir de Clavage (VSC)	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 3 m.	1.8 m

En utilisant la répartition précédente, nous obtenons le nombre total des voussoirs : **N=35**

- 28 voussoirs courants.
- 03 voussoirs de clavage.

- 02 voussoirs sur piles.
- 02 voussoirs sur culée.

III.2.2.2. Conception transversale :

➤ **Prédimensionnement de la section transversale :**

Selon le guide SETRA, Pour des largeurs du tablier inférieures à 20m comme notre ouvrage (11.75m) la solution la plus économique c'est d'utiliser un monocaisson simple.

Le tableau ci-dessous représente le prédimensionnement de notre section :

Tableau III. 6: Les dimensions des différentes composantes des voussoirs

Eléments		Ratio usuel	Valeur	Notations
Hauteur	VSP	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	500cm	
	VSC	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{1}{19}$	250cm	
Largeur		B	1175 cm	
C		B/4	293.75cm	
D		B - 2C	587.5cm	
e ₁		e ₁ ≥ 16 à 18 cm	25 cm	
e ₂		C/8 ≤ e ₂ ≤ C/7	45 cm	
e ₃		e ₃ > e ₂ - 10 cm et e ₃ > 1.5 e ₄	45cm	
e ₄		D/30 ≤ e ₄ ≤ D/25	25cm	
Inclinaison		10% ≤ β ≤ 30%	20%	
E _a		E _a ≥ 0.26 + L/500	45 cm	
E _p		35 < E _p < 80 cm	75 cm	
E _c		E _c ≥ 18 à 22 cm	30 cm	
Gousset supérieur		30° < α < 45°	45 °	
G. inférieur		30° < α < 45°	40 °	

III.2.2.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURES

Les tableaux ci-dessous recapitules le prédimensionnement des piles et des culées :

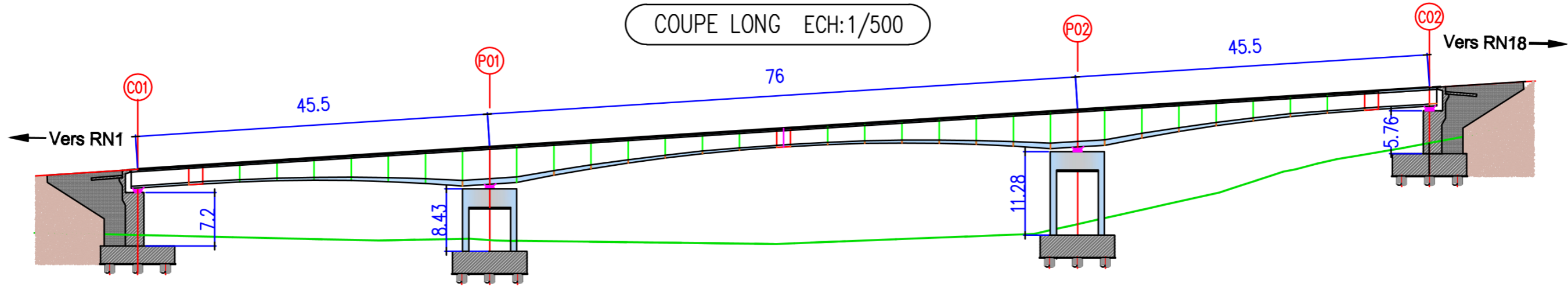
Tableau III. 7: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 02

Éléments		Dimensions (m)		Figure	
Voile	Largeur	4.60			
	Longueur	7			
	Hauteur	$H_{P1} = 8.43$ $H_{P2} = 11.28$			
Semelles	Largeur	9.60			
	Longueur	9.60			
	Hauteur	3.00			
Pieux	Diamètre	1.20			
	Nombre	9			
	Profondeur	10			
	Entraxe	3.60			

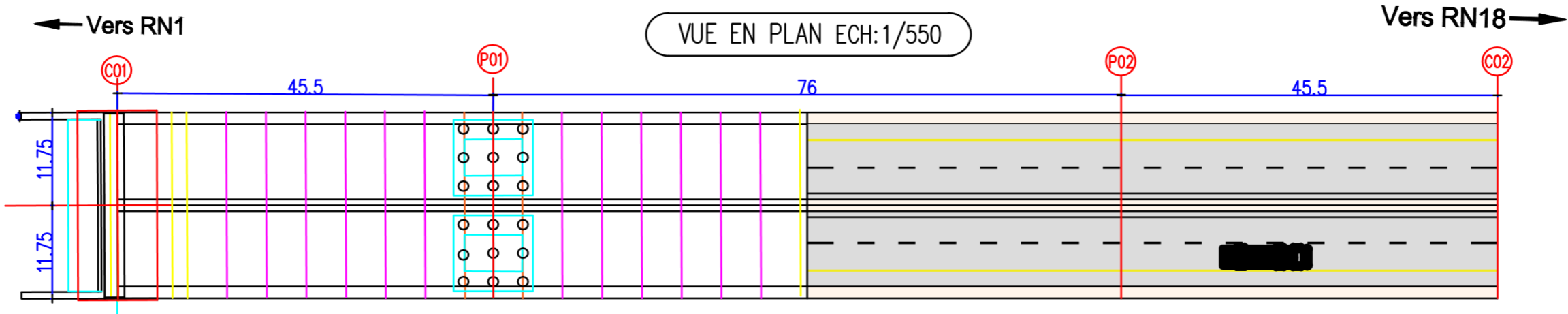
Tableau III. 8: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 02

Éléments		Dimensions (m)		Figure	
Mur frontal	Hauteur	$H_{C1} = 7.2$ $H_{C2} = 5.76$			
	Longueur	9.00			
	Épaisseur	2.40			
Mur en retour	Épaisseur	0.60			
Mur garde grève	Hauteur	3.20			
	Épaisseur	0.50			
Semelles	Largeur	9.60			
	Longueur	9.60			
	Hauteur	3.00			
Pieux	Diamètre	1.20			
	Nombre	9			
	Profondeur	12			
	Entraxe	3.60			

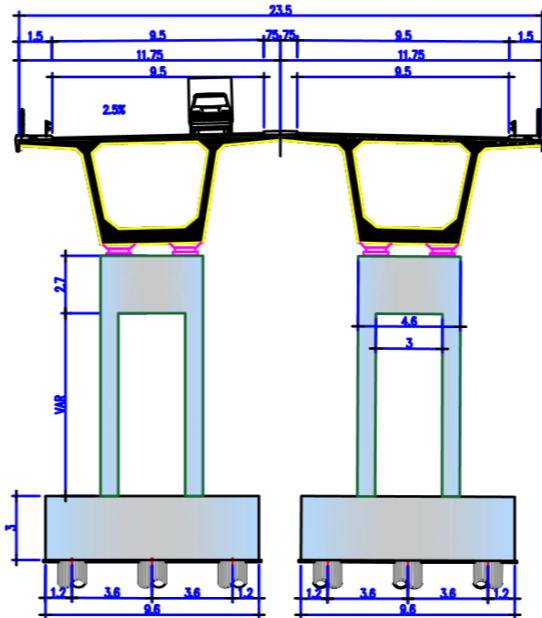
COUPE LONG ECH:1/500



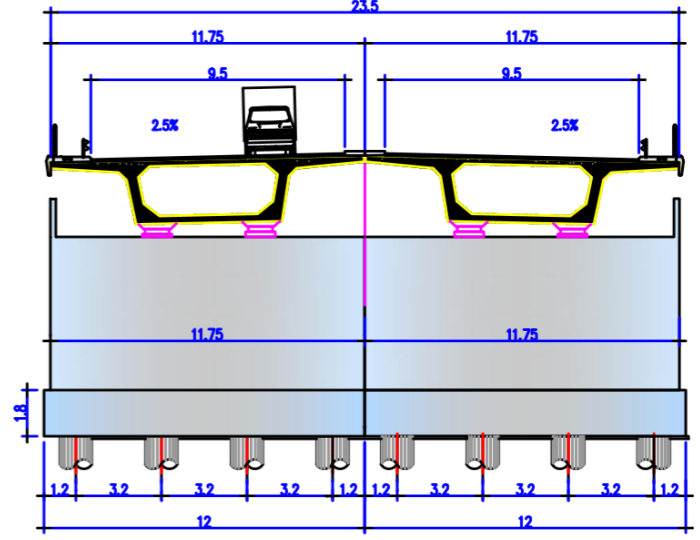
VUE EN PLAN ECH:1/550



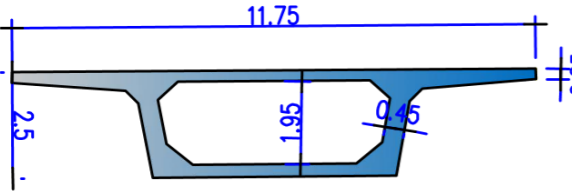
COUPE SUR PILE ECH:1/300



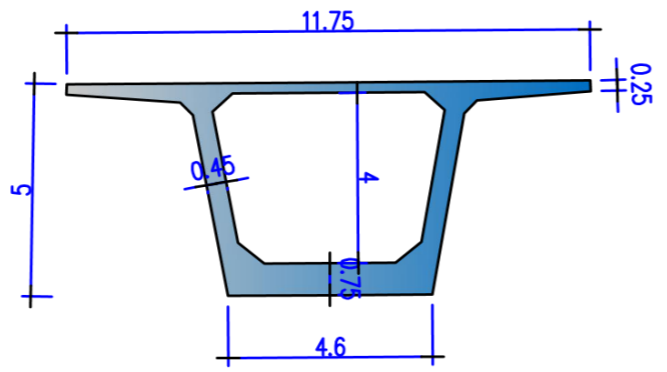
COUPE SUR CULEE ECH:1/250



COUPE SUR VSC ECH:1/50



COUPE SUR VSP ECH:1/50



Realisé par	Projet de Fin d'étude	Chapitre III	Variante N°2	N° Planche	Page
Abdelouahad youcef Boukrid younes	Conception et etude d'un viaduc N°6 de Medea du PK=10+653.905 jusqu'au PK=10+820.305	Conception et predimensionnement	Pont a poutre en beton precontraint-type VIPP	1/1	24



III.2.3. VARIANTE 03 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP »

Les ouvrages à poutres de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post – tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Ils ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée qui dépasse les 30 mètres et qui peuvent aller jusqu'à 50 mètres. Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, leur tablier est constitué de plusieurs poutres longitudinales.

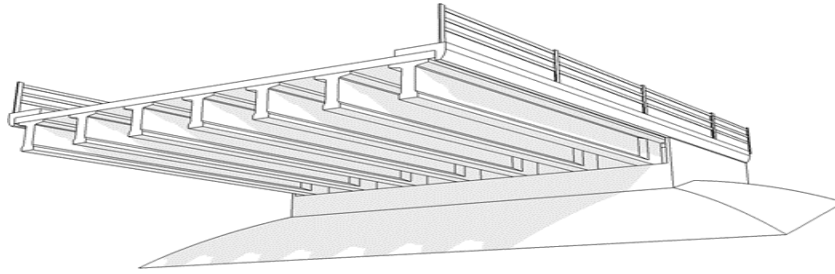


Figure III. 4: Morphologie d'un pont à poutres en béton précontraint

III.2.3.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

Pour cette variante, on propose un pont à poutres de type VIPP composé de Cinq travées de 34 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 170m.

III.2.3.2. CONCEPTION TRANSVERSALE

En utilisant le guide de conception SETRA [VIPP/1996] pour le dimensionnement des éléments de la variante 3 qui sont montré dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 9: Récapitulation du prédimensionnement de la variante 03

Éléments	Ration usuel	Valeur
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	1.80 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	2.05 m
Entraxe des poutres	$1.40\text{m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.70 m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	1.10 m
Entraxe des poutres de rives La	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	10.80 m
Nombre des poutres	$N = (La / \lambda) + 1$	7 poutres
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	13 cm
La largeur du talon	$L_t = (I \times L^2) / (H_t^2/K) ;$ Avec $1100 < K < 1300$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	15 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$30 \times 140 \text{ cm}^2$

III.2.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURE

➤ Prédimensionnement des piles / Guide SETRA

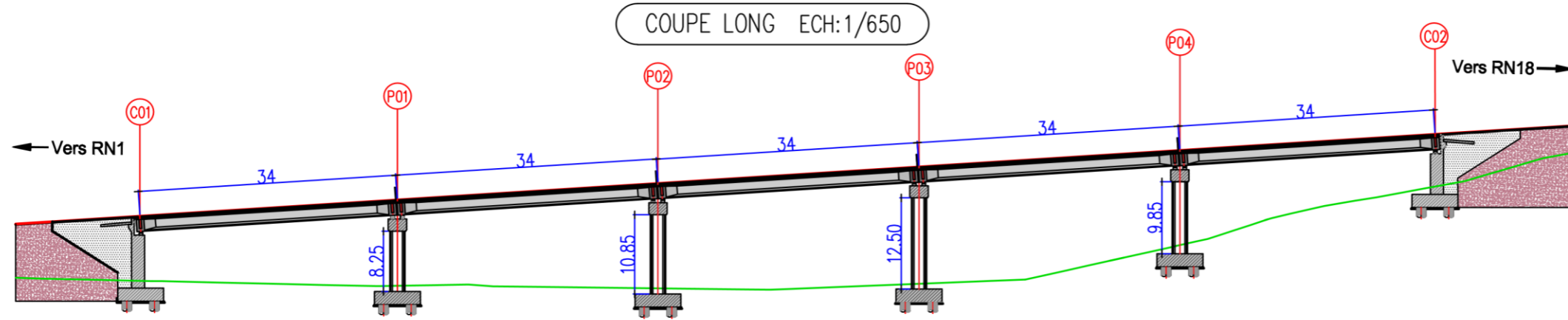
Tableau III. 10: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles de la variante 03

		Dimensions (m)	Figure
Chevêtre	Largeur	2.40m	
	Longueur	11.80	
	Hauteur	1.65	
Fûts	Diamètre	2.0	
	Nombre	2/pile	
	Hauteur	Hp ₁ = 8.25 Hp ₂ = 10.85 Hp ₃ = 12.50 Hp ₄ = 9.85	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	12	
	Hauteur	1.8	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	10	

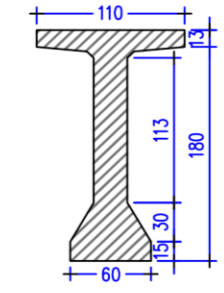
➤ Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :

Tableau III. 11: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées de la variante 03

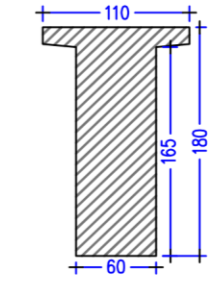
Éléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H _{C1} = 7.03 H _{C2} = 5.38	
	Longueur	11.75	
	Épaisseur	1.70	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	2.80	
	Épaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	12.00	
	Hauteur	1.80	
Pieux	Nombre	8.00	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	12	



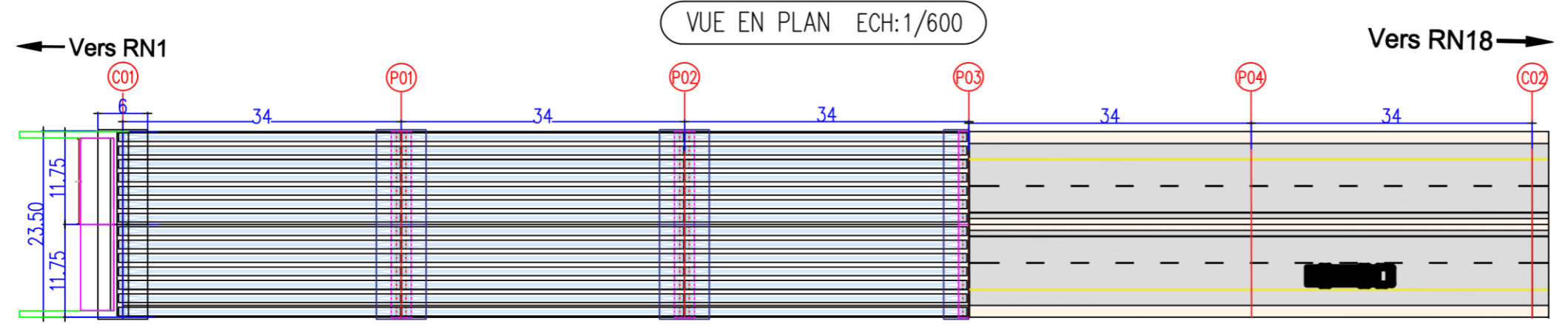
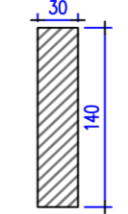
S-MEDIANE ECH:1/50



S-ABOUT ECH:1/50

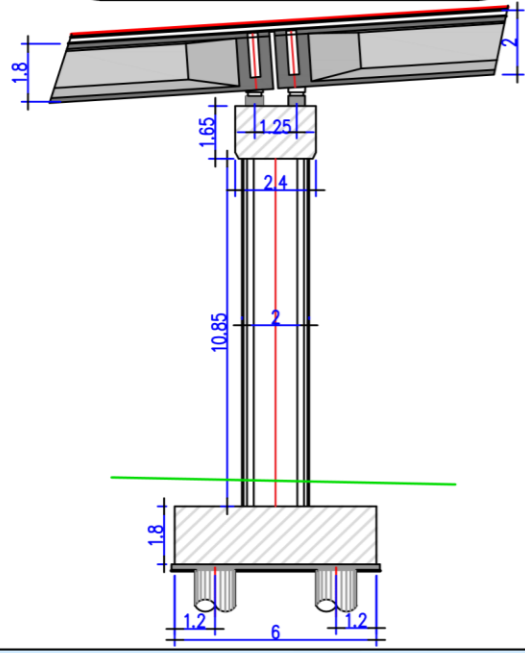


ENTRETOISE ECH:1/50

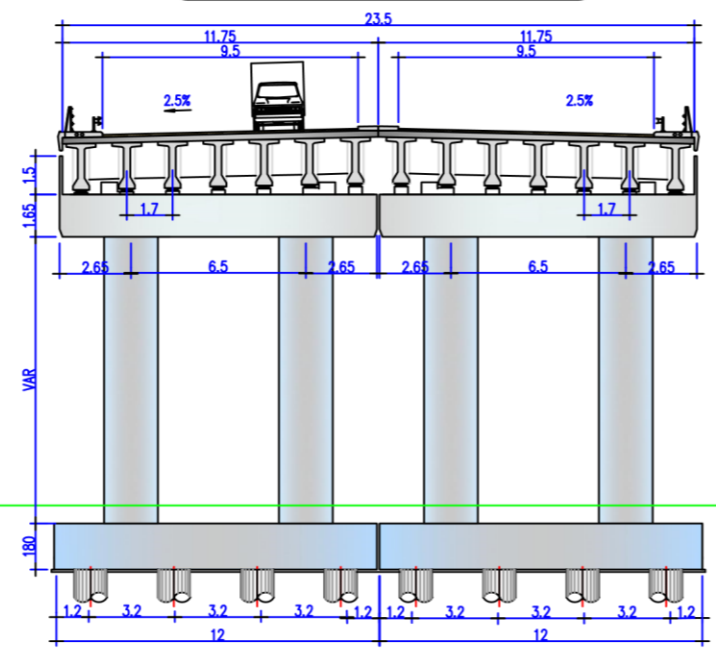


VUE EN PLAN ECH:1/600

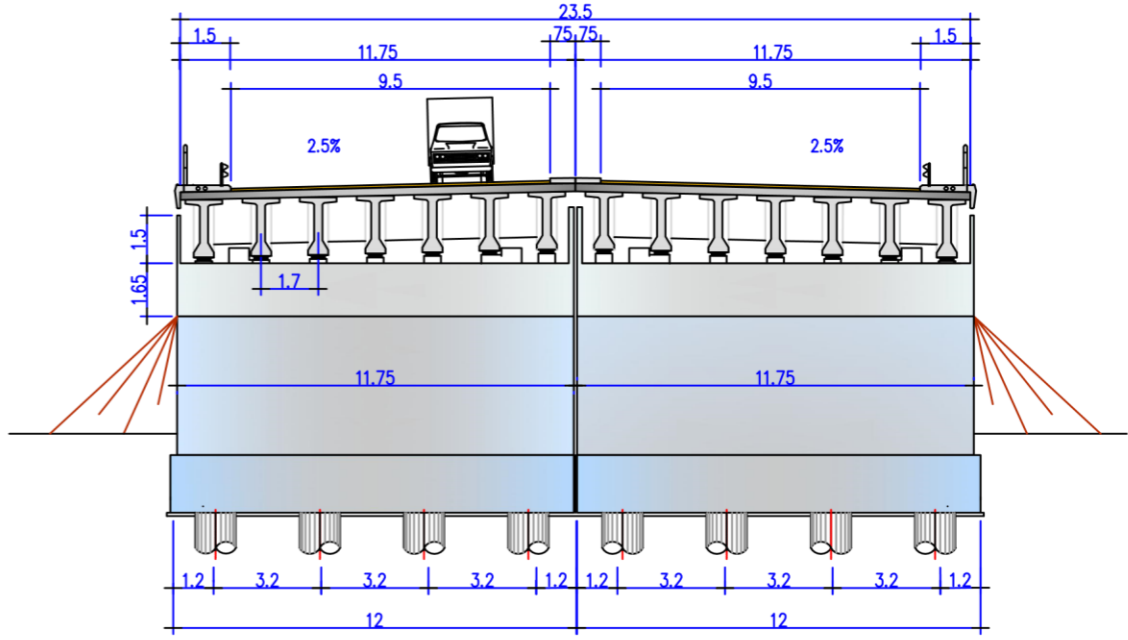
COUPE LONG PILE ECH:1/75




COUPE SUR PILE ECH:1/250



COUPE SUR CULEE ECH:1/200



Realisé par	Projet de Fin d'étude	Chapitre III	Variante N°3	N° Planche	Page	
Abdelouahad youcef Boukrid younes	Conception et etude d'un viaduc N°6 de Medea du PK=10+653.905 jusqu'au PK=10+820.305	Conception et predimensionnement	Pont a poutre en beton precontraint-type VIPP	1/1	27	

III.3 MODELISATION ET CALCUL SISMIQUE DES TROIS VARIANTES

L'étude sismique a été réalisée selon la méthode spectrale appliquée qui est exigé par L'RPOA, le modèle de calcul utilisé a été préparé par le logiciel "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Student Version". Et on cherche à déterminer les réactions maximales sous combinaison (1.35G+1.35D240).

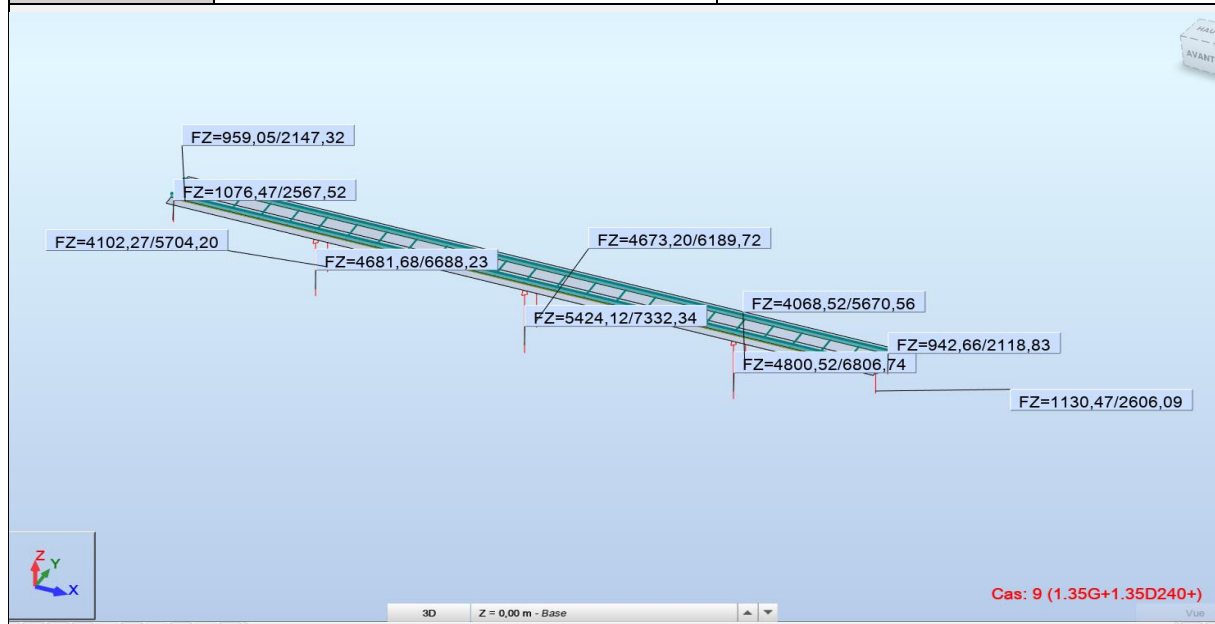
III.3.1. VARIANTE 01 : « PONT MIXTE A BI-POUTRE »

III.3.1.1. PRÉDIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

Un pont mixte est posé sur l'appui par l'intermédiaire de deux appareils d'appuis de type B en élastomère fretté, les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau suivant :

Tableau III. 12: Prédimensionnement des appareils d'appuis variante 01

	Appareil d'appui de la pile	Appareil d'appui de la culée
R _{max} (MN)	7.332	2.606
a × b (mm ²)	600 × 700	350 × 450
T (mm)	95	65
Détails	<ul style="list-style-type: none"> - 4 feuilles d'élastomère : t_i = 16 mm. - 5 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 8 mm. - Enrobage des chants = 4 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> - 4 feuilles d'élastomère : t_i = 10 mm. - 5 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.



III.3.1.2. MODÈLE DE CALCUL

Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles, et on note que les piles sont modélisées selon leurs dimensions réelles.

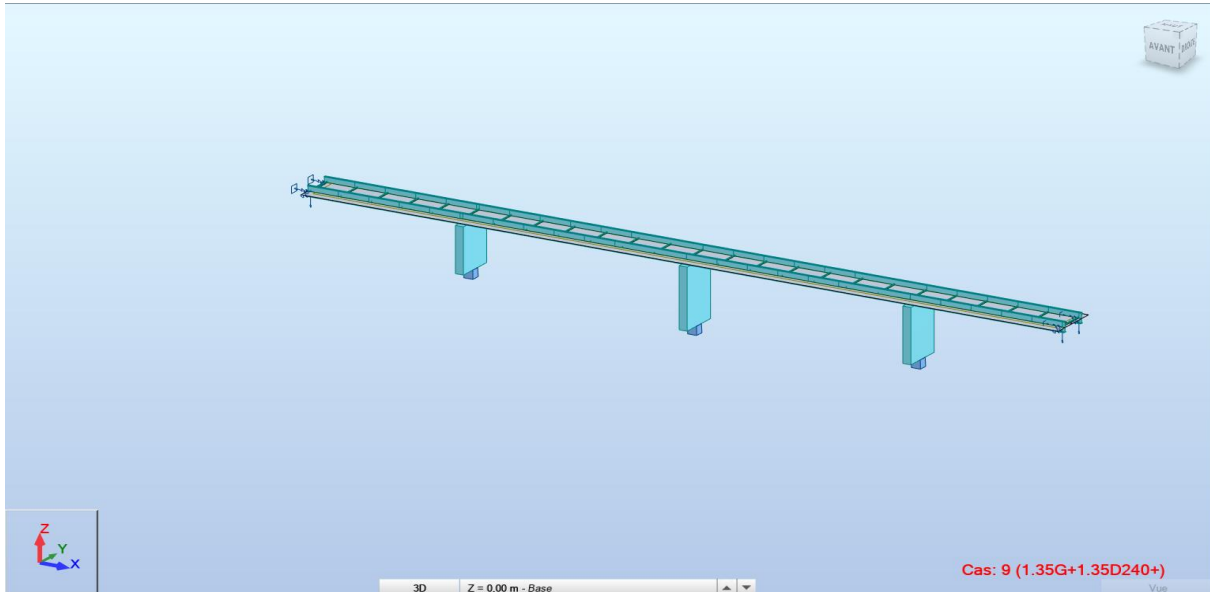


Figure III. 5: Modèle de calcul variante 01

➤ Analyse modale et résultats de calcul

Le tableau ci-dessous contient les résultats de calcul donné par ROBOT :

Tableau III. 13: Modes propres de la variante 01

Mode	Fréquence	Période	Participation modale UX	Participation modale UY
1	0,56	1,79	0,00	75,98
2	0,58	1,74	77,92	0,00
3	0,75	1,34	0,16	0,00
4	1,61	0,62	0,00	0,79
5	3,75	0,27	5,69	0,00

Après le calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe C, on obtiendra :

- Une période $T = 1.79$ s dans le sens longitudinal avec une participation de 75.98% de la masse modale.
- Une période $T = 1.74$ s dans le sens transversal avec une participation de 77.92 % de la masse modale.

Les résultats sont joints en annexe C.

III.3.1.4. ANALYSE SPECTRALE ET RÉSULTATS DE CALCUL

Tableau III. 14: Résultats de l'analyse spectrale de la variante 01

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	5.1	FX =318.28 KN FY =67.61 KN MX =976.98 KN.m MY =4599.13 KN.m
Transversal	5.3	FX =95.72 KN FY =224.46 KN MX =3243.42 KN.m MY =1383.11 KN.m

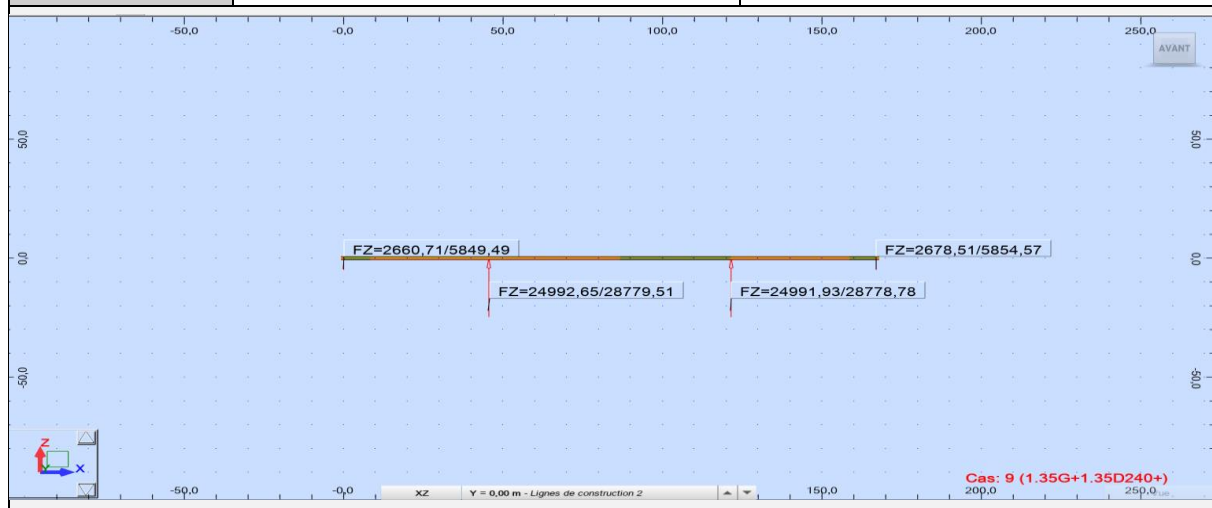
III.3.2. VARIANTE 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place »

III.3.2.1. PRÉDIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D’APPUI

Un voussoir est posé sur l’appui par l’intermédiaire de deux appareils d’appuis de type B en élastomère fretté, les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau suivant :

Tableau III. 15: Prédimensionnement des appareils d’appuis variante 02

	Appareil d’appui de la pile	Appareil d’appui de la culée
R _{max} (MN)	14.385	2.975
a × b (mm ²)	900 × 900	400 × 400
T (mm)	138	75
Détails	<ul style="list-style-type: none"> - 5 feuilles d’élastomère : t_i = 20mm. - 6 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 10 mm. - Enrobage des chants = 4 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> - 4feuilles d’élastomère : t_i = 12 mm. - 5 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 6 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.



III.3.2.2. MODÈLE DE CALCUL

La modélisation du voussoir est faite par l’élément barre et les piles sont modélisées selon leurs dimensions réelles.

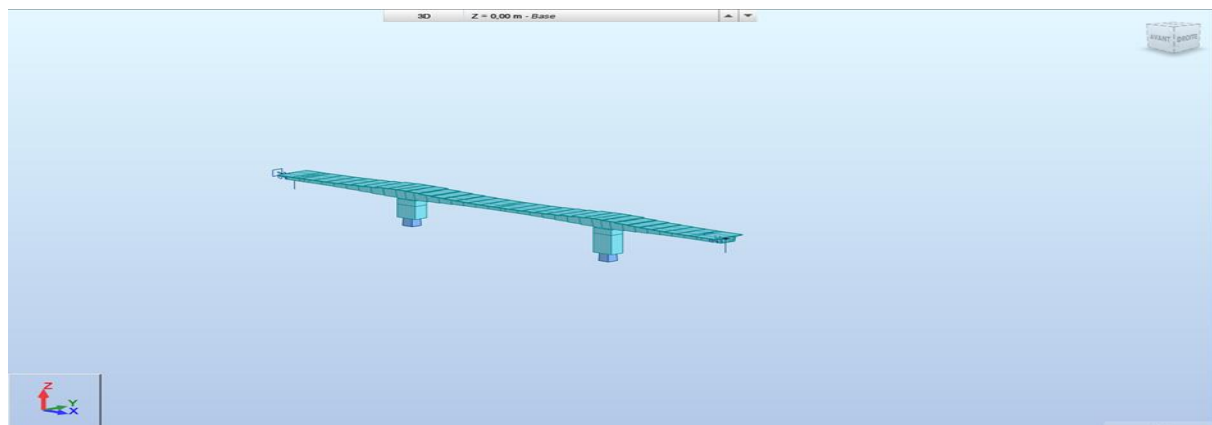


Figure III. 6: Modèle de calcul variante 02

III.3.2.3. ANALYSE MODALE ET RÉSULTATS DE CALCUL

Le tableau ci-dessous contient les résultats de calcul donné par ROBOT :

Tableau III. 16: Modes propres de la variante 02

Mode	Fréquence	Période	Participation modale UX	Participation modale UY
1	0,51	1,98	0,00	86,08
2	0,51	1,95	86,26	0,00
3	0,59	1,70	0,00	0,00
4	1,42	0,70	0,00	0,24
5	3,54	0,28	0,00	0,00

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

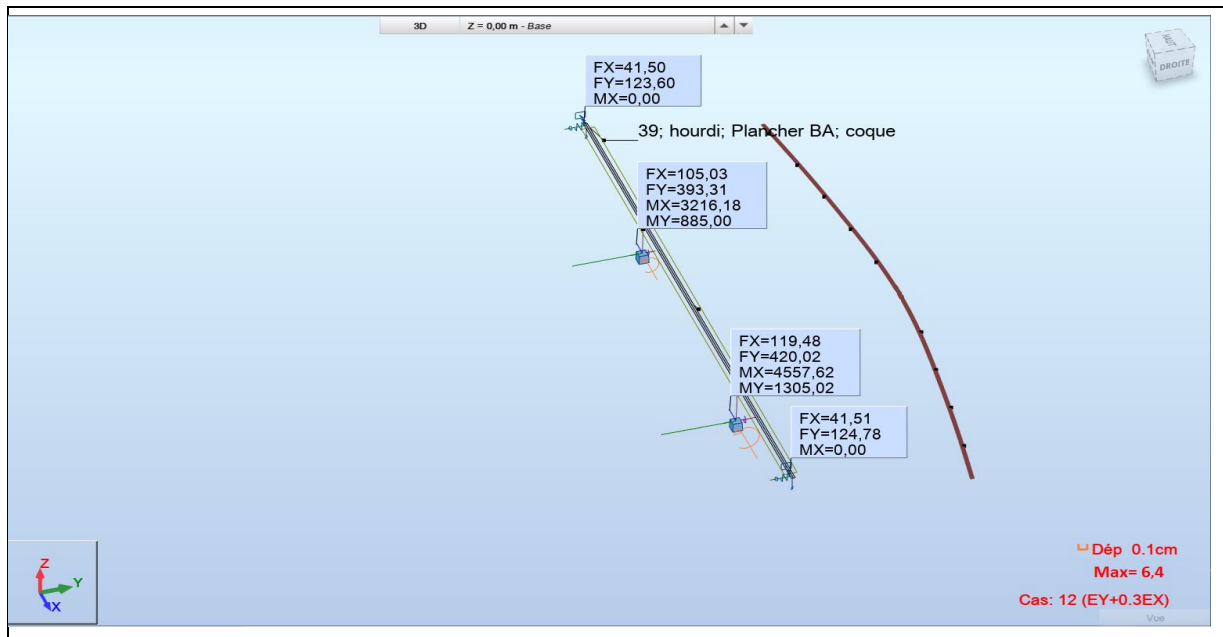
- Une période **T = 1.98 s** dans le sens transversal avec une participation de 86.08 % de la masse modale.
- Une période **T = 1.95 s** dans le sens longitudinal avec une participation de 86.26 % de la masse modale.

Les résultats sont joints dans l'annexe C.

III.3.2.4. ANALYSE SPECTRALE ET RÉSULTATS DE CALCUL

Tableau III. 17: Résultats de l'analyse spectrale de la variante 02

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	6.3	FX =398.14 KN FY =126.02 KN MX =1367.32 KN.m
Transversal	6.4	FX =119.48KN FY =420.02 KN MX =4557.62 KN.m MY =1305.02 KN.m



III.3.3. VARIANTE 03 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP »

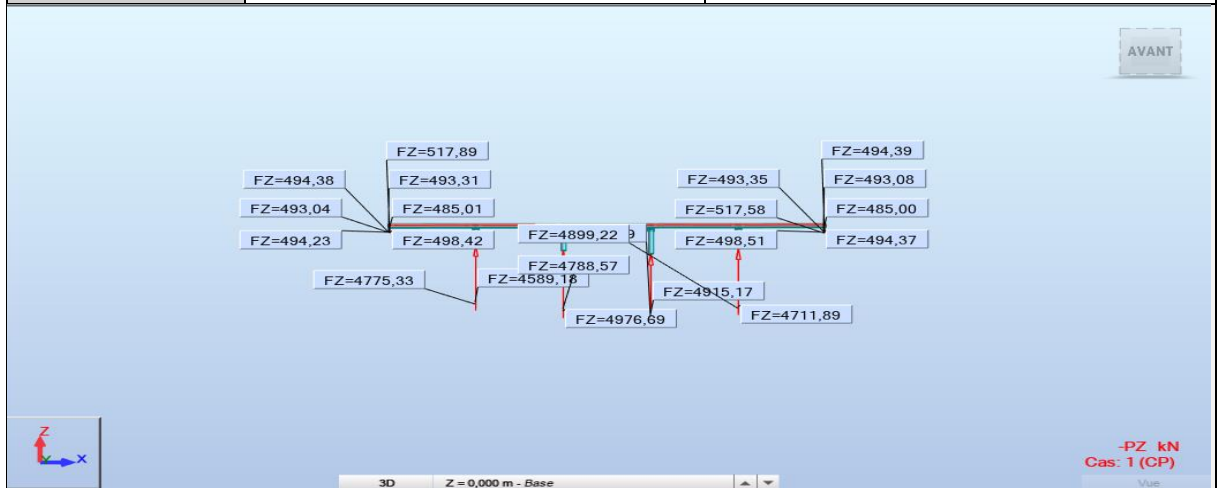
III.3.3.1. PRÉDIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D’APPUI

Chaque poutre repose sur l'appui par l'intermédiaire d'un appareil d'appui. Compte tenu de l'intensité relativement faible des réactions transmises par les poutres et du grand nombre de ces appareils, on utilise habituellement des appareils d'appuis de type B en élastomère fretté.

Le tableau suivant récapitule le prédimensionnement des appareils d'appuis :

Tableau III. 18: Prédimensionnement des appareils d'appuis variante 03

	Appareil d'appui de la pile	Appareil d'appui de la culée
R_{max} (MN)	1.24	1.24
$a \times b$ (mm ²)	350 × 300	350 × 300
T (mm)	50	50
Détails	<ul style="list-style-type: none"> - 5 feuilles d'élastomère : $t_i = 10$ mm. - 5 frettes métalliques : $t_s = 2$ mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> - 5 feuilles d'élastomère : $t_i = 10$ mm. - 5 frettes métalliques : $t_s = 2$ mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.



III.3.2.3. MODÈLE DE CALCUL

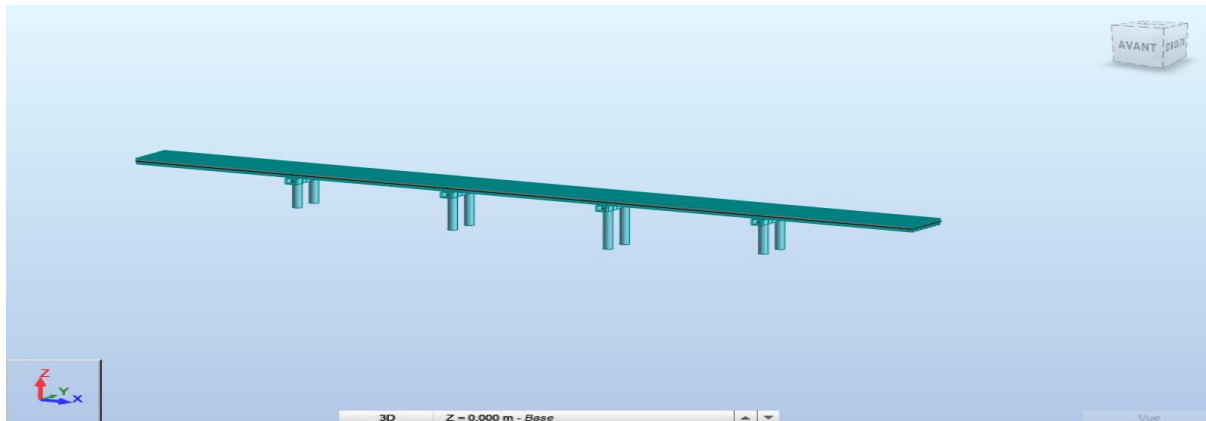


Figure III. 7: Modèle de calcul variante 03

III.3.2.4. ANALYSE MODALE ET RÉSULTATS DE CALCUL

Le tableau ci-dessous contient les résultats de calcul donné par ROBOT :

Tableau III. 19: Modes propres de la variante 03

Mode	Fréquence	Période	Participation modale UX	Participation modale UY
1	0,99	1,02	0,00	49,48
2	1,01	0,99	0,00	50,70
3	1,01	0,99	0,00	77,40
4	1,02	0,98	0,00	82,56
5	1,05	0,96	0,00	86,08
6	1,59	0,63	84,82	86,08
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
18	7,53	0,13	98,62	93,06

Après le calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

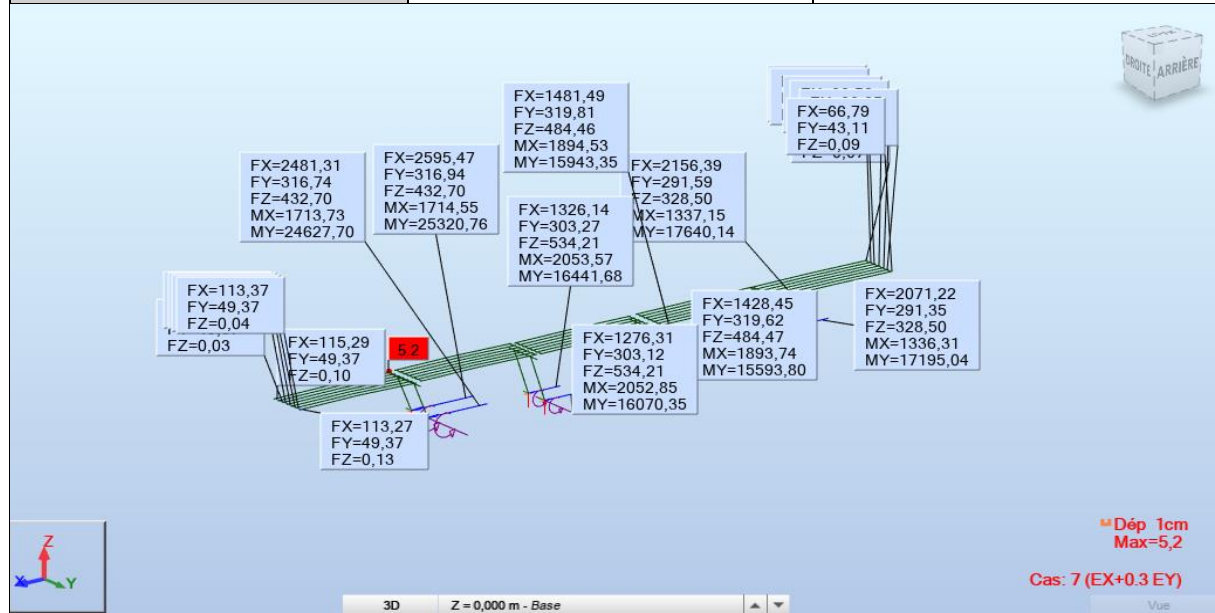
- Une période $T = 1.02$ s dans le sens transversal avec une participation de 49.48% de la masse modale.
- Une période $T = 1.59$ s dans le sens longitudinal avec une participation de 84.82% de la masse modale.

Les résultats sont joints dans l'annexe C.

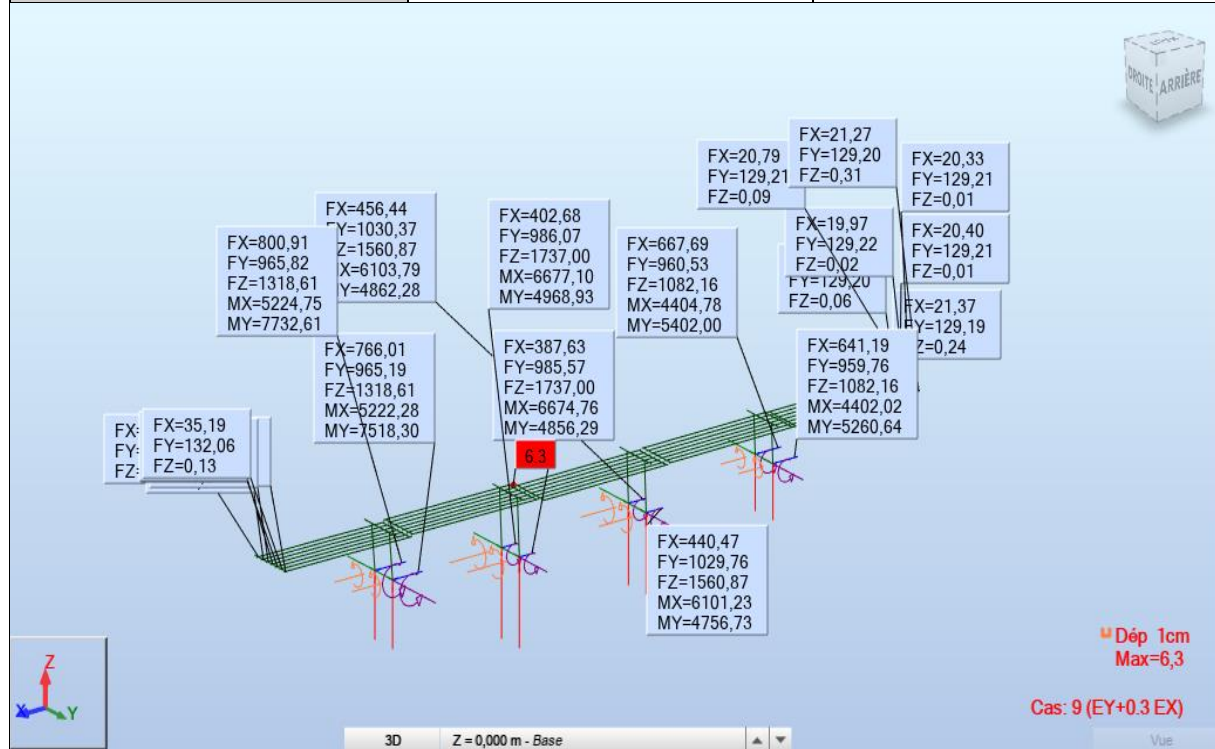
III.3.2.5. ANALYSE SPECTRALE ET RÉSULTATS DE CALCUL

Tableau III. 20: Résultats de l'analyse spectrale de la variante 03

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	5.2	FX =2595.47 KN FY =316.94 KN MX =1714.55 KN.m MY =25420.76 KN.m



Transversal	6.3	FX =800.19 KN FY =965.82 KN MX =5524.75 KN.m MY =7513.80 KN.m
-------------	-----	--



III.4 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Tableau III. 21: Devis de la 1ère variante/sens

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 732,00	60 000,00	103 920 000,00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	5 196,00	2 500,00	12 990 000,00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	68,00	16 000,00	1 088 000,00
1.4	Recepape des pieux	U	68,00	3 700,00	251 600,00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1 520 000,00	1 520 000,00
TOTAL (Poste 1)					119 769 600,00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	69,00	10 500,00	724 500,00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 230,00	17 400,00	21 402 000,00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M3	1 221,00	18 000,00	21 978 000,00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M3	816,00	18 000,00	14 688 000,00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	M3	1 062,00	25 000,00	26 550 000,00
TOTAL (Poste 2)					85 342 500,00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	1 478,00	186 000,00	274 908 000,00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	186,00	186 000,00	34 596 000,00
3.3	Acier charpente métallique pour tablier	T	452,00	650 000,00	293 800 000,00
TOTAL (Poste 3)					603 304 000,00
TOTAL HORS TAXES					808 416 100,00
T V A 19 %					153 599 059,00
TOTAL EN TTC					962 015 159,00
Neuf cent soixante-deux millions quinze mille cent cinquante-neuf DA					

Concernant la 2ème variante, les résultats sont exposés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 22: Devis de la 2ème variante/sens

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 436,00	60 000,00	146 160 000,00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7 308,00	2 500,00	18 270 000,00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	84,00	16 000,00	1 344 000,00
1.4	Recepage des pieux	U	84,00	3 700,00	310 800,00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1 520 000,00	1 520 000,00
					167 604 800,00
Poste 2					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	90,00	10 500,00	945 000,00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 936,00	17 400,00	33 686 400,00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M3	898,00	18 000,00	16 164 000,00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M3	1 070,00	18 000,00	19 260 000,00
2.5	Béton RN 35 pour voussoir en béton précontraint	M3	3 240,00	32 000,00	103 680 000,00
TOTA					173 735 400,00
Poste 3					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	1 253,00	186 000,00	233 058 000,00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	486,00	186 000,00	90 396 000,00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour voussoirs	T	146,00	520 000,00	75 920 000,00
TOTA					399 374 000,00
TOTAL HORS TAXES					740 714 200,00
T V A 19 %					140 735 698,00
TOTAL EN TTC					881 449 898,00
Huit cent quatre-vingt-un millions quatre cent quarante-neuf mille huit cent quatre-vingt-dix-huit DA					

Concernant la 3ème variante, les résultats sont exposés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 23: Devis de la 3ème variante/sens

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 624,00	60 000,00	157 440 000,00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7 872,00	2 500,00	19 680 000,00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96,00	16 000,00	1 536 000,00
1.4	Recepape des pieux	U	96,00	3 700,00	355 200,00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1 520 000,00	1 520 000,00
TOTAL (Poste 1)					180 531 200,00
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	95,00	10 500,00	997 500,00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	1 560,00	17 400,00	27 144 000,00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M3	880,00	18 000,00	15 840 000,00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M3	1 170,00	18 000,00	21 060 000,00
2.5	Hourdis RN 35	M3	2 252,00	25 000,00	56 300 000,00
TOTAL (Poste 2)					121 341 500,00
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	1 228,00	186 000,00	228 408 000,00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	395,00	186 000,00	73 470 000,00
3.3	Acier de precontrainte par post-tension pour les poutres	T	84,00	380 000,00	31 920 000,00
TOTAL (Poste 3)					333 798 000,00
TOTAL HORS TAXES					635 670 700,00
T V A 19 %					120 777 433,00
TOTAL EN TTC					756 448 133,00
sept cent cinquante-six millions quatre cent quarante-huit mille cent trente-trois DA					

III.5 ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

Tableau III. 24 : Analyse multicritère des trois variantes

Critère de choix	Économie	Réalisation	Comportement sismique	Entretien
Variante N°1 : Pont Mixte Bipoutre	<ul style="list-style-type: none"> • Cout de l'acier élevé • Dépenses dans le transport des pièces • Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier • Sensibilité au gradient thermique 	<ul style="list-style-type: none"> • Besoins de contrôle strict de qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons). • Besoins des mains d'œuvre qualifiées. 	<ul style="list-style-type: none"> • $T_{transversale} = 1.74s$ • $D_{transversale} = 5.3cm$ • $T_{longitudinal} = 1.79s$ • $D_{longitudinal} = 5.1cm$ 	<ul style="list-style-type: none"> • Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide ce qui demande un entretien fréquent et couteux. • Entretien périodique
Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs	<ul style="list-style-type: none"> • Accélérer la construction en multipliant les bases de départ. • Réduction et meilleure utilisation des coffrages. 	<ul style="list-style-type: none"> • La possibilité de franchir de grandes portées. • Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ. • Franchir des vallées très profondes ou accidentées. 	<ul style="list-style-type: none"> • $T_{transversale} = 1.98s$ • $D_{transversale} = 6.4 cm$ • $T_{longitudinal} = 1.95s$ • $D_{longitudinal} = 6.3 cm$ 	<ul style="list-style-type: none"> • Un entretien très compliqué en cas de grands dégâts (séisme), La durée est plus longue
Variante 3 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	<ul style="list-style-type: none"> • La multiplication du nombre des appuis. • La difficulté de franchir des biais et courbe • Économie de coffrage (éléments préfabriqués) • Utilisation des gros engins pour le transport et la mise en place. 	<ul style="list-style-type: none"> • Maîtrise de la préfabrication des poutres. • Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations. • Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois 	<ul style="list-style-type: none"> • $T_{transversale} = 1.02s$ • $D_{transversale} = 6.3cm$ • $T_{longitudinal} = 1.59s$ • $D_{longitudinal} = 5.2cm$ 	<ul style="list-style-type: none"> • Les ouvrages en béton précontraint, ne nécessitent aucun contrôle continu

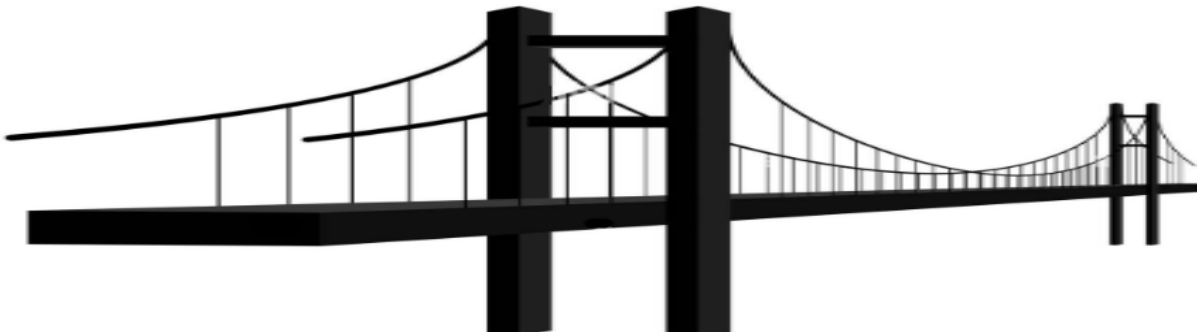
III.4 CONCLUSION :

Après avoir pré-dimensionné les trois variantes, sur la base d'une analyse multicritères, la solution la plus favorable proposée est : la variante 03.

Donc :

La Variante 03 : « *Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP* », fera désormais l'objet d'une étude plus détaillée dans les chapitres suivants.

CHAPITRE IV



REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE DES ACTIONS

IV.1. INTRODUCTION

Pour étudier un pont il est nécessaire de déterminer et calculer les charges permanentes appliquées et les surcharges d’exploitations, il doit être dans l’état de : résister aux forces générées pendant toute la durée d'utilisation, avec des marges adéquates, aux effort engendrés par son poids propre, ainsi que l'effort résultant de toute activité d'origine naturelle et fonctionnel qui lui sera appliqué.

Dans ce chapitre nous allons calculer les différentes charges et surcharges appliquées sur notre pont ainsi que leurs répartitions longitudinales et transversales pour le but de déterminer le moment fléchissant et l’effort tranchant sous l’effet des charges permanentes puis sous l’effet des surcharges.

IV.2. CALCUL LONGITUDINAL

IV.2.2.CHARGES PERMANENTES (CP)

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements.

➤ **Poids de la poutre :**

Calculons le poids de la poutre :

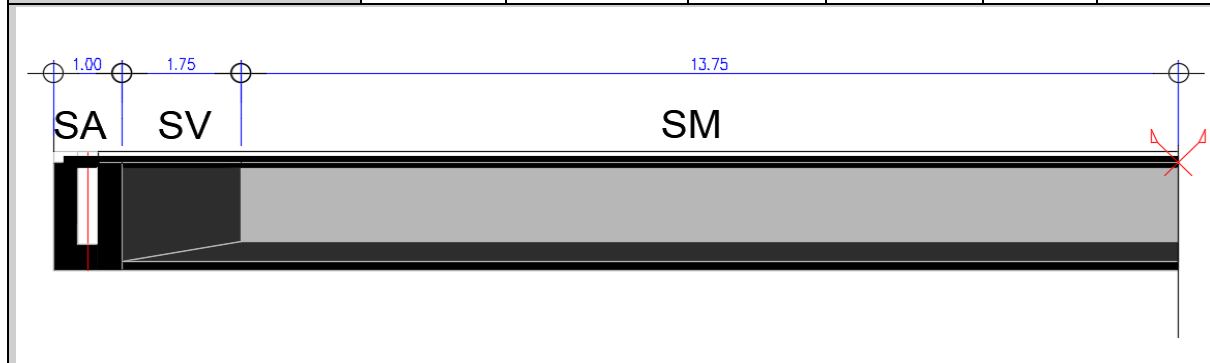
$$P_p = \sum L_i \times \rho_i \times S_i$$

Tel que :

- L_i : Longueur de la section.
- ρ_i : Poids volumique de matériau
- S_i : Aire de la section.

Tableau IV. 1: Poids de la poutre

Eléments	Densité (KN/m ³)	Aire de la section (m ²)	Charge (KN/ml)	Longueur de la section (m)	Poids de la poutre (KN)	Poids de la poutre (KN/ml)
Section d’about (SA)	25	1,1513	28.78	2	617.14	18.15
Section Médiane (SM)	25	0,6864	17.16	28.5		
Section variable (SV)	25	0.806	20.15	3.5		



➤ Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = \rho_i \times S$$

Tel que :

- ρ_i : Poids volumique de matériaux
- Si : Aire de la section

Tableau IV. 2: Poids de la dalle

Eléments	Densité (KN/m ³)	Aire de la section (m ²)	Charge (KN/ml)
La dalle	25	2,35	58.75

Donc la charge permanente (CP) égale à :

$$CP = (P_p * n) + PD \quad \text{avec } n : \text{nombre de poutre}$$

$$CP = (18.15 * 7) + 58.75 = 185.80 \text{ KN/ml}$$

IV.2.2. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP)

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ccp :

Tableau IV. 3 : Poids des compléments de charges permanentes (CCP)

Eléments	Densité (KN/m ³)	Surface (m ²)	Poids (KN/ml)
Revêtement + étanchéité	24	0.76	18.24
Corniche	25	0.12	3
Trottoir	25	0.15	3.75
		0.3	7.5
Glissière de sécurité			2×0,5
Garde de corp			1
Poids CCP (KN/ml)			34.5

Le calcul du poids total pour une travée du tablier est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4: Poids total du tablier

	Poids Total (KN/ml)	Poids total de tablier (KN/ml)	Poids total de tablier (KN)
CP	185.80	220.3	7490.2
CCP	34.5		

❖ Calcul de sollicitations dûs aux poids propres :

On a $G=220.3$ KN/ml

- Le Moments fléchissant à $(x=L/2)$:

$$M \left(\frac{L}{2} \right) = G \times \left(\frac{L^2}{8} \right) = 220.3 \times \frac{33^2}{8} = 29988.33 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant à $(x=0)$:

$$T=RA = RB = G \times \frac{L}{2} = 220.3 \times \frac{33}{2} = 3634.95 \text{ KN.}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations :

Tableau IV. 5: Les sollicitations dus aux poids propres

Chargement	Moments (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	M	M _p	T	T _p
Poids propre G	29988.33	4284.04	3634.95	519.27

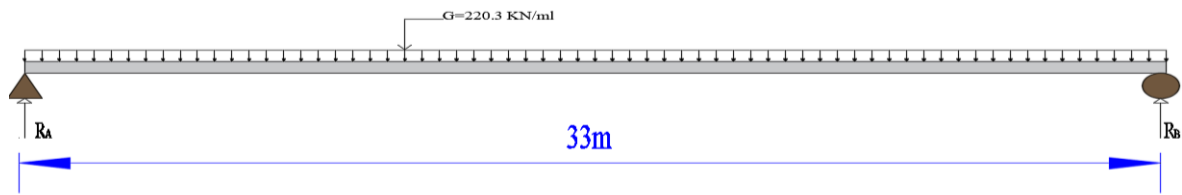


Figure IV. 1: Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par son poids propre G

IV.2.3. CHARGES D'EXPLOITATION

- SYSTEME DE CHARGE « A » :

$$A = a1.a2.A(L)$$

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \quad L : \text{la longueur chargée du tablier en (m). } L = 33 \text{ m.}$$

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{33+12} = 10.3 \text{ KN/m}^2$$

$a2 = v0/v$, v étant la largeur d'une voie $v0=3.5$ (pont de classe 01)

$$a2 = \frac{3.5}{4.25} = 0.82$$

Tableau IV. 6: Valeurs de la charge A(l)

Nombre de voies	A(L) (Kn/m ²)	a1	A1 (Kn/m ²)	a2	A2 (Kn/m ²)	Largeur de voie (m)	A(l) (Kn/ml)
1	10.3	1	10.3	0.82	8.446	4.25	35.89
2	10.3	1	10.3	0.82	8.446	8.5	71.79

❖ Calcul de sollicitations dus aux chargement A :

L’effort tranchant et le moment fléchissant pour les surcharges de type A(l) se calculent comme suit :

$$T(x) = A(l) \times \frac{L}{2} \quad \text{pour } x = 0$$

$$M(x) = A(l) \times \frac{L^2}{8} \quad \text{pour } x = \frac{L}{2} \text{ avec } L=33\text{m}$$

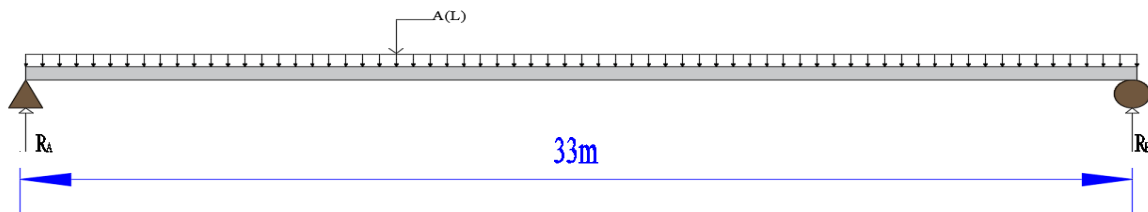


Figure IV. 2: Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge roulante A(l)

Le tableau suivant recapitule le calcul des sollicitations dus aux chargements A :

Tableau IV. 7: Sollicitations dus aux chargement A(l)

Nombre de voies chargées	Moment (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	M	M _p	T	T _p
01	4885.52	697.93	592.18	84.59
02	9771.05	1395.86	1184.53	169.21

- Efforts de freinage :

L’effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

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

S : surface chargée en (m²).

Tableau IV. 8 : L’effort de freinage de A(l)

	S (m ²)	A (KN/m ²)	F(KN)
Une voie	113.75	35.89	197.715
Deux voies	227.5	71.79	775.707

➤ **SYSTEME DE CHARGE « B » :**

❖ **Système de Charge Bc :**

On doit calculer le coefficient de majoration dynamique définie aux chapitre II

- Une voie chargée :

D'après le tableau (II.6)

bc=1.2 S=1.2×2×300KN=720KN G=7490.2 KN L=33m

$$\delta 1 = 1 + \left(\frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33} \right) + \left(\frac{0.6}{1 + 4 \times \left(\frac{7490.2}{720} \right)} \right) = 1.066$$

On résume les valeurs de coefficients de majoration dynamique dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 9: Coefficient de majoration dynamique du système Bc

Nombre de voies Chargées	bc	S(Bc)	L	G	δ
1	1.2	720 KN	33m	7490.2 KN	δ1 =1.066
2	1.1	1 320 KN	33m	7490.2 KN	δ2 =1.077

❖ **Calcul de sollicitations dus aux chargements Bc :**

- **Moment fléchissant :**

- **Théorème de Barré :**

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi (R) qui se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que **R = 600 KN** :

$$X_r = \frac{\sum X_i \times P_i}{R}$$

$$X_r = \frac{(120 \times 4.5) + (120 \times 6) + (60 \times 10.5) + (120 \times 15) + (120 \times 16.5)}{600} = 9.45 \text{ m}$$

$$a = 9,45 - 1,5 - 4,5 = 3.45 \text{ m} \quad \text{donc} \quad \frac{a}{2} = 1.725 \text{ m.}$$

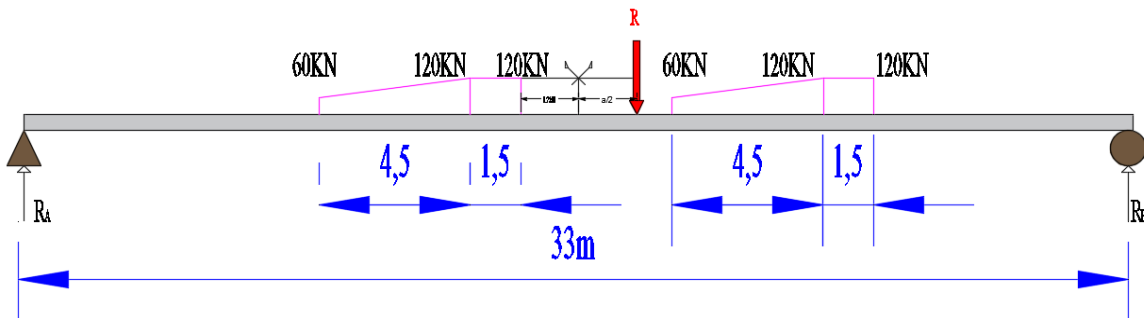


Figure IV. 3: Positionnement de la résultante des charges selon Barrés

- Pour X=L/2:

$$\sum F_v = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 600 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \rightarrow \quad R_B = 331.36 \text{ KN} \quad R_A = 268.63 \text{ KN}$$

$$M_o = [268.63 \times 14.775] - [(60 \times 6) + (120 \times 1.5)] = 3429 \text{ KN.m}$$

Le moment **Mmax** se calcule comme suit :

$$M_{max} = M_o \times N_v \times bc \times \delta_{Bc}$$

Les résultats de calcul du moment sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 10: Moment fléchissant sous charge Bc

Nombre de voies chargées	01	02
M_{Max} (KN.m)	4386.37	8124.67
M_p (KN.m)	626.62	1160.66

- **Effort tranchant :**

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

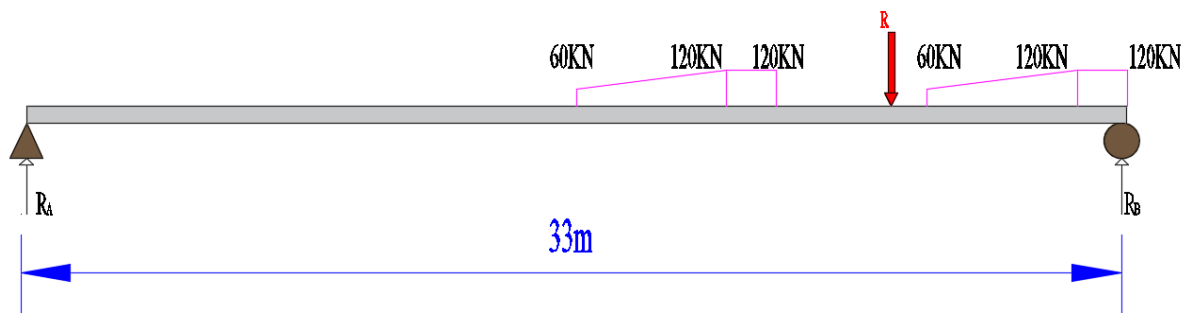


Figure IV. 4: Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant

- Pour X= 0:

$$\sum F_v = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 600 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \rightarrow \quad R_A = 128.18 \text{ KN} \quad R_B = 471.82 \text{ KN}$$

Donc : $T = R_B = 471.82 \text{ KN}$

L'effort tranchant maximum **Tmax** se calcule comme suit :

$$T_{Max} = T \times N_v \times bc \times \delta_{Bc}$$

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 11: Effort tranchant sous charge Bc

Nombre de voies chargées	01	02
T_{Max} (KN)	603.55	1117.93
T_p (KN)	86.22	159.70

- **Efforts de freinage :**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids de véhicule de 300 KN.

❖ **Système de Charge Bt :**

On calcule les coefficients de majoration dynamique de la même façon que Bc le tableau suivant résume le calcul de ces derniers :

Tableau IV. 12: Coefficient de majoration dynamique du système Bt

Nombre de tandems	bt	S(Bt)	δ
01	1,20	384 KN	1,06
02	1,20	768 KN	1,068

❖ **Calcul de sollicitations dus aux chargement Bt :**

• **Moment fléchissant :**

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que **R = 320 KN** :

$$X_r = \frac{160 \times 1.35}{320} = 0.675m$$

- Pour $X = L/2$:

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 &\quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 320 \text{ KN} \\ \sum M/A = 0 &\quad \rightarrow \quad R_B = 160 \text{ KN} \quad R_A = 160 \text{ KN} \\ M_0 = M\left(\frac{L}{2}\right) &= 16 \times 16.5 - (16 \times 0.675) = 2532 \text{ KN.M} \end{aligned}$$

Le moment **M_{Max}** se calcule comme suit :

$$M_{Max} = M_0 \times N_t \times b_t \times \delta_{BT}$$

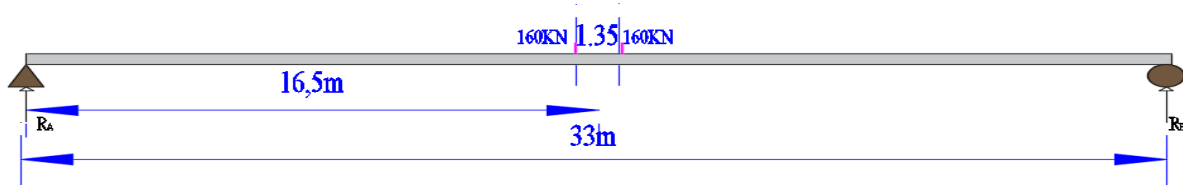


Figure IV. 5: Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment

Les résultats de calcul du moment sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 13: Moment fléchissant sous charge Bt

Nombre de tandems	01	02
M_{Max} (KN.m)	3220.704	6490.02
M_p (KN.m)	460.10	927.14

• **Effort tranchant :**

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

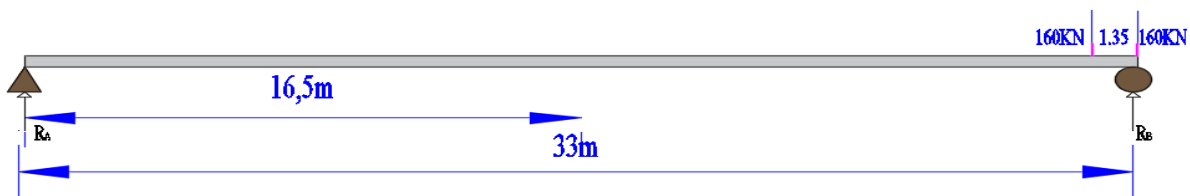


Figure IV. 6: Positionnement de la charge Bt pour le calcul l'effort tranchant

- Pour X= 0:

$$\sum F_V = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 320 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \rightarrow \quad R_A = \frac{160 \times 1.35}{33} = 6.54 \text{ KN} \quad R_B = 313.45 \text{ KN}$$

Donc : $T = R_B = 313.45 \text{ KN}$

L'effort tranchant maximum T_{Max} se calcule comme suit :

$$T_{Max} = T \times N_t \times b_t \times \delta_{BT}$$

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 14: Effort tranchant sous charge Bt.

Nombre de tandems	01	02
$T_{Max} (KN)$	398.70	803.43
$T_p (KN)$	56.95	114.77

❖ **Système de Charge Br :**

Le tableau ci-dessous résume le calcul du coefficient de majoration dynamique :

Tableau IV. 15: Coefficient de majoration dynamique du système Br

Designation	S(Br) (t)	δ
Br	10	1,054

❖ **Calcul de sollicitations dus aux chargements Br :**

• **Moment fléchissant :**

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge B_r au milieu de la portée.

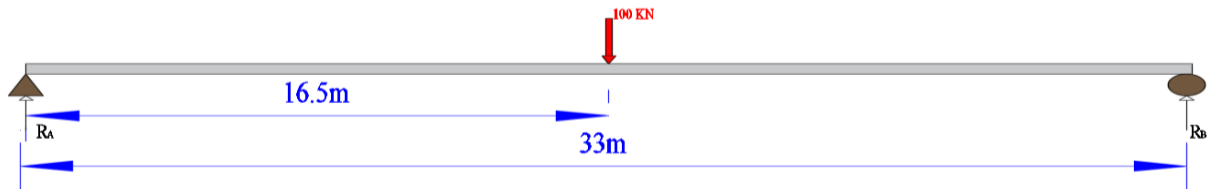


Figure IV. 7: Positionnement de la charge Br pour le calcul du moment

- Pour X= L/2:

$$\sum F_V = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 100 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \rightarrow \quad R_B = 50 \text{ KN} \quad R_A = 50 \text{ KN}$$

$$M_0 = M\left(\frac{L}{2}\right) = 50 \times 16.5 = 825 \text{ KN.M}$$

Le moment M_{Max} se calcule comme suit :

$$M_{Max} = M_0 \times \delta_{Br}$$

Les résultats de calcul du moment sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 16 : Moment fléchissant sous charge Br

$M_{Max} (KN.m)$	$M_p (KN.m)$
869.55	124.22

• **Effort tranchant :**

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

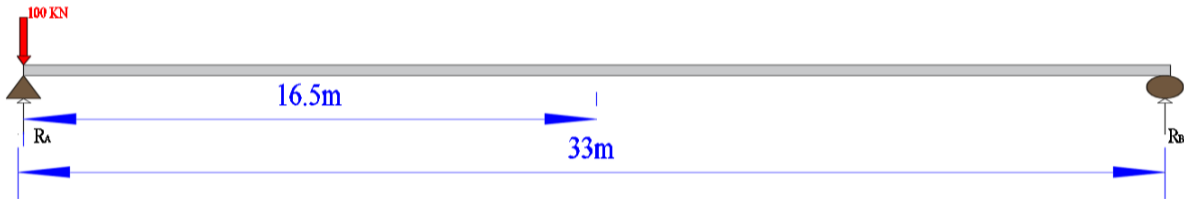


Figure IV. 8 : Positionnement de la charge Bt pour le calcul l'effort tranchant

- Pour X= 0:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 100 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{100 \times 33}{33} = 100 \text{ KN} \quad R_B = 0 \text{ KN}$$

Donc : $T = R_a = 100 \text{ KN}$

L'effort tranchant maximum T_{max} se calcule comme suit :

$$T_{Max} = T_0 \times \delta_{Br}$$

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 17: Effort tranchant sous charge Br

$T_{Max} (KN)$	$T_p (KN)$
105.4	21.48

➤ **Système de Charge Mc120 :**

La charge du système **Mc120** est majorée par un coefficient de majoration dynamique(δ) égal à :

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

$S=1100KN \quad G=7490.2 \text{ KN} \quad L=33m$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 18: Coefficient de majoration dynamique du système Mc120

Designation	S(Mc120) (t)	δ
Mc 120	110	1,079

❖ **Calcul de sollicitations dus aux chargement Mc120 :**

• **Moment fléchissant :**

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge Mc120 au milieu de la portée.

- Pour $x = L/2$:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1100 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = 550 \text{ KN} \quad R_A = 550 \text{ KN}$$

$$M_o = M \left(\frac{L}{2} \right) = 550 \times 16.5 - 180.3 \times \frac{(3.05^2)}{2} = 8236.37 \text{ KN.m}$$

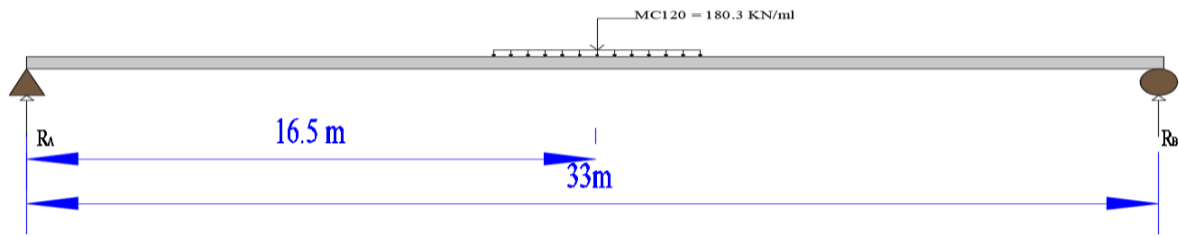


Figure IV. 9: Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul du moment

Le moment M_{Max} se calcule comme suit :

$$M_{Max} = M_0 \times \delta_{Mc120}$$

Les résultats de calcul du moment sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 19: Moment fléchissant sous charge Mc120

$M_{Max} (KN.m)$	$M_p (KN.m)$
8837.62	1262.51

• **Effort tranchant :**

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

- Pour X= 0:

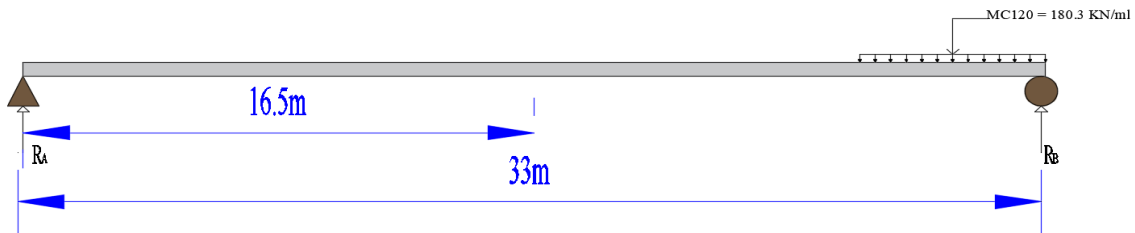


Figure IV. 10: Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul l'effort tranchant

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 & \rightarrow R_A + R_B = 1100 \text{ KN} \\ \sum M/B = 0 & \rightarrow R_A = \frac{1100 \times 3.05}{33} = 101.66 \text{ KN} \quad R_B = 998.34 \text{ KN} \\ \text{Donc :} & \quad T = R_b = 998.34 \text{ KN} \end{aligned}$$

L'effort tranchant maximum T_{Max} se calcule comme suit :

$$T_{Max} = T_0 \times \delta_{Mc120}$$

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 20: Effort tranchant sous charge Mc120

$T_{Max} (KN)$	$T_p (KN)$
1077.20	153.88

➤ **Système De Charge Exceptionnelle « D 240 » :**

La charge linéaire est égale à :

$$D240 = \frac{2400}{18.6} = 129 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul de sollicitations dus aux chargement D240 :**

• **Moment fléchissant :**

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge Mc120 au milieu de la portée.

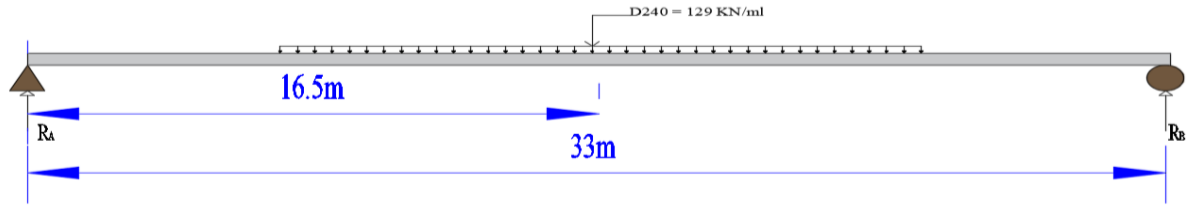


Figure IV. 11 : Positionnement de la charge D240 pour le calcul du moment.

- Pour $x = L/2$:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2400 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = 1200 \text{ KN} \quad R_A = 1200 \text{ KN}$$

$$M_0 = M\left(\frac{L}{2}\right) = 1200 \times 16.5 - 129 \times \frac{(9.3^2)}{2} = 14221.3 \text{ KN.M}$$

Les résultats de calcul du moment sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 21: Moment fléchissant sous charge D240

$M_{Max} (KN.m)$	$M_p (KN.m)$
14221.3	2031.6

• **Effort tranchant :**

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

- Pour $X=0$:

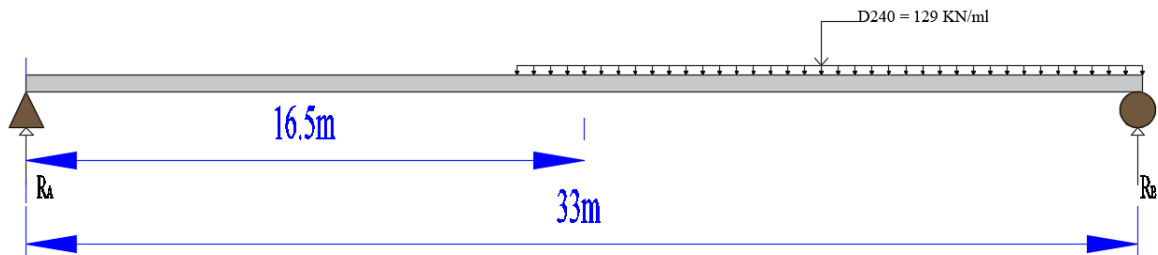


Figure IV. 12: Positionnement de la charge D240 pour le calcul l'effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2400 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{2400 \times 9.30}{33} = 676.36 \text{ KN} \quad R_B = 1723.63 \text{ KN}$$

Donc : $T = R_b = 1723.63 \text{ KN}$

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 22: Effort tranchant sous charge D240

$T_{Max} (KN)$	$T_p (KN)$
1723.63	246.23

➤ **Surcharges sur trottoirs :**

L'effort tranchant et le moment fléchissant pour les surcharges sur trottoirs se calculent comme suit :

$$T(x) = St. \frac{L}{2} \quad X=0$$

$$M(X) = St. \frac{L^2}{8} \quad X = \frac{L}{2}$$

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 23: Effort tranchant sous St

Nombre de trottoirs chargés	01	02
St (KN/ml)	1.5	3
T_{Max} (KN)	24.75	49.5
T_p (KN)	3.53	7.07

Les résultats de calcul du moment sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 24: Moment fléchissant sous St

Nombre de trottoirs chargés	01	02
St (KN/ml)	1.5	3
M_{Max} (KN.m)	204.18	408.37
M_p (KN.m)	29.16	58.33

Ci-dessous deux tableaux (**Tableau VI.25** et **Tableau VI.26**) récapitulatifs des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux surcharges :

Tableau IV. 25: Récapitulatif des moments fléchissant dus aux surcharges en KN.m

Désignation			
		M_{Max}	M_{Poutre}
A(I)	01 voies chargée	4885.52	697.93
	02 voies chargées	9771.05	1395.86
St	01 trottoir	204.18	29.16
	02 trottoirs	408.37	58.33
B_C	01 voie chargées	4386.37	626.62
	02 voies chargées	8124.67	1160.66
B_T	01 tandem	3220.70	460.10
	02 tandems	6490.2	927.14
B_r		869.55	124.22
Convoi Mc 120		8837.62	1262.51
Convoi D 240		14221.5	2031.6

Tableau IV. 26: Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges en KN

Désignation			
		T_{Max}	T_{Poutre}
A(I)	01 voies chargée	592.18	84.59
	02 voies chargées	1184.53	169.21
St	01 trottoir	1,901	0,211
	02 trottoirs	3,802	0,422
B_C	01 voie chargées	603.55	86.22
	02 voies chargées	1117.93	159.70
B_T	01 tandem	398.70	56.95
	02 tandems	803.43	114.77
B_r		105.4	21.48
Convoi Mc 120		1077.20	153.88
Convoi D 240		1723.63	246.23

IV.3. CALCUL TRANSVERSAL

Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l’une des plus simples et des plus utilisées, Elle permet d’étudier la répartition des charges sur un ouvrage en tenant compte de sa déformabilité transversale et, dans le cas le plus général, de sa rigidité torsionnelle.

Elle consiste à tracer la ligne d’influence du coefficient de répartition transversale de chaque effort et cela pour les différentes excentricités de charges.

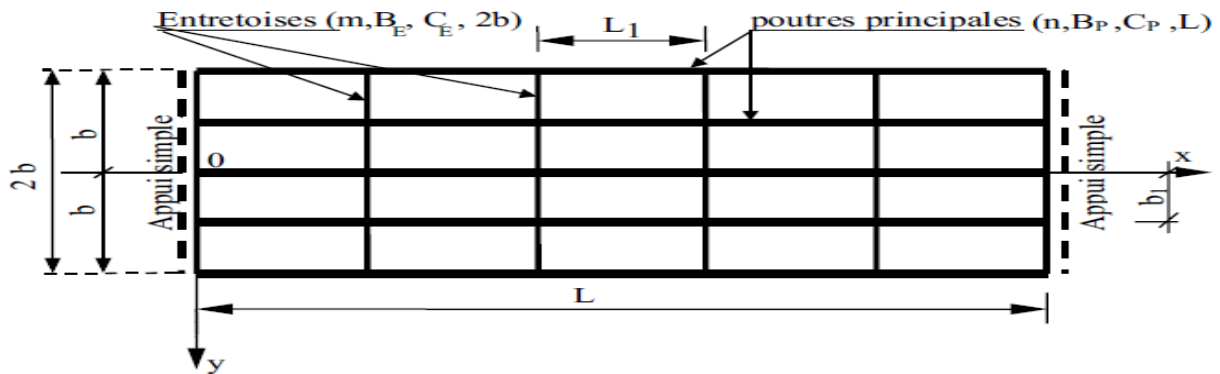


Figure IV. 13: Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet

IV.3.1.DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

- Largeur active (b) :

$$2b = n \times b1$$

Avec : $b1$: Entraxe des poutres (170 cm)

n : Nombre de poutres (07 poutres)

Donc : $b=5.95m$

- **Position active des poutres :**

Tableau IV. 27:Positions actives des poutres

Positon	X1(poutre 01)	X2(poutre 02)	X3(poutre 03)	X4(poutre 04)
Valeur	0	1.7	3.4	5.1

IV.3.2.CALCUL DES PARAMETRES « α » ET « θ »

- **Paramètre de torsion α :**

L’effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$$

- **Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur :**

$$\rho_p = \frac{E I_p}{b l}$$

on a $I_p = 26730000 \text{ m}^4$

$$\rho_p = \frac{E \cdot 26730000}{170} = 157\,235.29E$$

- **Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur :**

$$\rho_E = \rho_D = \frac{E \cdot ID}{L_I} \quad ID : \text{inertie de la dalle}$$

$$ID = \frac{bd^3}{12} = \frac{100 \cdot 20^3}{12} = 66666.66$$

$$\rho_E = \rho_D = \frac{E \cdot 66666.66}{100} = 666.66E$$

- **Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b l}$$

- **Rigidité torsionnelle de la poutre C_p :**

$$C_p = \frac{G}{3} \left[(\sum h_i \cdot b_i^3) + \frac{b l \cdot d^3}{3} \right] \quad \text{Avec}$$

$b l$: Entraxe Des Poutres

d : Epaisseur De La Dalle

h_i : Hauteur De La Poutre.

G : Module de cisaillement

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.416E$$

Calcul de la section simplifiée :

D'après AUTOCAD on a $S_1 = 0.1852 \text{ m}^2$

$S_2 = 0.2188 \text{ m}^2$

$S_3 = 0.2823 \text{ m}^2$

Donc on obtient les dimensions suivantes pour la section équivalente de la poutre :

$$H_1 = \frac{S_1}{1.1} = \frac{0.1852}{1.1} = 16.83 \text{ cm}$$

$$H_2 = \frac{S_2}{0.6} = \frac{0.2188}{0.6} = 36.46 \text{ cm}$$

$$H_3 = 1.8 \cdot (H_1 + H_2) = 126.71 \text{ cm}$$

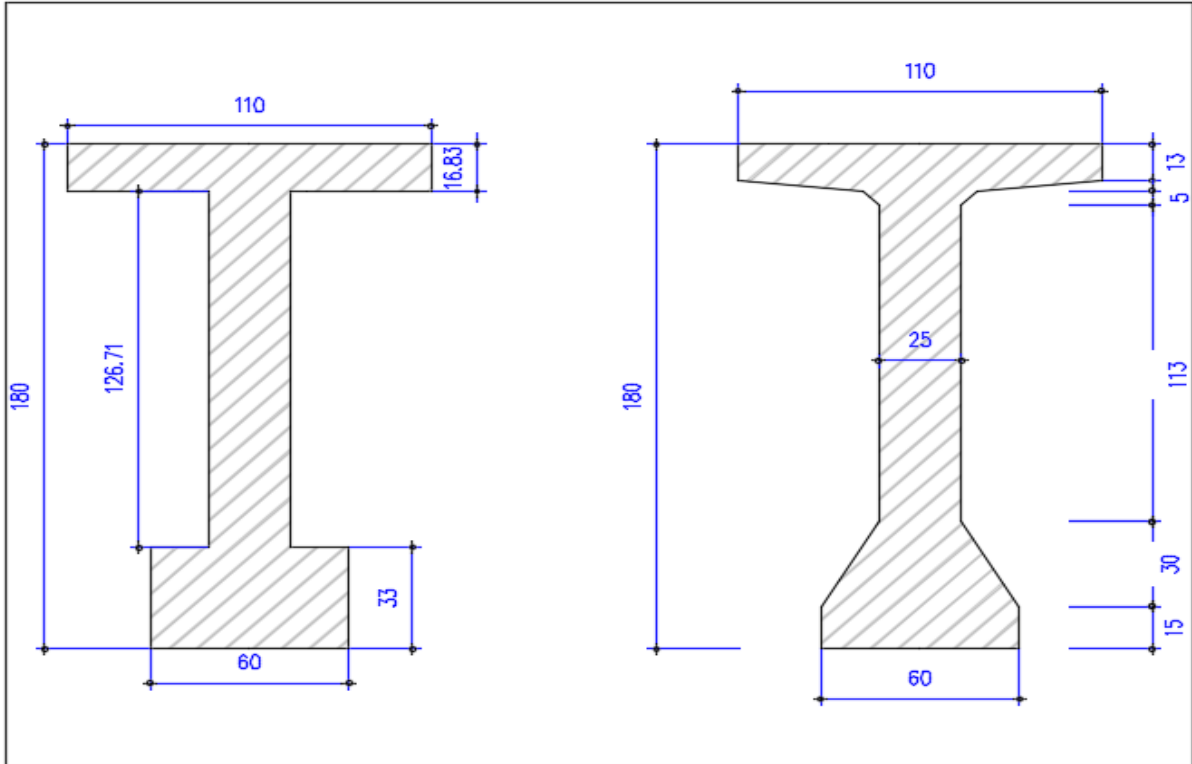


Figure IV. 14: Section équivalente

$$C_p = \frac{0,416E}{3} \left[(60 \times 36.46^3 + 126.71 \times 25^3 + 110 \times 16.83^3) + 160 \times \frac{20^3}{2} \right] = 844794.53E$$

$$C_p = 844794.53 E$$

$$\gamma_p = \frac{844794.53E}{170} = 4969.37$$

- **Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur γ_E :**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1}$$

C_E : Rigidité torsionnelle de l'entretoise

$$C_E = 2 \times G \times I_E$$

L_1 : Distance entraxe des entretoises (on prend $L_1 = 100 \text{ cm}$)

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{2 \times 0.416E \times 66666.66}{100} = 554.66E$$

Donc :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = \frac{4969.37E + 554.66E}{2\sqrt{157235.29 E \cdot 666.66 E}} = 0.27$$

$$\alpha = 0.27$$

➤ Paramètre d'entretoisement ϑ :

Le second paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages
Sans tenir compte de la torsion :

$$\theta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho P}{\rho E}}$$

l : la portée de la travée.

b : la largeur utile.

$$\vartheta = \left(\frac{5.95}{33}\right)^4 \sqrt[4]{\left(\frac{157235.29E}{666.66E}\right)} = 0.70$$

IV.3.3.REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT

➤ Calcul du coefficient de répartition transversale « $K\alpha$ » :

Le coefficient de répartition transversal du moment fléchissant $K\alpha$ dépend de K qui dépend de :

- ✓ La valeur du paramètre de torsion a
- ✓ La valeur du paramètre d'entretoisement θ
- ✓ L'excentricité de la charge e
- ✓ L'ordonnée de la poutre considérée X

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

D'après « SATTLER » :

Si : $0,3 \leq \theta \leq 1 \rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$ avec : $\beta = 1 - e^{[(0.065-\theta)/0.665]}$

Donc :

$$K\alpha = K_0 + 0.46 \times (K_1 - K_0)$$

Les tableaux représentant K_0 (0,70) et K_1 (0,70) sont joints en annexe.
Les valeurs de $K\alpha$ pour chaque poutre sont jointes sur un tableau en annexe.

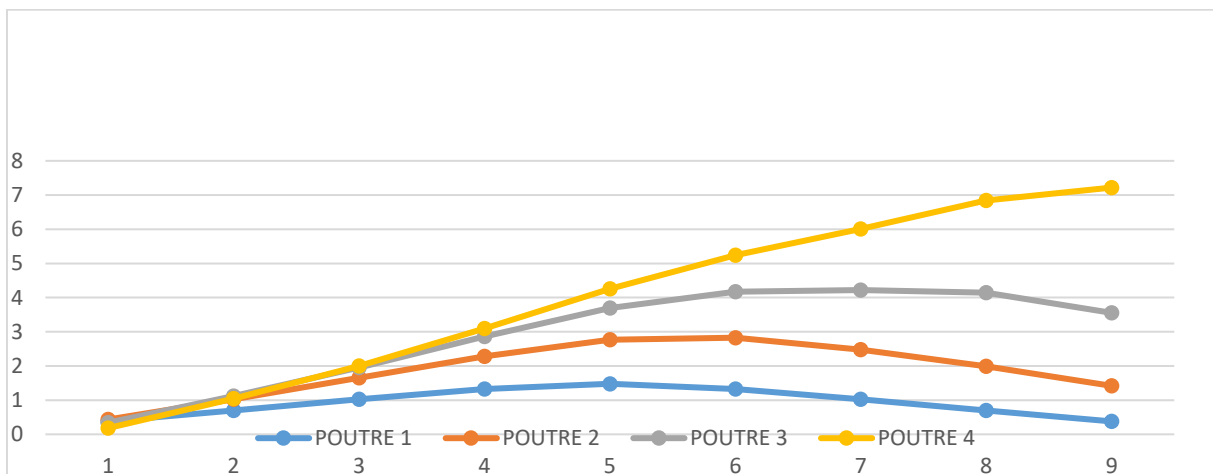


Figure IV. 15 : Lignes d'influences de $K\alpha$ ($\alpha=0,27$)

➤ **Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour chaque chargement :**

Après avoir tracé les lignes d'influences, il y a lieu de disposer les surcharges suivant le **RCPR** :

- ✓ Dans le cas des charges concentrées, on tire la valeur directement du graphe, puis on prend la moyenne des valeurs trouvées pour les charges.
- ✓ Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$K\alpha_{moyen} = \frac{S}{L}$$

S : Les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : La largeur des voies.

- **Surcharge A(l) :**

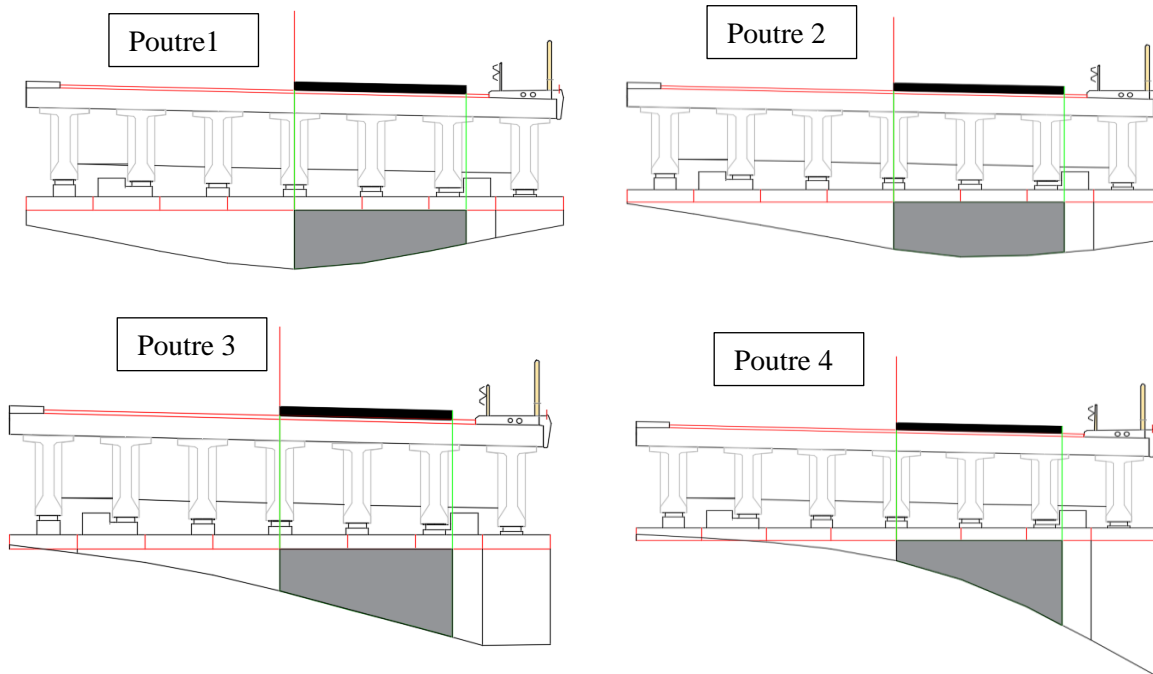


Figure IV. 16: Les surfaces de la surcharges A(l) pour une voie chargée

Tableau IV. 28 : Les valeurs de $K\alpha_{MOY}$ du chargement A(l) pour une voie chargée

A(L) 1V	SURFACE	LARGEUR	$K\alpha_{MOY}$
POUTRE1	4,614	4,25	1,08564706
POUTRE2	5,4481	4,25	1,28190588
POUTRE3	5,52	4,25	1,29882353
POUTRE4	5,02	4,25	1,18117647

• Deux voies chargées :

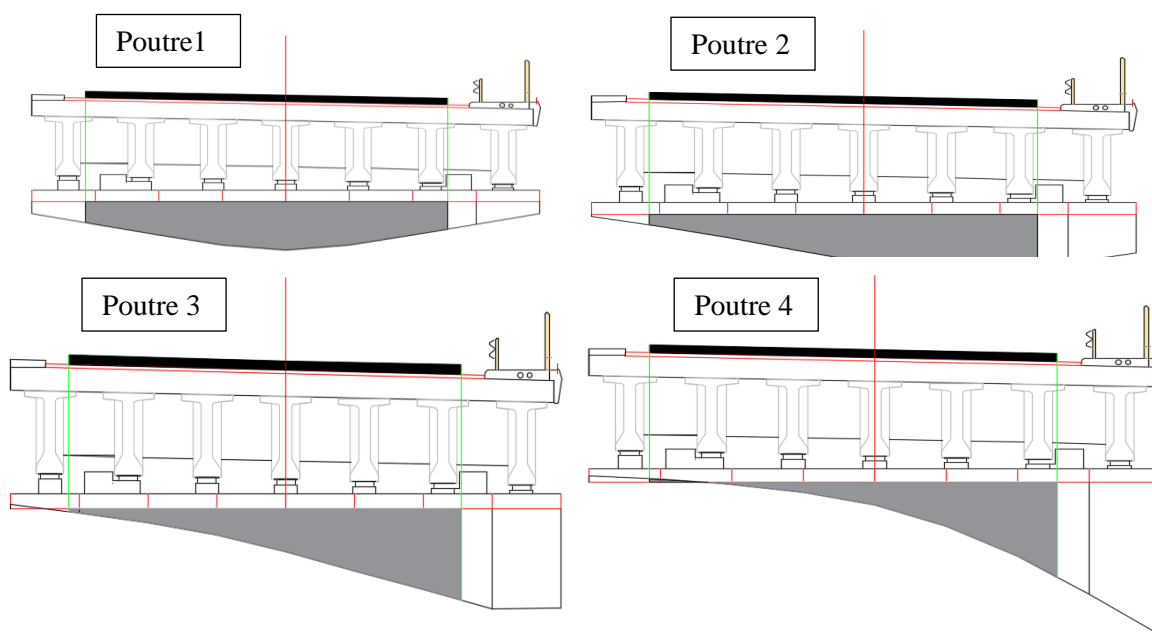


Figure IV. 17: Les surfaces de la surcharges A(l) pour deux voies chargées

Tableau IV. 29: Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement A(l) pour deux voies chargées

A(L) 2V	SURFACE	LARGEUR	$K\alpha$ MOY
POUTRE1	9,89	8,5	1,16352941
POUTRE2	9,06	8,5	1,06588235
POUTRE3	7,6105	8,5	0,89535294
POUTRE4	5,8984	8,5	0,69392941

• Surcharge Bc :
 ▪ Une voie chargée :

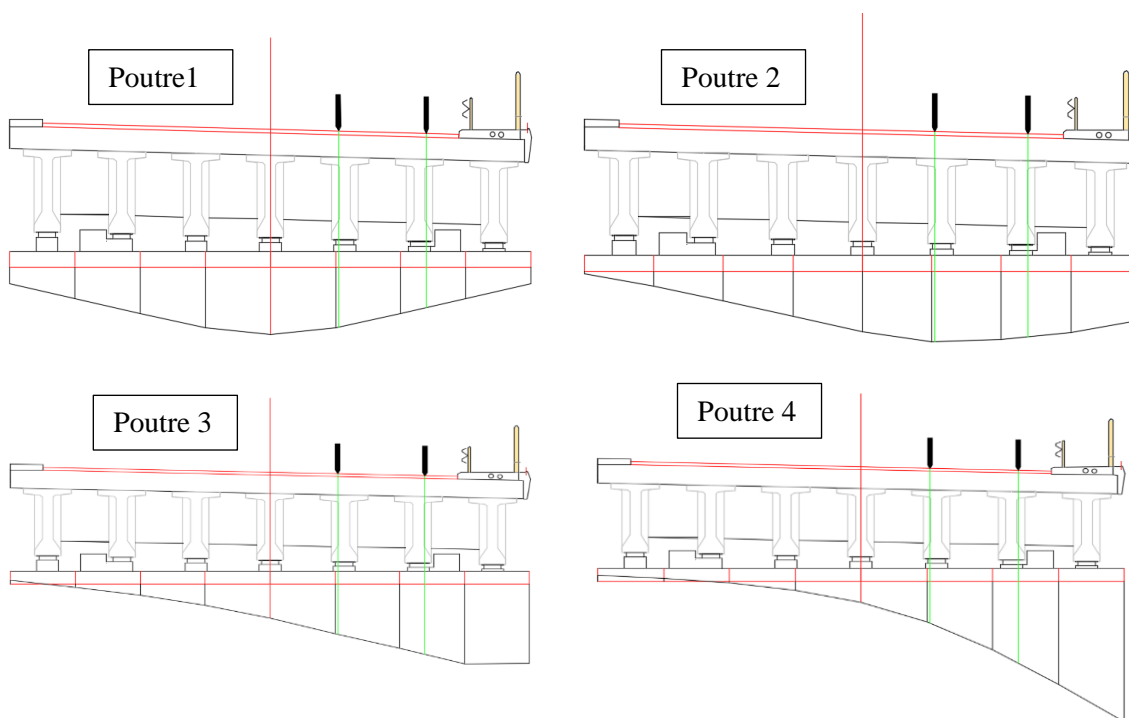


Figure IV. 18: Les lignes d'influences du chargement Bc pour une voie chargée

Tableau IV. 30: Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement Bc pour une voie chargée

BC 1V	K1	K2	$K\alpha$ MOY
POUTRE1	0,9	1,33	1,115
POUTRE2	1,4	1,5	1,45
POUTRE3	1,91	1,36	1,635
POUTRE4	2,15	1,1	1,625

▪ Deux voies chargées :

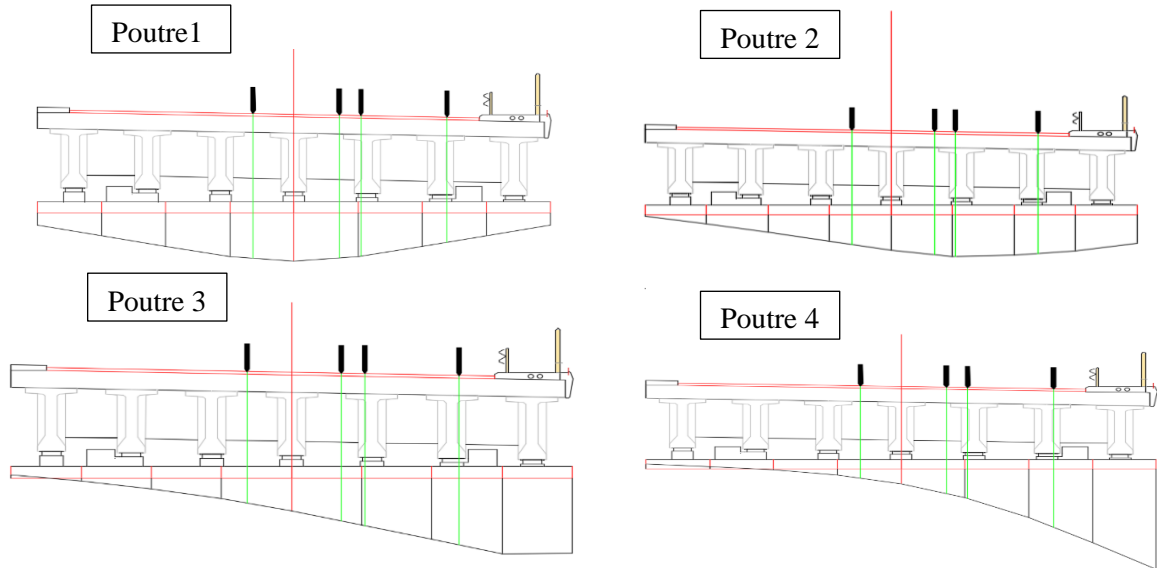


Figure IV. 19: Les lignes d'influences du chargement Bc pour deux voies chargées

Tableau IV. 31: Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement Bc pour deux voies chargées

BC 2V	K1	K2	K3	K4	$K\alpha$ MOY
POUTRE1	0,9	1,33	1,38	1,39	1,25
POUTRE2	1,4	1,5	1,44	1,08	1,355
POUTRE3	1,91	1,36	1,23	0,7	1,3
POUTRE4	2,15	1,1	0,95	0,35	1,1375

• Surcharge Mc120 :

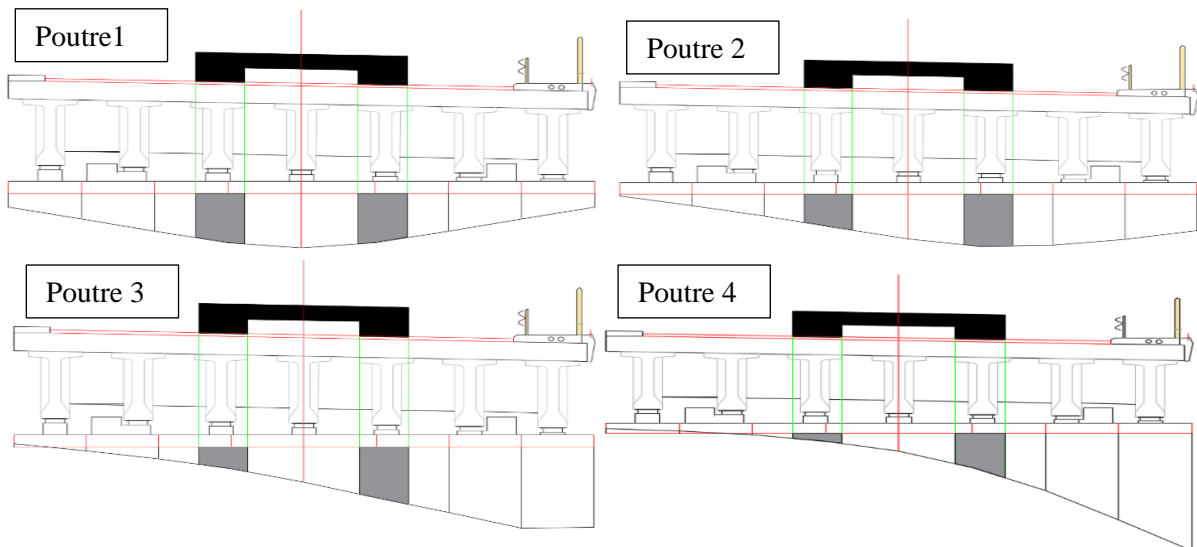


Figure IV. 20: Les surfaces de la surcharges Mc120

Tableau IV. 32: Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement Mc120

MC120	SURFACE	LARGEUR	$K\alpha$ MOY
POUTRE01	2,576	2	1,288
POUTRE02	2,4067	2	1,20335
POUTRE03	1,9386	2	0,9693
POUTRE04	1,3686	2	0,6843

• Surcharge D240 :

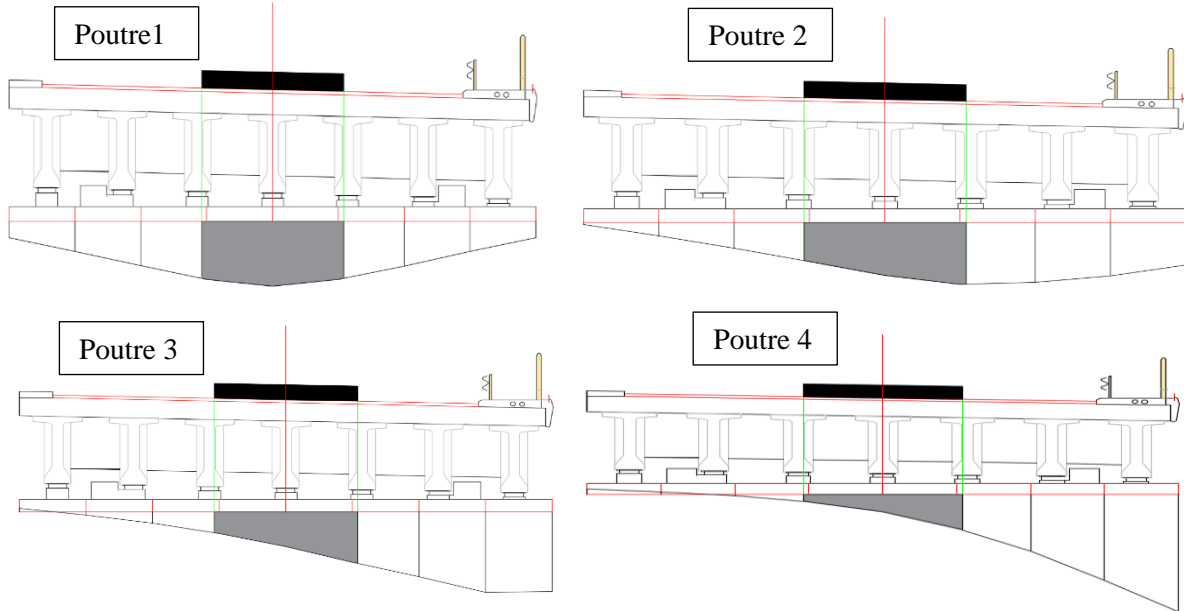


Figure IV. 21: Les surfaces de la surcharges D240

Tableau IV. 33 : Les valeurs de $K\alpha$ MOY du chargement D240

D240	SURFACE	LARGEUR	$K\alpha$ MOY
POUTRE1	4,4805	3,2	1,40015625
POUTRE2	4,0167	3,2	1,25521875
POUTRE3	3,0294	3,2	0,9466875
POUTRE4	1,9373	3,2	0,60540625

➤ 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 :

$$M_{réel} = K\alpha_{moyen} \times M_0$$

Tableau IV. 34: Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement

Désignation	M0 KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
		$K\alpha$ moy	$M_{réel}$ KN.m	$K\alpha$ moy	$M_{réel}$ KN.m	$K\alpha$ moy	$M_{réel}$ KN.m	$K\alpha$ moy	$M_{réel}$ KN.m	
Surcharge A(L)	1 voie	697.93	1.085	757.70	1.28	894.68	1.29	906.48	1.18	824.37
	2 voies	1395.86	1.16	1624.124	1.06	1487.82	0.89	1249.78	0.69	968.62

Surcharge B	Bc	1V	626.62	1.115	698.68	1.45	908.599	1.635	1024.52	1.625	1018.25
		2V	1160.66	1.25	1450.82	1.355	1572.69	1.3	1508.85	1.137	1320.25
	Bt	1t	460.10	1.15	529.11	1.45	667.145	1.57	722.357	1.5	690.15
		2t	927.14	1.25	1158.92	1.28	1191.37	1.17	1087.07	0.967	897
	Br	124.22	1.48	184.18	1.28	159.85	0.92	115.46	0.55	68.90	
Convoi	Mc120	1262.51	1.28	1626.11	1.20	1519.24	0.96	1223.75	0.684	863.93	
	D240	2031.6	1.40	2844.55	1.25	2550.10	0.94	1923.29	0.60	1229.94	

IV.3.3.CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION)

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 et Coques.. etc.

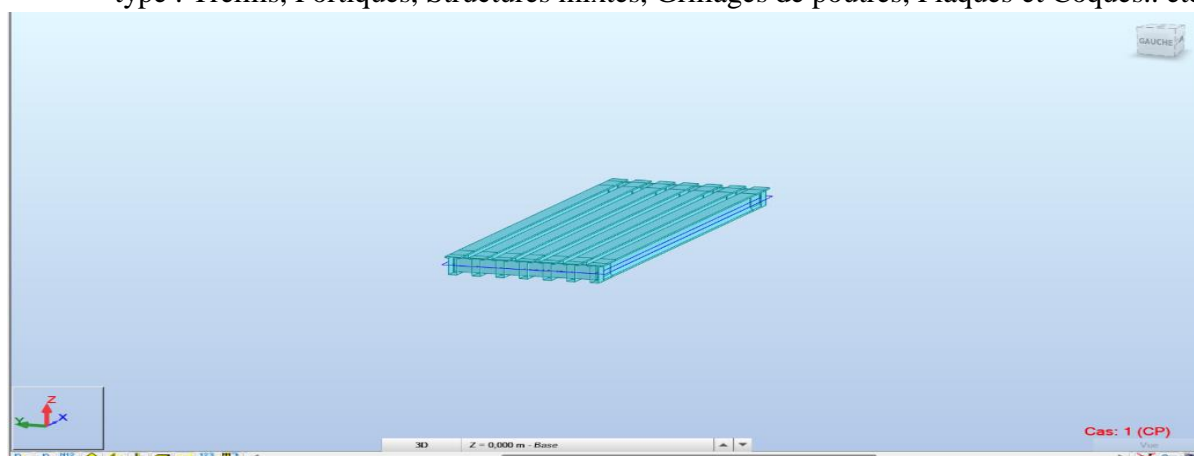


Figure IV. 22: Modélisation par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019

IV.3.4. 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 IV. 35: Combinaisons de charge des moments fléchissant en (KN.m)

COMBINAISONS		P1	P2	P3	P4
ELS	G + 1,2 A(I) + St	6291,32	6127,76	5842,12	5504,73
	G + 1,2 Bc + St	6083,36	6229,61	6153,00	5926,67
	G + 1,2 Bt + St	5733,08	5772,02	5646,86	5418,78
	G + 1,2 Br + St	4563,40	4534,20	4480,93	4425,05
	G + MC120	5910,16	5803,28	5507,79	5320,76
	G + D240	7128,60	6834,14	6207,33	5759,97
ELU	1,35G + 1,6(A(I)+St)	8452,05	8233,97	7853,11	7403,26
	1,35G + 1,6(Bc+St)	8174,77	8369,77	8267,63	7965,86
	1,35G + 1,6(Bt+St)	7707,73	7759,65	7592,77	7288,67
	1,35G + 1,6(Br+St)	6148,16	6109,22	6038,19	5963,70
	1,35(G + MC120)	7978,71	7834,43	7435,52	7165,76
	1,35(G + D240)	9623,61	9226,10	8379,90	7751,37

Tableau IV. 36: Combinaisons de charge des efforts tranchants en (KN)

COMBINAISONS		P1	P2	P3	P4
ELS	G + 1,2 A(I) + St	715.96	715.12	687.74	694.01
	G + 1,2 Bc + St	735.89	845.67	754.90	755.70
	G + 1,2 Bt + St	714.77	732.50	703.06	682.5
	G + MC120	702.05	796.92	692.68	674.82
	G + D240	938.47	896.30	719.15	709.65
ELU	1,35G + 1,6(A(I)+St)	961.59	960.72	911.68	937.71
	1,35G + 1,6(Bc+St)	971.66	1134.74	993.53	1020.35
	1,35G + 1,6(Bt+St)	959.62	983.90	944.68	922.36
	1,35(G + MC120)	935.93	1074.97	884.06	913.83
	1,35(G + D240)	1266.04	1209.13	969.76	960.42

L’ouvrage est isostatique comportant 05 travées identiques et indépendantes, on étudiera donc une seule travée (une dalle en béton armé de 20 cm reposant sur 07poutres).

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

IV.4. ETUDE COMPARATIVE

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

Tableau IV. 37: Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques

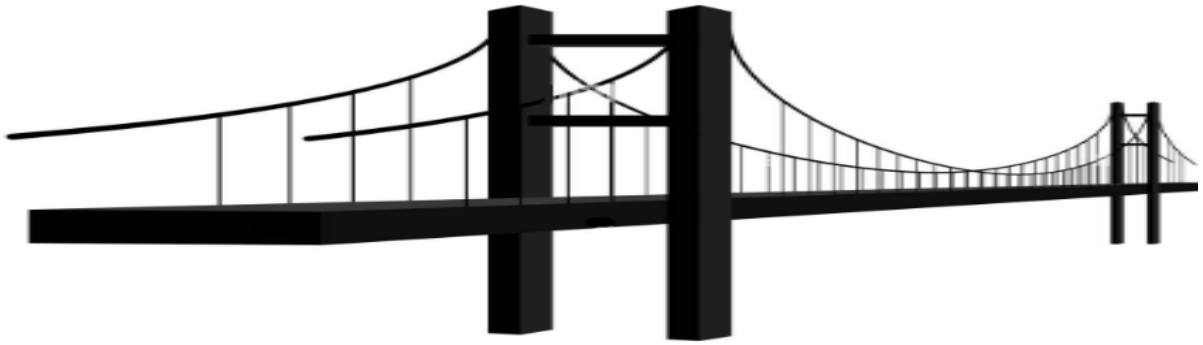
Combinaisons		Moment fléchissant (kN.m)	
		Manuel	Automatique
ELS	G + 1,2Al + St	6291,32	5841.59
	G + 1,2BC + St	6229,61	6275.55
	G + Mc120	5910,16	5813.12
	G + D240	7128.60	6928.25
ELU	1,35G + 1,6(AI+ St)	8452.05	7842.90
	1,35G + 1,6(BC + St)	8369.77	8455.10
	1,35 (G + Mc120)	7978.71	7840.33
	1,35 (G + D240)	9623.61	9346.23

IV.5. CONCLUSION

Nous concluons que la poutre la plus sollicitée est la poutre **P1** sous la combinaison la plus défavorable (**G + D240**).

Pour le reste du calcul, nous utiliserons les résultats obtenus par la méthode automatique.

CHAPITRE V



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION

Le béton résiste mieux en compression qu'en traction, La précontrainte à pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créés par les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, etc.). La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créés par la mise en tension des câbles de précontrainte.

V.2. PRINCIPE DE PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension après coulage du béton lorsqu'il a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis). Après coulage et durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines et des ancrages qui s'appuient sur l'ouvrage en béton à comprimer, mis en tension à l'aide de vérins et bloqués tendus dans les ancrages. Les câbles transmettent leur tension au béton et le transforment en béton précontraint. Il existe deux types de précontrainte par post-tension:

- intérieure au béton.
- Extérieure Au Béton.

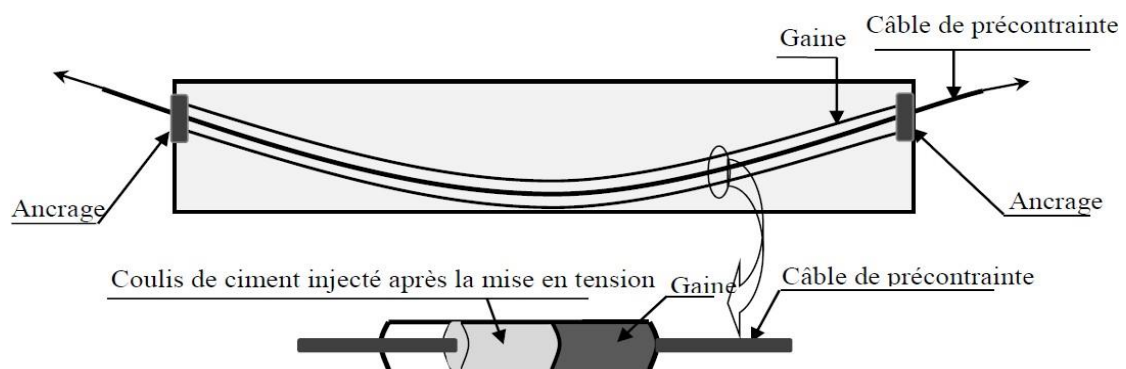


Figure V. 1 : Principe de précontrainte

V.3. DONNEES DE CALCUL

Ci-après, un rappel des caractéristiques géométriques de la poutre ainsi que les données utilisées pour le dimensionnement de la précontrainte :

Tableau V. 1: Caractéristiques géométrique

Caractéristiques des sections	Section d'about		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m²)	1,150	1,493	0,687	1,0267
v' (m)	0,951	1,167	0,944	1,2603
v (m)	0,849	0,833	0,856	0,7397
I_G (m⁴)	0,338	0,576	0,380	0,4766
i² (m²)	0,294	0,386	0,553	0,4642
ρ	0,364	0,397	0,685	0,4979

Tableau V. 2: Données de dimensionnement de la précontrainte

DONNEES DE L'OUVRAGE		CARACTERISTIQUES DES CABLES	
H_p	1.8 m	Câble	T15
H_{p+D}	2 m	Nb Torons	12
L_{Poutre}	34 m	A_{p1toron}	0,00014 m ²
L_{Portée}	33 m	A_p	0,00168 m ²
N_{Poutres}	7	F_{prg}	1770 MPa
E_{Dalle}	0,20 m	F_{p0}	210,6 kN
Enrobage	0,03 m	F_{peg}	1593 MPa
λ	1,70 m	D_{gaine}	0,08 m
L_{TC}	1,1 m	f	0,18 rd ⁻¹
B_{About}	0,6 m	φ	0,002 m ⁻¹
CARACTERISTIQUES DU BETON		g	6 mm
F_{c28}	35 MPa	μ₀	0,43
F_{t28}	2.7 MPa	ρ_{1000h}	2,5
σ_{bc}	21 MPa	E_p	190000 MPa
σ_{bt}	-4,05 MPa	f_e	500 MPa
		σ_s	434,783 MPa

Les moments et efforts tranchants obtenus précédemment sont égaux à :

Tableau V. 3: Moments fléchissant et efforts tranchants de calcul

Moment de la poutre seule sous son poids propre	→	M_{gp} = 2.30 MN.m
Moment max de combinaison à l'ELS	→	M_M = 6.093 MN.m
Moment sous G à l'ELS	→	M_m = 4.58 MN.m
Effort tranchant max de combinaison à l'ELS	→	V_M = 0.94 MN
Effort tranchant sous G à l'ELS	→	V_m = 0.583 MN

V.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

V.4.1. VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE « P_{MIN} »

$$P_{MIN} = \text{Max} [P_I; P_{II}]$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{v} \sigma_{bt1} + \frac{1}{v} \sigma_{bt2}}{\rho h} \text{ Section sous-critique}$$

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \frac{1}{v} \sigma_{bt2}}{v' + \rho v - d'} \text{ Section sur critique.}$$

Tels que :

- $\Delta M = M_{max} - M_{min}$
- v et v' : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.
- $\sigma_{bt1} = -1,5f_{tj}$ et $\sigma_{bt2} = -f_{tj}$ (Classe II).
- ρ : Le rendement géométrique.
- h : La hauteur de la section.
- $d' = 0,1 \times h$

Les résultats des calculs sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4: Calcul de P_{MIN}

σ_{bt2}	- 2.7 MPa
σ_{bt2}	- 4,05 MPa
d'	0,20 m
P _I	2.36 MN
P _{II}	4.85 MN
P_{MIN} = 4.85 MN	

V.4.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

Le nombre de câbles nécessaires est donné par la formule suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_o}$$

P₀ : effort de précontrainte limite qu'un câble 1T15s peut créer ; il est estimé à **25%** de pertes, tel que : **P₀ = min {(0,8 x f_{prg} x A_p) ; (0,9 x f_{peg} x A_p)}**

Tableau V. 5: Détermination du nombre de câbles

ΔP_0	25	%	Donc on opte pour 3 câbles de 12T15
P ₀	2.38	MN	
n ≥	2.72	Cables	

V.4.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Il est recommandé de placer trois câbles dans l'about afin de faciliter les travaux de mise en tension de la précontrainte, puis de vérifier si la contrainte est satisfaite selon l'état limite.

$$F_{cj} = j * \frac{f_{c28}}{4,76+0,83j}$$

F_{tj}= 0.6+0.06*F_{cj} En construction

$\sigma_{bt 1} = -1.5 * F_{tj}$ Hors section d'enrobage - en construction

$\sigma_{bt 2} = -0.7 * F_{tj}$ Section d'enrobage - en construction

Tableau V. 6: Caractéristiques relatives aux quatre phases de vérification des contraintes

PHASE 1: Après 7 jours		PHASE 2: Après 28 jours	
F _{c7}	23,18 MPa	F _{c28}	35,00 MPa
F _{t7}	1,99 MPa	F _{t28}	2,70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1,39 MPa	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1,89 MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-2,99 MPa	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa
$\bar{\sigma}_{bc7}$	13,91 MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa
Δp	5 %	Δp	10 %
Nb câbles	03	Nb câbles	03

PHASE 3 : Après coulage de la dalle		PHASE 4: En service	
F_{c28}	35,00 MPa	F_{c28}	35,00 MPa
F_{t28}	2,70 MPa	F_{t28}	2,70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1,89 MPa	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2,70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	21,00 MPa
Δp	15 %	Δp	25 %
Nb câbles	03	Nb câbles	03

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 7: Résultats de vérification des contraintes

Phase	e_0	M	P	σ_{sup}	σ_{inf}	Obs
	(m)	(MN.m)	(MN)	(MPa)	(MPa)	
Phase 1	0.74	2.30	1.69	4.83	-0.12	C.V
Phase 2	0.74	2.30	6.42	3.80	15.42	C.V
Phase 3	1.06	3.34	6.07	1.11	14.08	C.V
Phase 4	1.06	6.93	5.35	5.35	1.90	C.V

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P * e_0 - M) * \frac{V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P * e_0 - M) * \frac{V}{I}$$

C.V : contraintes vérifiées

❖ **Interprétation :**

- ✓ Au niveau de la fibre inférieure : $\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bcj}$
- ✓ Au niveau de la fibre supérieure : $\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bcj}$

V.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

V.5.1.DISPOSITION DES CABLES

➤ **En section d’about :**

Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correct et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence un 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.

➤ **En section médiane :**

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum.

La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer des contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Ces dispositions doivent tout de même tenir compte des espacements et couvertures exigés par le **BPEL91**, en suivant la 3^{ème} disposition de la figure représentée ci-dessous :

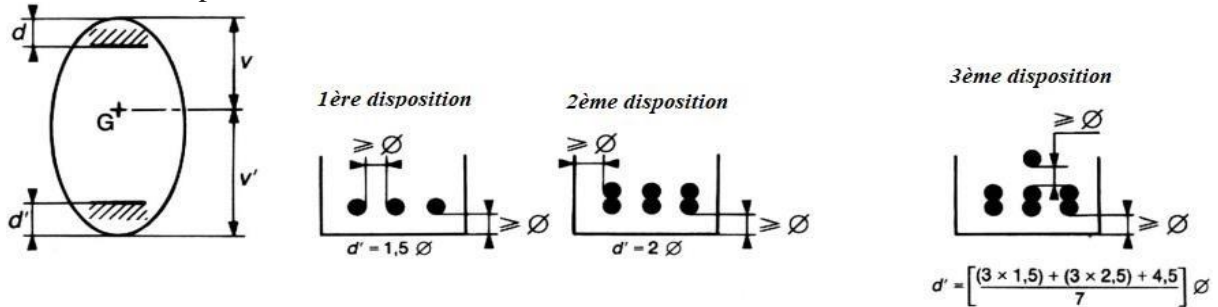


Figure V. 2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte

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

Tableau V. 8:Tracé des câbles

Position des câbles	X = 0		X = L/2	
	Yi(m)	Schéma	Yi(m)	Schéma
Cable 1	0.71		0.12	
Cable 2	0.35		0.20	
Cable 3	0.35		0.36	
N lit	1.00		1.00	

V.5.2. TRACE DES CABLES

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

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2^{ème} degré : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$

l : La distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

f : La flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole

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

$$\beta = 4 \times \frac{f}{l}$$

V.5.3. CALCUL DE L'ANGLE DE RELEVAGE « α »

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

$$\text{Arc sin} \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left(\frac{V_m + \bar{V}}{P} \right)$$

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

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arc sin} \left(\frac{V_M - V_m}{2P} \right)$$

Avec :

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} * b_n * 0.8$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 * f_{tj} * (f_{tj} * \sigma_x)}$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{b_n}$

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{\text{Brute}} - n * B_{\text{Gaine}}$

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n * \phi$

n : Nombre de gaines par lit.

b_0 : Largeur brute.

B_{Gaine} : Surface de la gaine.

$\Phi = 8 \text{ cm}$: Diamètre de la gaine.

Le plan de câblage de notre poutre est représenté en annexe.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau V. 9 : Caractéristiques du tracé des câbles

$b_n = 0,52 \text{ m}$ $B_n = 1,48 \text{ m}^2$ $P = 5,35 \text{ MN}$ $\sigma_x = 3,62 \text{ MPa}$ $\bar{\tau} = 2,61 \text{ MPa}$ $\bar{V} = 2,17 \text{ MPa}$	$l = 33.76 \text{ m}$ $l_{\text{rel}} = 0.88 \text{ m}$ $l_{\text{pb}} = 32 \text{ m}$ $-13.33^\circ \leq \alpha \leq 31.089^\circ$							
$\alpha_{C1} = 3.86^\circ$ $\alpha_{C2} = 5.65^\circ$ $\alpha_{C3} = 6.90^\circ$								
N° câble	l (m)	$\alpha_{\text{rel}} (^\circ)$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l) (rd)$
			x=0.12	x=1	x=17			
C1	32	3.86	0.71	0.65	0.12	0.53	241.23	0.066
C2	32	5.65	1.06	0.97	0.2	0.77	165.60	0.097
C3	32	6.90	1.41	1.30	0.36	0.94	135.66	0.118

V.6. CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES

On désigne sous le nom « pertes de tension » ou pertes de précontrainte toute différence entre l'effort exercé lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

On a deux types de pertes :

- ✓ Pertes instantanées
- ✓ Pertes différées

V.6.1. PERTES INSTANTANÉES

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armatures subissent trois types de pertes instantanées, à savoir :

- ✓ Les pertes par frottement.
- ✓ Les pertes par recul de l'ancrage.
- ✓ Les pertes par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse x de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{Pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse « x », après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$.

❖ Pertes par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

Il existe deux types de frottement :

- **Frottement en courbe** : le câble se place contre la génératrice intérieure de la gaine lors de la mise en tension.
- **Frottement en lignes droites** : à cause des défauts de réalisation, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente souvent des courbures d'où l'existence de frottement.

Donc, la tension appliquée σ_{P0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » ; sa nouvelle valeur est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]}$$

σ_{p0} : La tension à l'origine.

e : La base des logarithmes népériens.

f : Coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).

β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).

φ : Coefficient de frottement en ligne (m^{-1}).

x : La distance de la section considérée (m).

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

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)])}$$

Les résultats de calcul sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 10: Pertes par frottements pour $x=L/4$

N° câble	$x=l/4$ (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	8.5	0,066	0.029	40.39	47.12	3.328%
C2	8.5	0,097	0.034	47.87		
C3	8.5	0,118	0.038	53.11		

Tableau V. 11: Pertes par frottements pour $X=L/2$

N° câble	$x=l/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	17	0,066	0,046	63,58	70,20	4,957%
C2	17	0,097	0,051	70,93		
C3	17	0,118	0,055	76,08		

❖ **Pertes par recul d’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 l’annulation à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l’on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après la rentrée d’ancrage, la tension à l’abscisse $x < d$ est :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d-x)$$

Avec :

$$K = f \cdot \frac{\beta}{p} + \varphi$$

d : Longueur sur laquelle s’effectue le recul ; $d = \frac{\sqrt{E_p \cdot g}}{\sigma_{p0} K}$

E_p : Module de déformation longitudinale de l’acier.

g : Intensité du recul d’ancrage.

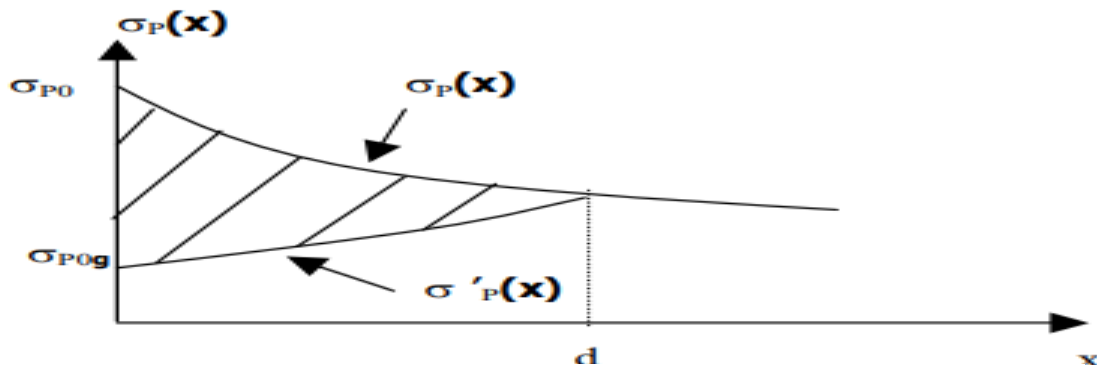


Figure V.3 : Tension le long du câble, avant et après relâchement du vérin.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 12 : Pertes par recul d'ancrage

N° câble	l (m)	k (m-1)	d (m)	$\Delta\sigma_p(l/2)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(0)$ (MPa)
C1	17	0.0027	17.26	0	132.09
C2	17	0.0030	16.32	0	139.71
C3	17	0.0032	15.74	0	144.83

❖ **Pertes 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 et égale dans une section donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e = K * \frac{E_p}{E_{ij}} * \sigma_{bj}$$

Avec :

k : Coefficient multiplicateur, (k = 1/2) pour notre cas : variations de contrainte dues à la précontrainte relative à la phase de mise en tension des armatures considérées et aux actions permanentes appliquées simultanément).

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané du béton.

σ_{bj} : Désignant la variation de contrainte agissant dans la section considérée sous

les diverses actions permanentes appliquées au jour j ; $\sigma_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{P * e^2}{IG} - \frac{M_p * e}{IG}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 13 : Pertes par déformation instantanée du béton

Mg (MN.m)	2.30
E _{ij} (MPa)	35981.73
E (m)	0.87
B (m ²)	0.76
IG (m ⁴)	0.36
n cable	3
$\Delta\sigma_b$ (MPa)	17.72
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	46.77
$\Delta\sigma_e$ (%)	3.3

V.6.2. PERTES DIFFEREEES

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différée qui sont :

- 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

❖ **Pertes par retrait du béton :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton, donné par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times (1 - r(j)) \times E_p$$

Avec :

ε_r : Retrait final pris égal à 2×10^{-4} pour la zone A de la carte climatique de l'Algérie.

$r(j)$: Une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p = 195\,000 \text{ MPa}$).

On peut négliger $r(j)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r \approx \varepsilon_r \cdot E_p$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 14 : Pertes par retrait du béton

$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	38.00 MPa
$\Delta\sigma_r$ (%)	2.68%

❖ **Pertes par relaxation des aciers :**

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 :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

ρ_{1000} : Valeur de la relaxation garantie à 1000 heures ; $\rho_{1000} = 2,5\%$.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale (après toutes les pertes instantanées).

μ_0 : Coefficient valant **0,43** pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 15: Pertes par relaxation des aciers

$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	60,94
$\Delta\sigma_{rel}$ (%)	4,30

❖ **Pertes par fluage du béton :**

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Etant 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 :

$$\Delta\sigma = (\sigma_b(x) + \sigma_{Max}(x)) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$\sigma_{Max}(x)$: Contrainte maximale dans le béton ; après les pertes de tension instantanées ;

$$\left\{ \sigma_{Max} = \frac{-M_p}{I_G} \cdot e_0 + n A_p (\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}) \left[\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_G} \right] \right.$$

$\sigma_b(x)$: Contrainte finale dans le béton ; après toutes les pertes de tension ;

$$\left\{ \sigma_b = \frac{-M_f}{I_G} \cdot e_0 + n A_p (\sigma_0 - \Delta\sigma_T) \left[\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_G} \right] \right.$$

M_p : Moment dû à la combinaison max à l'ELS.

M_m : Moment dû aux charges permanentes à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 16 : Pertes par fluage du béton.

Coefficient	Valeur
M_p (MN.m)	4.58
$e_{(p+D)}$ (m)	1.03
P (MN)	6.55
I_{nette} (m ⁴)	0.64
B_n (m ²)	1.0267
$V'n$ (m)	1.2603
σ_b (MPa)	9.91
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	130.82
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	69.24

V.6.3. PERTES TOTALES

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 :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_e + \Delta\sigma_r + 5/6 \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{fl}$$

Le tableau ci-dessous recapitule le calcul des différentes pertes

Tableau V. 17 : Valeurs des pertes totales

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	116.97	8.26
$\Delta\sigma_{Diff}$	218.17	15.41
$\Delta\sigma_{\infty}$	335.14	23.67

Le pourcentage des pertes calculé est 23.67 % et il ne dépasse pas le pourcentage estimé 25%.

V.7. VERIFICATION 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.

V.7.1. LES SECTIONS DE VERIFICATION

Les différentes sections de vérifications sont mentionnées dans la figure ci-dessous :

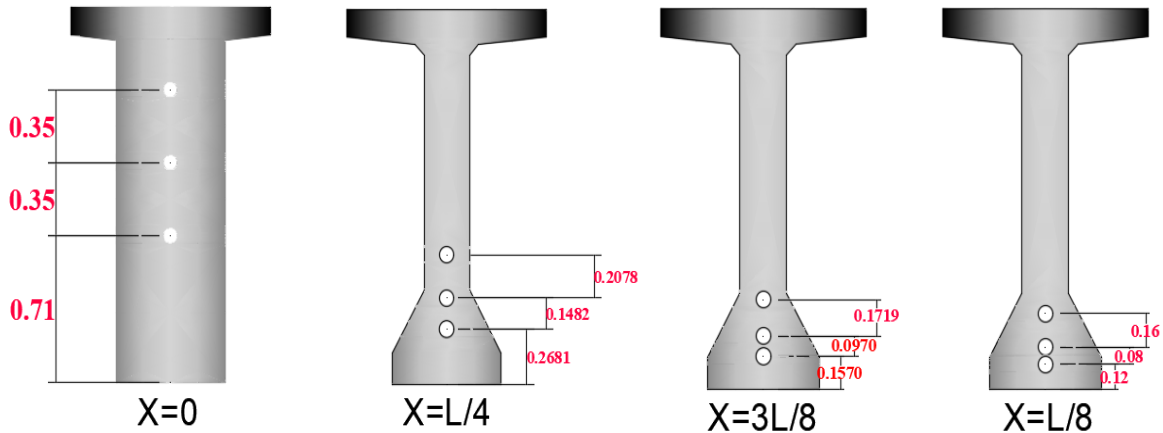


Figure V. 3 : Section de vérification

Pour la vérification on a considéré quatre (4) sections ,trois (3) sections pour les vérifications des contraintes normales ($X=L/4$; $X=3L/8$; $X=L/2$), et une section pour la vérification des contraintes tangentielles ($X=0$).

V.7.2. LIMITATION DES CONTRAINTES

Les contraintes limites sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau V. 18: limitation des contraintes

J=7jours	$\bar{\sigma}_{bc}$	13.91 MPa	Exécution / Q. Rares / Q. Fréquente
	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-2.99 MPa	
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.39 MPa	Exécution
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.99 MPa	Q. Rares
J \geq 28 jours	$\bar{\sigma}_{bc}$	21.00 MPa	Exécution / Q. Rares / Q. Fréquente
	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4.05 MPa	
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.98 MPa	Exécution
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2.7 MPa	Q. Rares

V.7.3. CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS DE CALCUL

Elles sont estimées en utilisant le logiciel AutoCAD 2021, et les résultats sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 19 : caractéristiques nettes des sections

	x=0.5		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)	1,80	2,00	1,80	2,00	1,80	2,00	1,80	2,00
B _{nette} (m ²)	1,137	1,477	0,671	1,011	0,671	1,011	0,671	1,011
v _n (m)	0,850	0,831	0,845	0,727	0,842	0,725	0,840	0,724
v' _n (m)	0,950	1,169	0,955	1,273	0,958	1,275	0,960	1,276
I _{nG} (m ⁴)	0,336	0,574	0,263	0,466	0,260	0,462	0,259	0,460
ρ (%)	36,63	39,97	48,55	49,76	48,07	49,38	47,88	49,23

V.7.4. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS

Pour ces calculs justificatifs, on prendra en compte la notion de la valeur caractéristique de la précontrainte, tel que :

$$P1 = 1,02 P0 - 0,8 \Delta P \quad \text{et} \quad P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P$$

Pour $P0 = 2,38 \text{ MN}$, les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 20 : caractéristiques de chaque phase de vérifications

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$d_{x=0.5}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	3	50	4,130	3,522	3,320	1,034	0,436	0,282	0,227
Phase 2	3	100	8,261	6,808	6,286	1,034	0,436	0,282	0,227
Phase 3	3	100	12,112	6,588	5,957	1,034	0,436	0,282	0,227
Phase 4	3	100	23,668	5,928	4,967	1,034	0,436	0,282	0,227

V.7.5. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Après avoir déterminé les phases de construction de la poutre, il faut vérifier les contraintes normales par la condition suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$$

P : Effort de précontrainte.

B_n : Surface nette de la section considérée.

I_n : Inertie nette de la section considérée.

e₀ : Excentricité du câble de précontraint moyen.

M : Moment extérieur.

y : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 21: Vérification des contraintes normales phase 01 et 02

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,08	0,52	0,68	0,73	-0,08	0,52	0,68	0,73
MEls		0,00	1,70	2,15	2,30	0,00	1,70	2,15	2,30
P1 (MN)		3,52	3,52	3,52	3,52	6,81	6,81	6,81	6,81
P2 (MN)		3,32	3,32	3,32	3,32	6,29	6,29	6,29	6,29
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,84	4,84	4,50	4,33	7,42	4,26	2,21	1,42
	σ_{inf}	2,27	5,71	8,14	6,29	4,38	16,79	19,18	20,11
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,62	4,88	4,64	4,51	6,86	4,35	2,57	1,88
	σ_{inf}	2,14	5,03	7,34	5,44	4,04	15,03	17,10	17,92

Tableau V. 22: Vérification des contraintes normales phase 03 et 04

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,14	0,84	0,99	1,05	0,14	0,84	0,99	1,05
MEls		0,00	1,54	2,75	3,43	0	5,2	6,7	6,93
P1 (MN)		6,59	6,59	6,59	6,59	5,93	5,93	5,93	5,93
P2 (MN)		5,96	5,96	5,96	5,96	4,97	4,97	4,97	4,97
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	3,17	0,31	0,56	1,03	2,85	6,24	7,14	6,98
	σ _{inf}	6,27	17,37	16,98	16,17	5,64	5,20	3,61	3,89
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	2,87	2,99	4,08	1,45	5,02	9,25	10,06	7,62
	σ _{inf}	5,67	15,31	14,63	13,71	4,73	2,06	0,03	0,14

❖ **Conclusion :**

On constate que les valeurs de contraintes obtenues sont comprises entre les deux valeurs de contraintes admissibles, et ceci pour chacune des phases de construction, ce qui nous permet de dire que **les contraintes normales sont bien vérifiées.**

V.7.6.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1 \quad \text{et} \quad \tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0,6 f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2$$

Avec :

τ: Contrainte tangentielle

σ_x: Contrainte normal

si σ_x<0.4f_{cj} on aura τ₁<τ₂, on devra alors vérifier uniquement τ<τ₁

- Détermination de la contrainte normale :

La contrainte normale est donnée par la formule suivante : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

P : Effort de précontrainte ; $P = \sum P_i \cos a_i$

B_n : Surface nette de la section considérée.

- Détermination de la contrainte tangentielle :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante : $\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

V_{red} : Effort tranchant réduit ; $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin a_i$

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section située au-dessus de l'axe neutre ;

b_n : Largeur nette de la section

I_n : Moment d'inertie net de la section.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V. 23 : Vérification de la contrainte tangentielle

Cables	α	P(MN)	P.cos α	P.sin α	B_n (m ²)	1,48
C1	3.89 °	1,82	1,81	0,12	σ_x (MPa)	3,67
					V_{ser} (MN)	0,94
C2	5.65 °	1,82	1,81	0,18	V_{red} (MN)	0,42
C3	6.90 °	1,82	1,80	0,22	S_n (m ³)	0,49
					I_n (m ⁴)	0,57
Somme			5,66	0,52	b_n (m)	0,52
τ (MPa)	0.69				$\bar{\tau}_1$ (MPa)	2.36

❖ Conclusion :

On constate que $\tau = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_1 = 2.36 \text{ MPa}$, donc les contraintes tangentielles sont bien vérifiées.

V.7.7.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 A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL) :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_c} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

Avec :

B_t : Aire du béton tendu

N_{Bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercés sur B_t

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Pour notre cas il n'existe pas de zone tendue donc $A_s = 0 \text{ cm}^2$ qui veut dire que le ferrailage passif n'est pas nécessaire mécaniquement, on disposera un ferrailage minimal pour la limitation des fissures du béton.

On prendra 4HA16

La figure ci-dessous représente le diagramme des contraintes :

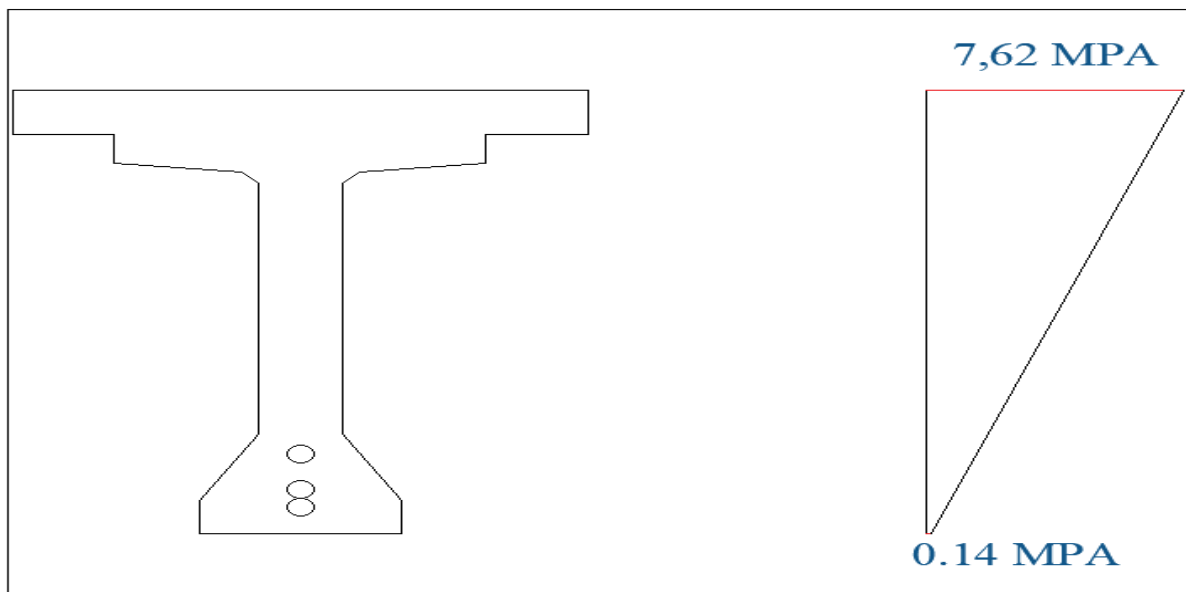


Figure V. 4 : diagramme des contraintes à mi-travée

V.7.8.JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime consistent à vérifier :

- ✓ La résistance des armatures transversales.
- ✓ Le non-écrasement des bielles de béton.
- **Vérification de la résistance des armatures transversales :**
 - La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

τ_u : contrainte tangentielle ultime $\tau_u = \frac{V_{u,red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Les résultats sont donnés ci-dessous :

Tableau V. 24 : Détermination l'angle β_u .

V_{ult}	1.27MPa	B_n	1.48m ²
V_{red}	0.75MPa	σ_x	3.67 MPa
S_n	0.49 m ³	τ_u	1.23 MPa
I_n	0.57 m ⁴	β_u	16.96°
b_n	0.52 m	On prend : β_u = 30°	

- La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

S_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$: Pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

Tableau V. 25: Détermination de la section d'armature

τ_u (MPa)	1.23
f_e (MPa)	500.00
f_{t28} (MPa)	2.70
b_n (m)	0.52
γ_s	1.15
$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.30 \text{ (cm}^2\text{/m)}$	

- **Minimum d'armatures transversales :**

Le minimum d'armatures transversales à disposer est donné par le rapport suivant :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

Avec $S_t \leq \{1m; 0.8h; 3b_0\}$

(**h** étant la hauteur totale de la poutre et **b₀** la largeur brute de l'âme).

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq 4.78 \text{ (cm}^2/\text{m)}$ et $S_t \leq 1m$

Alors nous retiendrons un **cadre HA 12** ($A_t = 2,26 \text{ cm}^2$) avec un espacement constant.

S_t égal à : $S_t \leq \frac{2.26}{0.04738} = 47.69 \text{ cm}$ on prend $S_t = 45 \text{ cm}$.

➤ **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 à la contrainte ultime du béton.

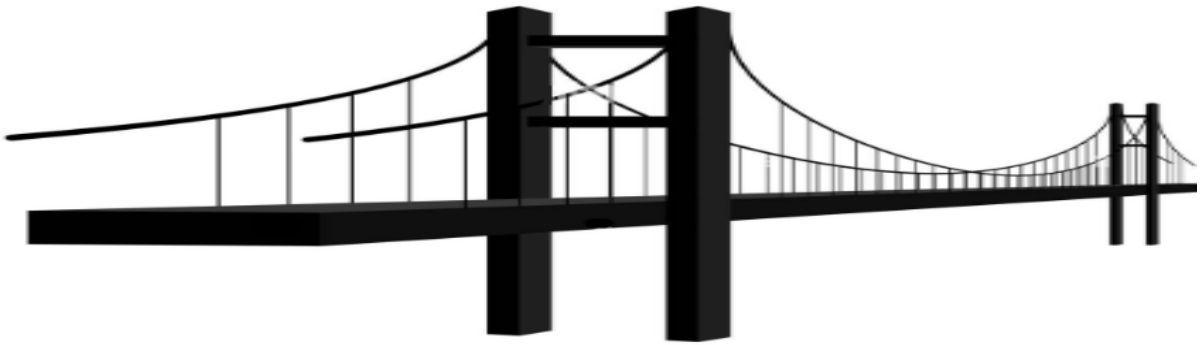
La justification se fait par la formule approchée :

$$\tau_u \leq f_c 28/6 = 5.83 \text{ MPa ce qui est vérifiée.}$$

V.8. CONCLUSION :

L'étude de la précontrainte nous a permis tout d'abord de déterminer le câblage, mais aussi de vérifier que ce dernier satisfait à la vérification des contraintes tant sur les sections courantes que sur les sections particulières.

CHAPITRE VI



ETUDE DU TABLIER

VI.1 INTRODUCTION

Après avoir calculer la précontrainte dans le chapitre précédent on passe à l'étude du tablier qui est un élément principal du pont constitué d'une dalle, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont aux poutres, Pour cela nous traiterons dans ce chapitre l'étude du tablier et des dispositifs nécessaires à l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

VI.2 CALCUL DE LA FLECHES ET CONTRE FLECHE

Une poutre isostatique simplement appuyée se déformera sous l'action de son poids propre et de sa précontrainte. Cependant, ces déformations doivent se produire librement afin qu'elles ne puissent pas modifier l'effet de la précontrainte, sinon des fissures peuvent apparaître dans certaines parties de la poutre.

Les flèches sont déterminées à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

VI.2.1. FLÈCHE DUS AUX POID PROPRE

On a deux types de flèches, la première c'est la flèche dirigée vers le bas qui prend le signe positive et la deuxième c'est la contre flèche (dirigée vers le haut) qui prend le signe négatif.

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie.

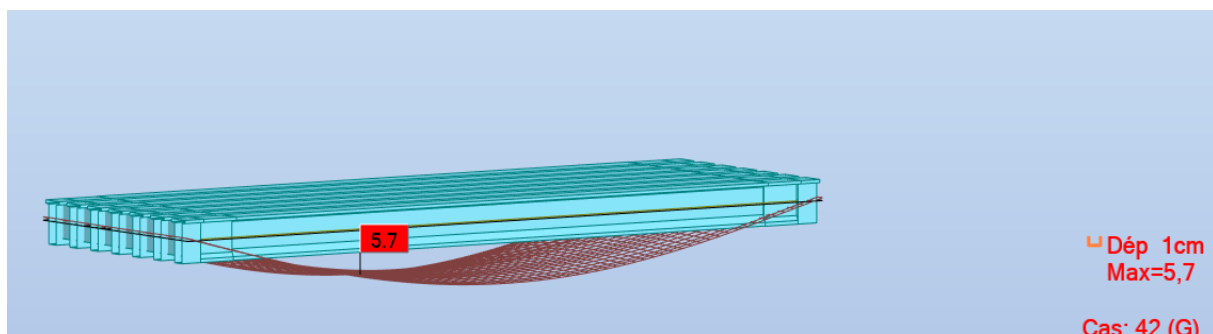


Figure VI. 1: Flèche max de la poutre due au poids propre

D'après la figure ci-dessus on peut déduire la flèche maximale due aux poids propres du tablier qu'est égale à 5.70 cm

VI.2.2. CONTRE FLÈCHE DE PRÉCONTRAINTÉ

Données de calcul : P câble moy = 5.92 MN (mise en tension a 100 %)

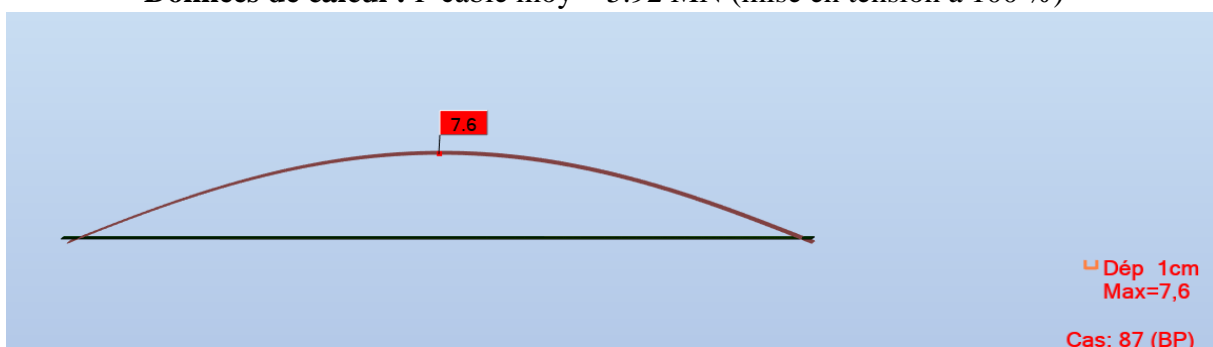


Figure VI. 2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte

D'après la figure précédente on constate que la contre flèche maximale due à la mise en tension des câbles de précontraintes est égale à 7.6 cm.

$$f_p = - 7.6\text{cm}$$

VI.2.3. FLÈCHE DUE À LA CONSTRUCTION

La flèche est dirigée vers le bas et elle donnée par la formule suivante :

$$f_e = \frac{3}{4}(|f_p| - f_g) = f_e = \frac{3}{4}(|-7.6| - 5.7) = 1.425\text{cm}$$

VI.2.4. FLÈCHE MAXIMALE À ELS

D'après le diagramme ci-dessous on peut déduire que la flèche maximale à l'ELS est égale à 7cm. $f_{ELS} = 7.00\text{cm}$

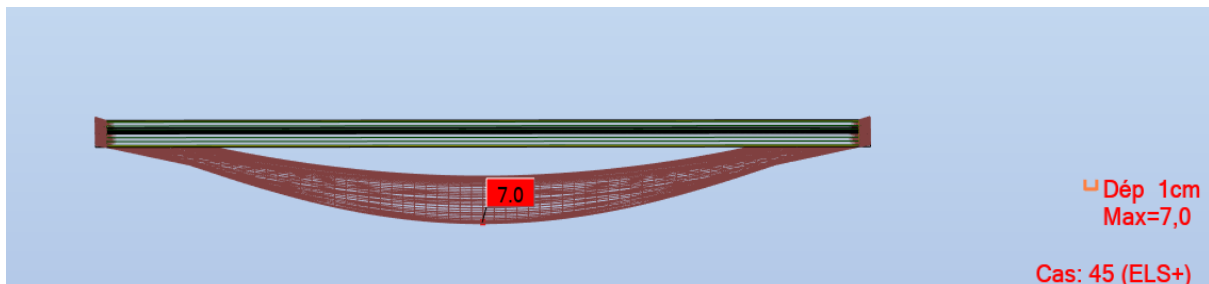


Figure VI. 3:Flèche max de la poutre à L'ELS

VI.2.5. FLÈCHE TOTALE

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$$f_t = f_c + f_p + f_{ELS} = (1.425 + (-7.6) + 7.00) = 0.825 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges :

$$f_t = 0.825 \text{ cm est inférieur à la flèche admissible : } (f_{adm} = L/500 = 34/500 = 6.8\text{cm}) \rightarrow f_t < f_{adm}$$

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VI.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

Les entretoises sont des pièces transversales leurs rôle principal est d'encastrent les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier.

Les efforts agissant sur l'entretoise dépendent de la position et du nombre des vérins, il y a évidemment un besoin de prévoir un positionnement étudié pour éviter des efforts imprévus lors du vérinage du tablier. Pour notre tablier on a choisi 4 points de vérinage

VI.3.1. EVALUATION DES EFFORTS

L'entretoise sera considérée comme une poutre continue reposant sur quatre appuis supportant une charge uniformément répartie sachant que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

le poids de la superstructure repris par l'entretoise est : $G_{\text{Tablier}} = 367.15 \text{ KN/ml}$

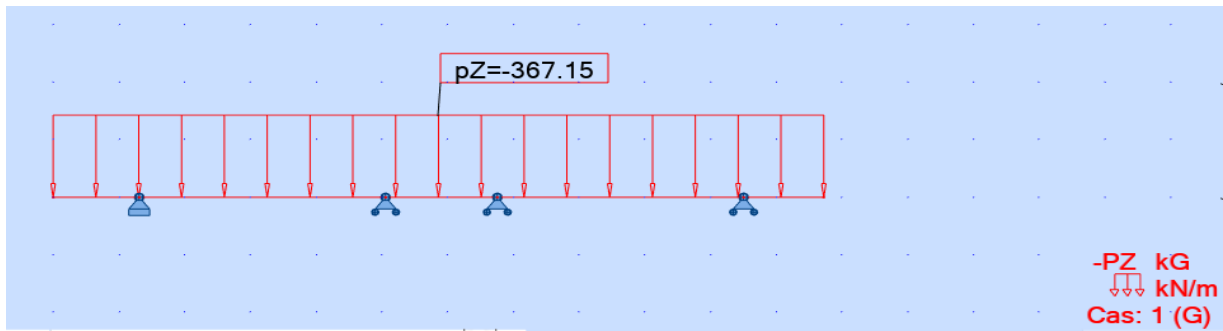


Figure VI. 4:Modélisation de l'entretoise

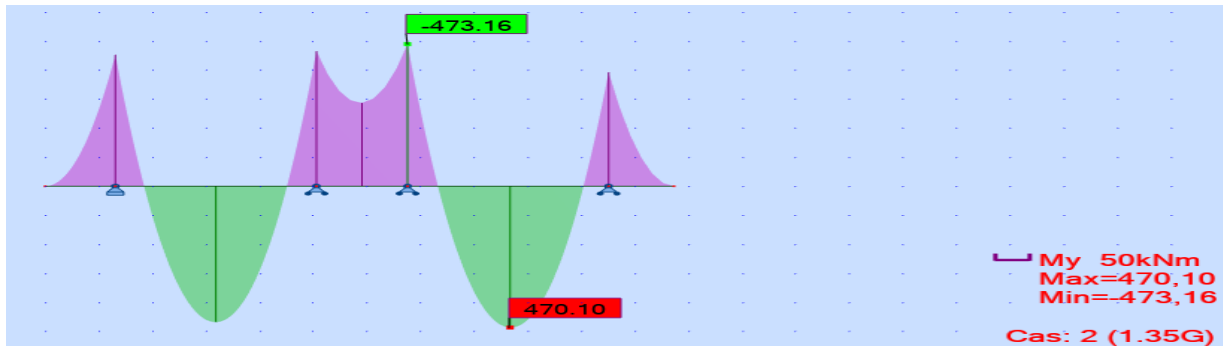


Figure VI. 5:Diagramme du moment à L'ELS

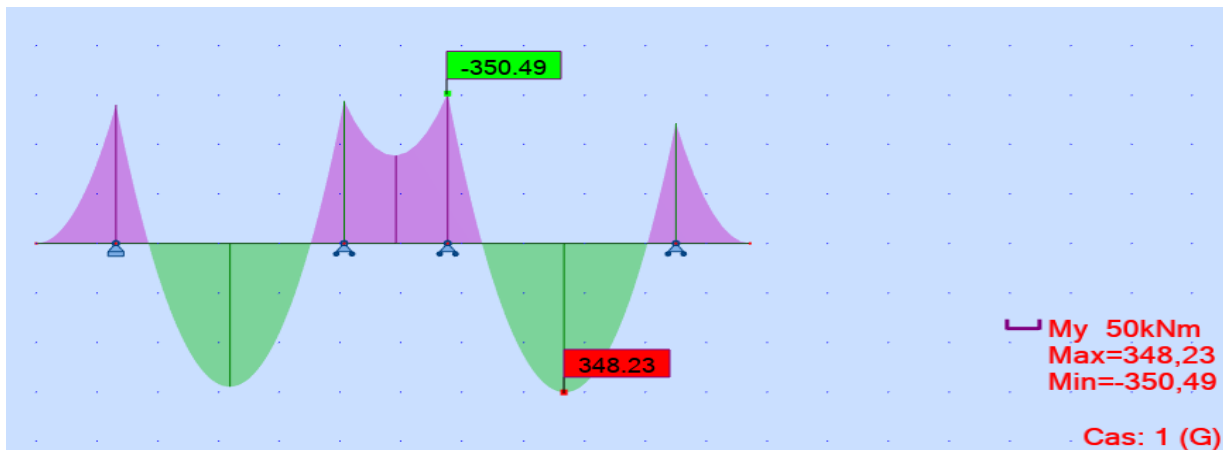


Figure VI. 6 : Diagramme du moment à L'ELU

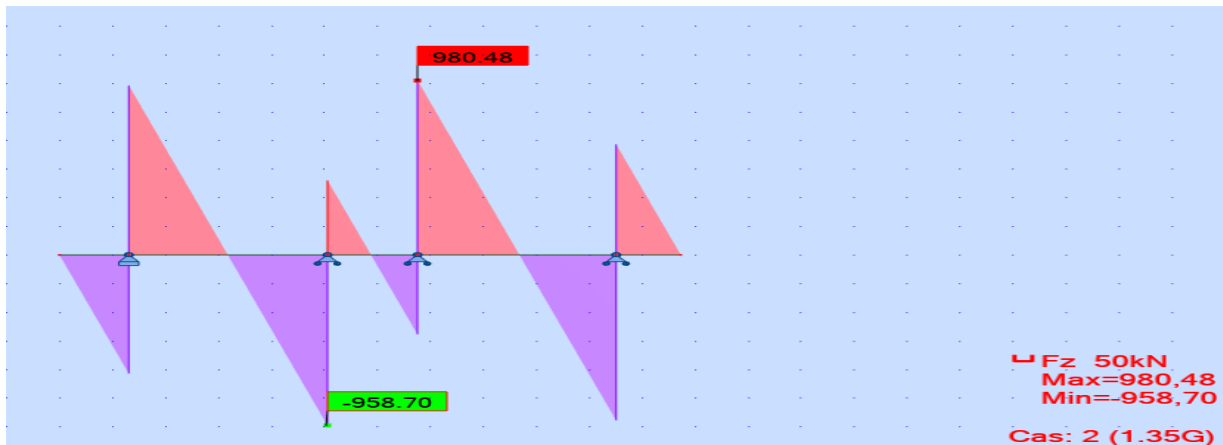


Figure VI. 7:Diagramme de l'effort tranchant a L'ELU

VI.3.2. FERRAILLAGE

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, en se basant sur les résultats des calculs précédentes.

On les moments max a L'ELS :

- Fibres supérieures : $M_{max} = 350.49 \text{ KN.m}$
- Fibres inférieures : $M_{max} = 348.23 \text{ KN.m}$

➤ **Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)**

• **Armatures principales**

$$A_s = 11.3 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA16 ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

• **Armatures de peau (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s . On opte pour HA12 ; avec un espacement de 15 cm.

➤ **Ferrailage nappe inférieure**

➤ **Armatures principales**

$$A_s = 11.3 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA16 ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

➤ **Cadres transversales (Effort tranchant)**

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 15 cm.

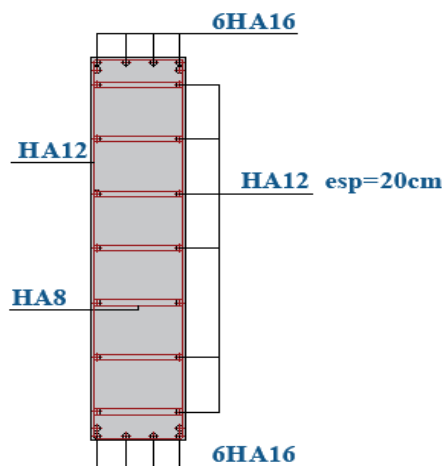


Figure VI. 8:Ferrailage de l'entretoise

VI.4 ETUDE DE LA DALLE

Une dalle est un élément d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions, elle est chargée perpendiculairement à son plan moyen. La dalle d'un pont à poutres est souvent connue sous le nom d'hourdis. Elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement + chape d'étanchéité), ainsi que les surcharges, et transmettre ces dernières aux poutres.

Pour notre cas on a une dalle de 11.75m de largeur et 20cm d'épaisseur et elle s'appuie longitudinalement sur sept (07) poutres avec un entraxe de 1.70m.

Le tableau ci-dessous contient les valeurs du moment à L'ELS :

Tableau VI. 1: Moment max à L'ELS

COMBINAISONS DE CHARGES	Sur appuis		En travée	
	Mxx (Kn.m)	Myy (Kn.m)	Mxx (Kn.m)	Myy (Kn.m)
G+D240+0.6T+0.5GR+BP	7.46	14.81	-19.80	-74.74

Les résultats détaillés du calcul se trouve dans L'annexe A

VI.4.1. FERRAILLAGE

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

➤ **Ferrailage Transversal**

Ce type de ferrailage est calculé à partir des moments fléchissant transversaux lorsque des charges réparties, partiellement réparties ou ponctuelles sont appliquées. La présence de poutres sous la dalle entraîne le découpage de celle-ci en plusieurs dalles de 1 m de large par unité ; ce type de flexion ne se produit que dans un sens (instant suivant YY).

Le calcul de la section de ferrailage et le choix des barres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2: Ferrailage transversal

	Moment a L'ELS KN.m	Section d'acier	Choix des barres
Nappe inférieure	-74.74	23.9 cm ²	8 HA20/ml
Nappe supérieure	14.81	4.4 cm ²	8 HA12/ml

➤ **FERRAILLAGE LONGITUDINALE**

Ce type de ferrailage se calcule par rapport au moment de flexion longitudinale (moment suivant XX).

Le calcul de la section de ferrailage et le choix des barres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3: Ferrailage longitudinale

	Moment a L'ELS KN.m	Section d'acier	Choix des barres
Nappe inférieure	-19.80	6.6 cm ²	5 HA14/ml
Nappe supérieure	7.46	2.70 cm ²	5 HA10/ml

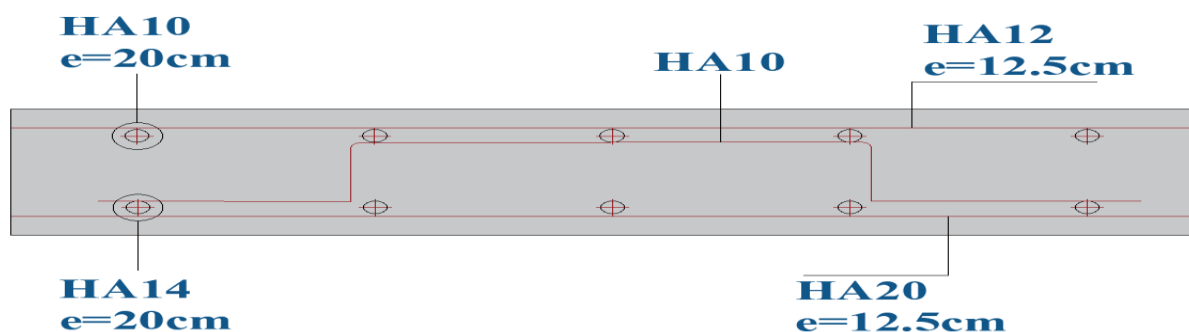


Figure VI. 9: Ferrailage de la dalle

VI.5 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES

VI.5.1. ARMATURE DE PEAU

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section de la poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de largeur de parement. Cela équivaut à environ un cadre HA12 avec un espacement de 20 cm

VI.5.2. FERRAILLAGE MINIMAL

Toutes les sections les poutres nécessite un ferrailage minimal pour éviter une rupture fragile due à l'effort tranchant, le choix de la section de ferrailage se fait en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{(At * fe)}{(St * bn * \gamma_s)} \geq 0.4 \text{MPa}$$

On a choisi la même section que celle des armatures de peau donc At=2.26 cm².
 Pour l'espacement il doit vérifier la condition suivante :

$$St \leq \text{Min} (1\text{m}; 0.8h; 3b_0), St \leq 1\text{m}$$

On prend : St = 20 cm.

La figure ci-dessous contient les croquis de ferrailage pour les deux sections (section d'about + section médiane).

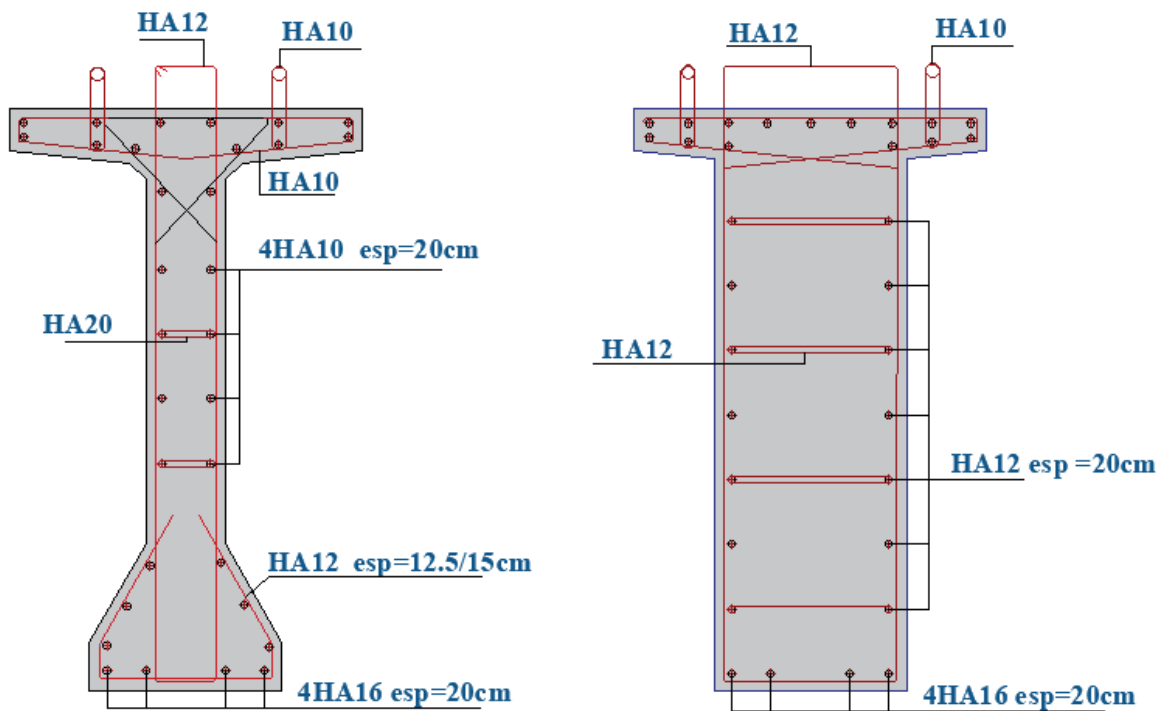
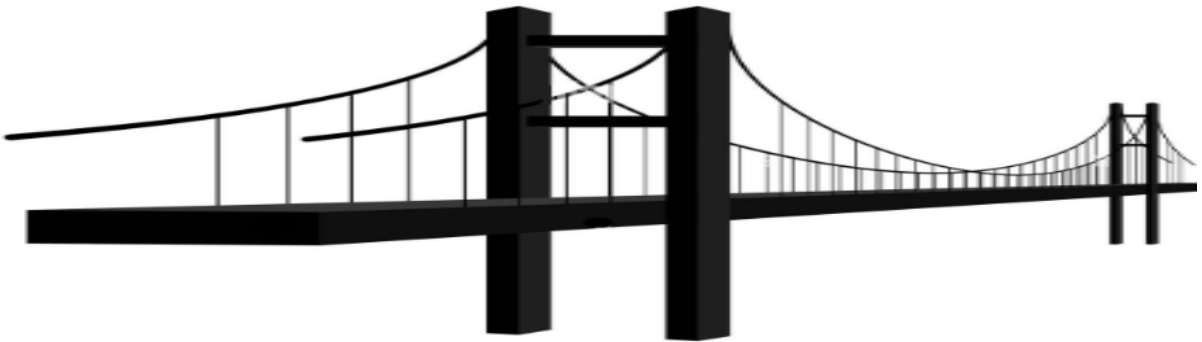


Figure VI. 10:Ferrailage de la poutre

VI.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu étudier tous les éléments qui constitue le tablier et faire leurs ferrailages ,Les calculs effectués nous ont permis de dimensionner et de vérifier que notre conception pour la superstructure sera en mesure de résister aux sollicitations auxquelles elle sera soumise tout en restant dans la stabilité, les efforts de la superstructure seront ensuite directement transmis à l'infrastructure qui devra à son tour être en mesure de leurs résister, ce qui fera l'objet principal de nos prochains chapitres.

CHAPITRE VII



ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1. INTRODUCTION

Lors de la conception des ponts, la première exigence est donnée par des critères de construction pour des conditions non sismiques. En plus de ces normes, les normes requises par "RPOA" ont été ajoutées, qui sont directement liées à la construction de ponts dans les zones sismiques.

Ce chapitre sera consacré pour le calcul sismiques et les équipements du pont qu'ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

VII.2. APPAREILS D'APPUI

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation.

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé, renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement.

Dans notre cas, nous avons opté pour ce type d'appareils d'appui car ils présentent plusieurs avantages, notamment leur facilité de mise en œuvre et leur coût relativement modéré.

VII.2.1. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

On utilise les appareils d'appui du type B ils comportent « n+1 » frettes métalliques et « n » feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 mm et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5 mm.

Le dimensionnement se fait selon le guide SETRA .

- **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.

Avec :

$$R_{\max}/(a \times b) \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$$

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

R_{\max} : réaction d'appuis maximale à L'ELU ($R_{\max} = 1.24 \text{ MN}$).

σ_m : contrainte de compression sous la réaction R_{\max} .

$$\text{d'où } a \times b \geq 620 \text{ Cm}^2$$

Donc on prend $a=350\text{mm}$ et $b=300\text{mm}$

- **Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :**

$$30.00 \leq T \leq 60.00 \text{ mm}$$

Respectant la condition de non-flambement :

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

• **Dimensionnement des frettes**

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$t_s > \frac{a}{\beta} * \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \text{ où } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a*b} = 11.81 \text{ Mpa}$$

$$\beta = \frac{a*b}{2*G*(a+b)} = 8.97$$

σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$).

$G = 0.90 \text{ MPA}$ (cas statique).

D'où : **$t_s = 1.68 \text{ mm}$** .

On prendra : Feuillet d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$.

Frettes métalliques de : $t_s = 3 \text{ mm}$. Enrobage des chants : 4 mm .

Enrobage extérieur : 5 mm .

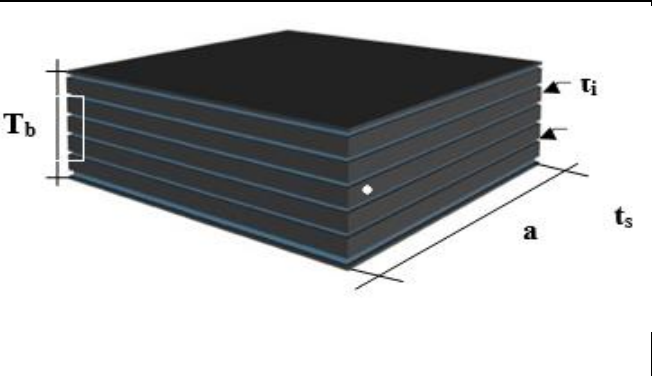
T : épaisseur totale de l'élastomère

n : nombre de feuillets élémentaires

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau VII. 1 : Dimensions de l'appareil d'appui

Dimensions	Valeurs (mm)
a	350
b	300
t_i	10
t_s	3
n	4
T_b	65
T	50



VII.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis

$$k_{A-App} = G * \frac{a*b}{T}$$

$$k_{Pile} = n * \frac{3EI}{h^3}$$

$$K_{app} = n * \frac{G*a*b}{e}$$

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, $G = 0.9 \text{ MPa}$ en cas

statique, et 1.2MPa en cas dynamique.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton, vaut : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.

$a = 350 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $T = 50 \text{ mm}$; $n = 14$; $E = 33\,000 \text{ MPA}$

$$K_{app} = 2.52 \text{ MN/m}$$

Tableau VII. 2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

Appuis	H (m)	I (m ⁴)	$K_{\text{Appareils d'appuis}}$ (MN/m)	Na- apps	$K_{\text{Longitudinale}}$ (MN/m)	K_{Appuis} (MN/m)
C1 / C2	/	/	2.52	7	∞	17.64
P1	8.25	0.79	2.52	14	276.80	31.29
P2	10.85	0.79	2.52	14	121.69	27.35
P3	12.5	0.79	2.52	14	79.58	24.44
P4	9.85	0.79	2.52	14	162.64	28.99

La raideur totale est donnée sous forme :

$$K_{\text{long}} = \sum K_{\text{appuis-i}} = 147.37 \text{ MN/m}$$

Tableau VII. 3 : Raideurs dynamiques transversale des appuis

Appuis	H (m)	I (m ⁴)	$K_{\text{Appareils d'appuis}}$ (MN/m)	Na- apps	$K_{\text{Transversale}}$ (MN/m)	K_{Appuis} (MN/m)
C1 / C2	/	/	2.52	7	∞	17.64
P1	8.25	67.88	2.52	14	11967.29	35.18
P2	10.85	67.88	2.52	14	5261.00	35.04
P3	12.5	67.88	2.52	14	3440.55	34.92
P4	9.85	67.88	2.52	14	7031.52	35.10

VII.4. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le pont est classé en **groupe 2** (pont important).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme), selon les résultats géotechniques donnés.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Accélération de zone : **A = 0.2g**.

On a deux méthodes pour analyser le pont soit par la méthode monomodale ou par la méthode du spectre de réponse

VII.4.1. LA METHODE MONOMODALE

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

➤ **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

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 chevetre), autrement dit, la masse des piles **MP** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : **MT (MT = G)**.

G : le poids propre total du tablier.

$$\text{Avec : } M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i). \quad M_P = 8025.63 \text{ KN}$$

$$M_T = G = 37451.0 \text{ KN} \quad \text{Donc}$$

$$0.43 M_T = 16103.93 \text{ KN}$$

La première condition ($M_P \leq 0.43 M_T$) est vérifiée.

➤ **Angle de biais :**

On a un pont sans biais donc la condition est vérifiée.

➤ **Courbure de pont :**

On a un pont droit donc la condition est vérifiée

➤ **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 donc la Condition est Vérifiée. Car on a l'entraxe et les dimensions des poutres sont les mêmes sur le long de l'ouvrage.

VII.4.1.1. EVALUATION DES 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 :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

M_T : est la masse effective totale du tablier : **M_T = 7 185.99 t**.

S_a(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale

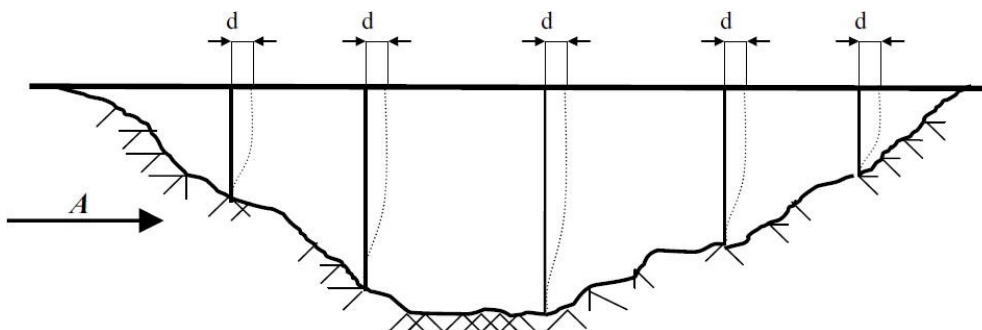


Figure VII. 1: Séisme longitudinal

$$S_a = \begin{cases} A * S * g * \left(1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) * (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 * A * \eta * S * g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * A * \eta * S * g * \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 * A * \eta * S * g * \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. $(T_1, T_2) = f(S_2) \rightarrow (T_1, T_2) = (0.15 ; 0.40)$ et **S = 1.1**.

g : Accélération de la pesanteur = **9.81 m/s²**

A : Coefficient d'accélération.

ξ : Taux d'amortissement 5 % ; (**béton armé**)

η : Facteur de correction de l'amortissement : **η=1**.

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

S : Coefficient du site.

T : Période fondamentale de l'ouvrage qui vaut :

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

Donc :

$$T = 1 \text{ s}$$

$$T_2 < T < 3.00 \text{ s} \rightarrow S_a = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T) \rightarrow S_a = 2.15 \text{ m/s}^2.$$

$$F_L = M_T \times S_a(T) \rightarrow F_L = 2.15 \times 3745.10 \rightarrow F_L = 8069.17 \text{ KN.}$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_i = \frac{K_i}{k} * F \qquad dL(\text{tablier}) = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul :

Tableau VII. 4: Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4
F_L (KN)	966.00	1713.50	1497.70	1338.5	1587.5
d_L(m)	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055

VII.4.1.2. EVALUATION 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.

On a : $\frac{L}{B} = \frac{170}{11.75} = 14.46 < 5 \rightarrow$ On applique le modèle à **tablier rigide**.

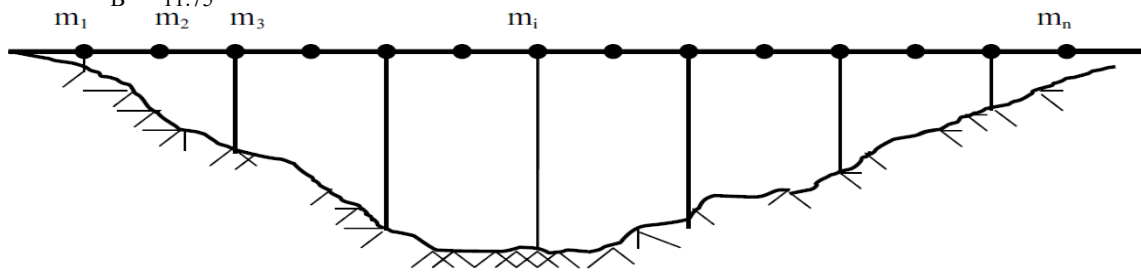


Figure VII. 2 : Séisme transversal

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, 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 :

$$F_T = M_T \times S_a(T) \text{ Où : } T = 0.82$$

$$T_2 < T < 3.00 \text{ s} \rightarrow S_a = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T) \rightarrow S_a = 2.35 \text{ m/s}^2$$

$$F_L = M_T \times S_a(T) \rightarrow F_L = 2.35 \times 3745.10 \rightarrow F_L = 8806.75 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 5: Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4
F_T (KN)	855.10	1764.90	1758.3	1752.10	1761.3
d_T (m)	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050

VII.4.1.3. COMPOSANTE VERTICALE DU SEISME

Pour les tabliers de ponts en béton précontraint, seuls les ponts se situant en zone de forte sismicité (zones **IIb** et **III**) doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme (**RPOA T-5.4**). Donc, cet effet est négligé pour notre cas (notre pont est situé dans la zone IIb).

VII.4.2. METHODE DU SPECTRE DE REPONSE

Pour faire notre calcul multimodal, on a besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

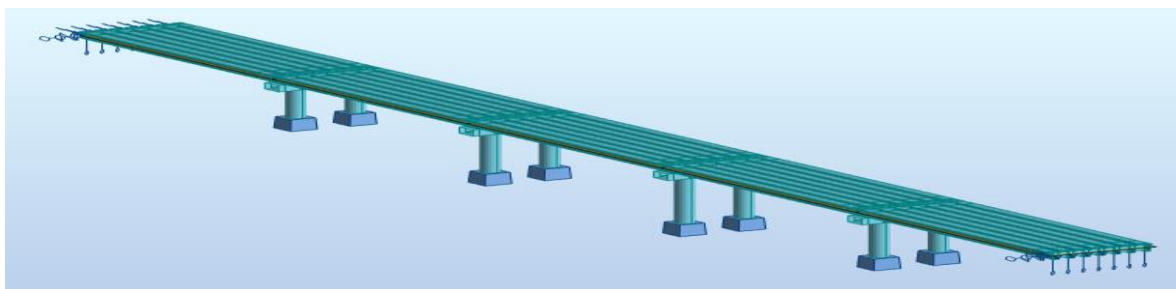


Figure VII. 3: modèle de calcul spectrale

Le spectre de réponse élastique **Sae** constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VII.4.2.1. SPECTRE DE REPONSE DE LA COMPOSANTE HORIZONTALE

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$S_a = \begin{cases} A * S * g * \left(1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) * (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 * A * \eta * S * g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * A * \eta * S * g * \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 * A * \eta * S * g * \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

S_{ae} (T, ξ) : Accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : Coefficient d'accélération de zone. **A = 0.2g**

g : Accélération de la pesanteur

S : Coefficient du site **S = f(S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

$$(T_1, T_2) = f(S_2) = (0.15 ; 0.40)$$

η : Facteur de correction de l'amortissement : **η = √(7/(2 + ξ)) = 1**

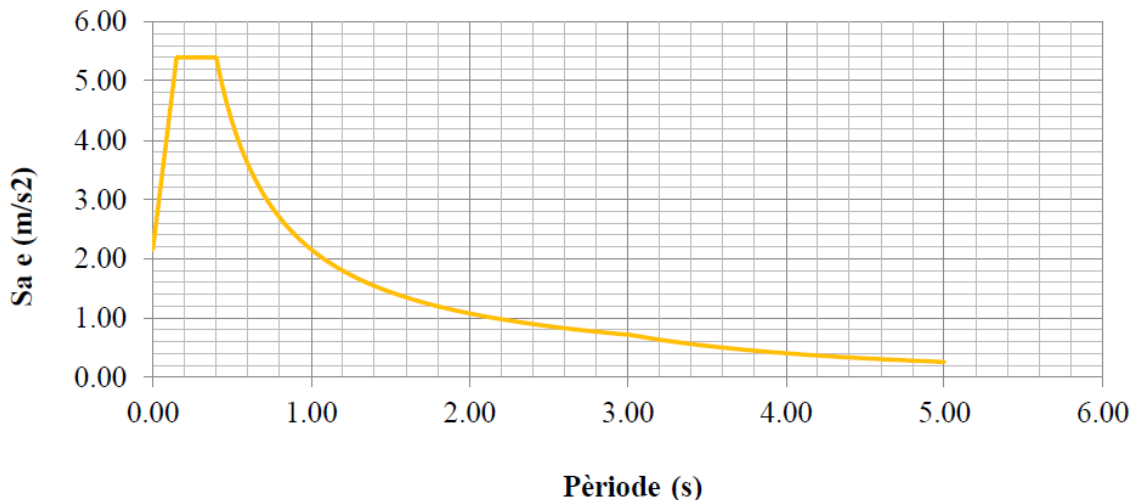


Figure VII. 4 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale

Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$S_a = \begin{cases} \alpha A * S * g * \left(1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) * (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 * \alpha * A * \eta * S * g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \alpha * A * \eta * S * g * \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 * \alpha * A * \eta * S * g * \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

α : Coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité α (zone IIa) = 0.7

S : Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

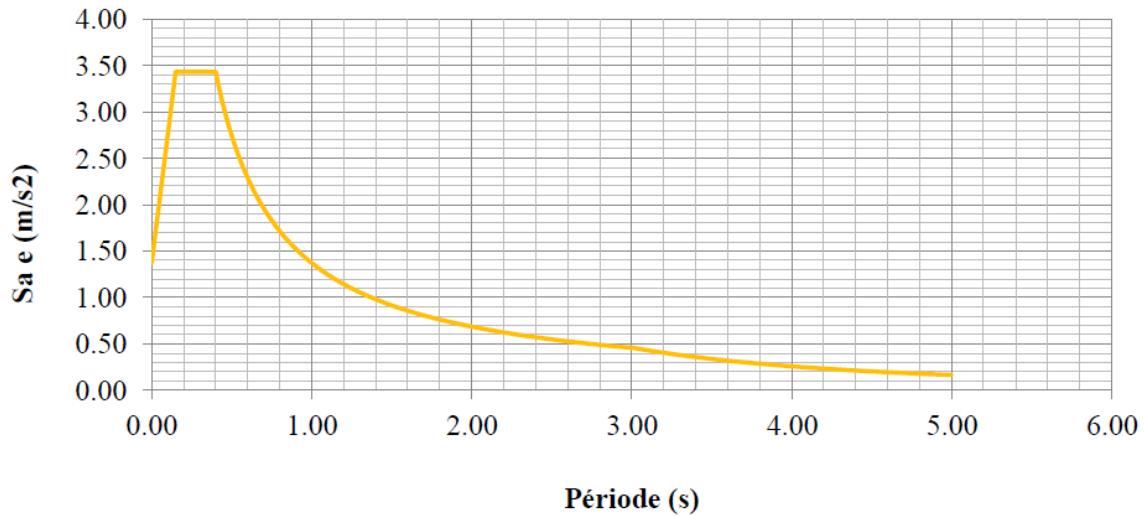


Figure VII. 5: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale

VII.4.2.2. MODES SIGNIFICATIFS

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)_c$ atteint au moins **90%** de la masse totale du pont MT.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en **Annexe C**) :

Tableau VII. 6: Modes propres

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	1.02	0.00	49.48	0.00	0.00	49.48	0.00
2	0.99	0.00	1.22	0.00	0.00	50.70	0.00
3	0.99	0.00	26.71	0.00	0.00	77.40	0.00
4	0.98	0.00	5.16	0.00	0.00	82.56	0.00
5	0.96	0.00	3.52	0.00	0.00	86.08	0.00
6	0.63	84.82	0.00	0.00	84.82	86.08	0.00
7	0.60	0.38	0.01	0.00	85.20	86.08	0.00
...
18	0.13	0.00	3.47	0.00	98.62	93.06	0.00

VII.4.2.3. COMBINAISON DES REponses MODALES

Dans une direction donnée, les sollicitations E_i , issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes...) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC) . Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

VII.4.2.4. 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 :

- $E1 = \pm Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$
- $E2 = \pm Ey \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ez$
- $E3 = \pm Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$

Ex , Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VII.4.2.5. EFFORTS ET DEPLACEMENTS SISMIQUES

En utilisant les résultats donnés par le logiciel de calcul, on calcule les réactions longitudinales et transversales à la base de chaque fût, aussi que les déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers sur chaque appui. Les efforts horizontaux appliqués sur les appareils d'appui sont calculés par :

$$F_L = K_L \times U_L \quad \text{et} \quad F_T = K_T \times U_T$$

K_L et K_T : Les raideurs longitudinales et transversales des appuis en cas sismiques

Tous les résultats sont donnés en ANNEXE C.

VII.4.3. VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

Cette combinaison est donnée par :

$$V \quad G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q$$

Ψ : Un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VII.4.3.1. RESISTANCE A LA COMPRESSION

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

$$N = 1.24 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 11.81 \leq 20 \text{ MPa} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

VII.4.3.2. STABILITE AU FLAMBEMENT

On doit vérifier que : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

Avec :

γ_s : Coefficient partiel de sécurité ; $\gamma_s = 3$

- **P_u**: valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime ; **P_u = 1, 24MN**

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule : **$P_c = 4GBS^2 d/h$**

Avec :

B : Aire nominale en plan de l'appui ; **B = (30cm × 35cm)**

d : Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ; **d = 13mm**

h : Hauteur totale de l'appareil d'appui ; **h = 65 mm**

G : module de cisaillement ; **G = 0, 9MPa**

S : Facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan a la surface extérieure d'un

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

Donc

$$\gamma_s P_u = 3.72 \text{ MN} < P_c = 6.58 \text{ MN} \text{ (Flambement vérifié).}$$

VII.4.3.3. LIMITATION DE LA DISTORSION

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique δ_c .

$$\delta_c = 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7) (0.25-p) \quad \text{si } p \leq 0.25$$

$$\delta_c = 1.4 (1 - 2p) \quad \text{si } p > 0.25$$

Avec : **p = P_u/P_c $\delta_0 = c/T_b$ $\delta = d/T_b$**

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (**c = 300mm**). **δ** : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

$$T_b = 65 \text{ mm}$$

$$p = 0.189 \leq 0.25 \rightarrow \delta_c = 1.02$$

$$d = d_{\text{seisme}} + d_{r+f} + 0.4 d_T = 0.0655 \text{ m}$$

$$\delta = 1.007 < \delta_c = 1.29 \text{ la condition est vérifié.}$$

VII.4.3.4. CONDITION DE NON-GLISSEMENT

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N$$

Avec :

H : Effort horizontal.

N : Effort de compression vertical.

$$\square = 0.10 + 0.6/\sigma_m$$

En tenant compte des réactions aux appuis calculées précédemment (**voir Annexe**), le calcul se fait selon deux cas :

- **Pile:**

$$N = G + R_{s\acute{e}isme_max_Pile} + 0,2R_{surcharge_max_Pile} = 0.535 + 0.075 + 0,2 \times 0.114 = 0.63MN$$

$$\sigma_m = N/a \times b = 6.02 \text{ MPa} \quad \text{d'o\`u} : \quad f = 0,20$$

Et:

$$H = H_{s_Pile} + 0,4H_T + H_{r+f} + 0,2H_{freinage_max} = 0.16 + 0,4 \times 0.004 + 0.009 + 0,2 \times 0.021 = 0.17MN$$

Alors : $H = 0.17MN < f N = 0.13MN$ (**Condition non v\`erifi\`ee**).

- **Cas de la cul\`ee :**

$$N = G + R_{s\acute{e}isme_max_Cul\acute{e}e} + 0,2R_{surcharge_max_Cul\acute{e}e} = 0.535 + 0.079 + 0,2 \times 0.169 = 0.65MN$$

$$\sigma_m = N/a \times b = 6.17 \text{ MPa} \quad \text{d'o\`u} : \quad f = 0,20$$

Et

$$H = H_{s_cul\acute{e}e} + 0,4H_T + H_{r+f} + 0,2H_{freinage_max} = 0.176 + 0,4 \times 0.004 + 0.009 + 0,2 \times 0.021 = 0.19MN$$

Alors : $H = 0.19MN < f N = 0.13MN$ (**Condition non v\`erifi\`ee**).

→ Il est donc n\`ecessaire de mettre en \oeuvr\`e des dispositifs anti-glisserment.

VII.5. DES D'APPUI

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau de la pile, des efforts localis\`es important qui peuvent provoquer des fissures, d'o\`u l'utilisation du d\`e d'appui qui permet de diffuser les charges localis\`ees, ainsi, il sert \`a donner la forme transversale inclin\`ee de 2,5% pour l'\`evacuation des eaux.

VII.5.1. DIMENSIONNEMENT DU DES D'APPUI

D'apr\`es le document SETRA, appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du d\`e d'appuis pr\`esentent un d\`ebordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

Donc on prend les dimensions suivantes (500*500 mm²) pour le des d'appuis.

- **Hauteur du d\`e d'appuis**

La hauteur du d\`e d'appuis pr\`esente une hauteur minimum de :

Avec :

$$H \geq \frac{2*a*b}{2*(a+b)}$$

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

$$H \geq 250 \text{ mm}$$

VII.5.2. FERRAILLAGE DU DES D'APPUIS

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

- **Armatures de chaînage**

La section d'armatures de chaînage 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 $N = 25\% N_{\max}$:

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.24}{434.78} = 7.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend 5HA14 (As} = 7.70 \text{ cm}^2)$$

Avec $\sigma_s = f_e / s = 434.78 \text{ MPa}$

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_c = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.24}{434.78} = 4.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend 4HA12 (As} = 4.52 \text{ cm}^2).$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.24}{434.8} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend 2HA10 (As} = 1.57 \text{ cm}^2)$$

- **Frette inférieure**

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z Tel que : $h/3 < Z < h$;

$$A_s = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{(0.1 \times 1.24)}{434.78} = 2.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend 3HA12 (As} = 3.39 \text{ cm}^2).$$

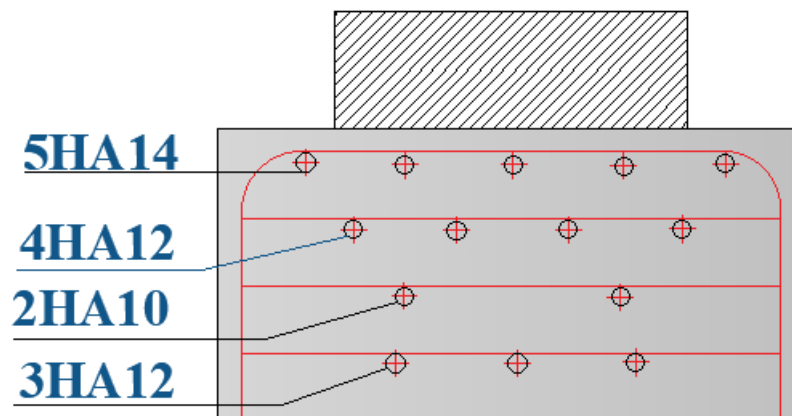


Figure VII. 6: Ferrailage du dé d'appui

VII.6. PLOT PARASISMIQUE

Il s'agit de dispositifs en béton armé utilisés pour empêcher le mouvement du tablier sous l'effet du séisme transversal.

Pour notre travail, nous choisissons deux plots sismiques ayant les dimensions suivantes :

- La hauteur est de 60 cm.
- La section en plan est de (60×50) cm

VII.7. JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation entre deux éléments métalliques identiques. Le choix d'un type de joint de chaussée dépend de plusieurs facteurs tels que la capacité de soufflage, il s'agit donc d'une classification basée sur l'intensité du trafic.

VII.7.1. CALCUL DE SOUFFLE

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en relation, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. Nous nous intéressons uniquement à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon le RPOA 2008, le dimensionnement se fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_D = 9.10 mm

WT : souffle thermique. **W_T = 4.10 mm**

WS : le souffle sismique. **W_s = 51.00 mm**

Donc le souffle total du joint est : **w=29.00mm**

VII.7.2. TYPE DE JOINT

Le type de joint de chaussée est choisi en fonction du souffle total calculé ci-dessus. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 2.9 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés Wd (coups moyens). Ces joints font partie de la famille des dents de console, qui sont conçues pour une circulation lourde et intense.

Notre ouvrage ne présente aucun biais (100gr), donc le nom du type choisi **Wd60**.

Type	Réservations								Fixations					
	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.

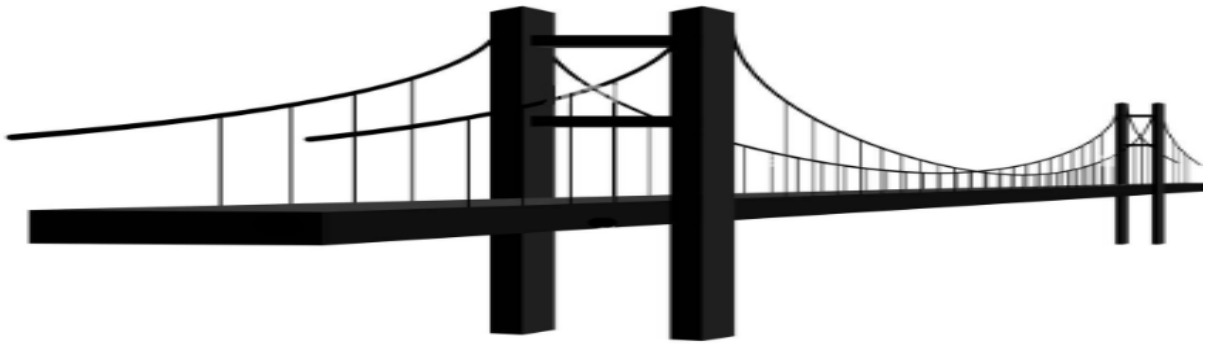
Tableau VII. 7 : Modèles des joints Wd

VII.8. CONCLUSION :

L'évaluation du risque sismique est une étape indispensable lors de l'étude d'un ouvrage situé en zone sismique.

Après l'étude sismique on a pu effectuer le dimensionnement des différents équipements du tablier, qui permettent le bon fonctionnement du tablier de l'ouvrage.

CHAPITRE VIII



ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

La transmission des charges appliquées à la superstructure sur le sol, s'effectue par l'intermédiaire de l'infrastructure qui doit être dimensionnée pour répondre aux exigences du franchissement et résister aux forces statiques et dynamiques.

Pour cela l'étude de l'infrastructure est considérée comme étape fondamentale pour le projet.

Dans ce chapitre, nous allons traiter les différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre ouvrage.

VIII.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier, elles reprennent les efforts exercés par ce dernier. Celui-ci peut-être simplement appuyé ou bien partiellement ou totalement encastrés sur elles.

Le tableau ci-dessous, indiquent l'implantation et les hauteurs des 04 piles de notre ouvrage :

Tableau VIII. 1:Implantations des piles

N° Pile	PK (Km)	H (m)
P1	10 + 687.905	8.25
P2	10 + 721.905	10.85
P3	10 + 755.905	12.50
P4	10 + 789.905	9.85

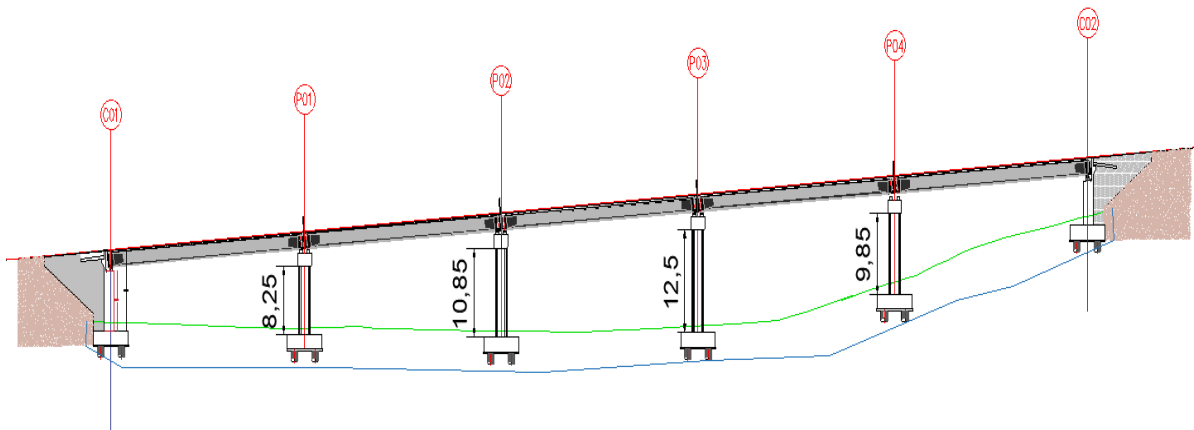


Figure VIII. 1:Implantation et hauteurs des piles

VIII.2.1.EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE

Les charges permanentes et d'exploitation génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument en forces horizontales, verticales et en moments. Il sera considéré comme une console encastrée dans sa base. Nous n'étudierons que la 3^{ème} pile (la plus haute).

VIII.2.1.1. EFFORTS STATIQUES

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des efforts statique sur la pile la plus solliciter.

Tableau VIII. 2: Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.

Designation	N (KN)	H (KN)	$/FV/o(x/o)$	$/FH/O/a$ (y/a.o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Semelles	3240.00	/	0.00	0.90	0.00	/
Fûts	1963.50	/	0.00	8.05	0.00	/
Chevêtre	1163.25	/	0.00	15.13	0.00	/
G Tablier	7490.20	/	0.00	15.95	0.00	/
Hf+r	/	120.06	/	15.95	/	1914.99
HT°	/	54.03	/	15.95	/	861.75
Somme	13856.95	174.09	/	/	0.00	2776.74
(Al)	1597.45	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1223.02	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1152.73	/	0.00	/	0.00	/
D240	2103.27	/	0.00	/	0.00	/
ST	111.38	/	0.00	/	0.00	/
Fr Al	/	72.47	/	15.95	/	1155.90
Fr Bc	/	150.00	/	15.95	/	2392.50

❖ **Combinaisons des efforts**

Les tableaux VIII.3 et VIII.4 ci-dessous contiennent les combinaisons des efforts à L'ELU et à L'ELS

• **A L'ELS**

Tableau VIII. 3: Combinaisons des efforts à L'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	13856,95	152,48	2432,04	0,00	2432,04
G+1.2Al+St	15885,27	239,44	3819,12	0,00	3819,12
G+1.2Bc+St	15435,94	332,48	5303,04	0,00	5303,04
G+Mc120	15009,68	152,48	2432,04	0,00	2432,04
G+D240	15960,22	152,48	2432,04	0,00	2432,04

- A'ELU :

Tableau VIII. 4: Evaluations des efforts à L'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	18706,88	210,71	3360,81	0,00	3360,81
1.35G+1.6Al+1,6ST	21441,00	326,66	5210,25	0,00	5210,25
1.35G+1.6Bc+1,6ST	20841,91	450,71	7188,81	0,00	7188,81
1.36G+1.35Mc120	21546,29	210,71	3360,81	0,00	3360,81
1.35G+1.35D240	18857,23	210,71	3360,81	0,00	3360,81

VIII.2.2. ETUDE DU CHEVETRE

Le chevêtre est l'élément sur lequel reposent les poutres et assure la transmission des charges aux futs.

Son dimensionnement se présente comme suit :

- La longueur : 11.75 m.
- La largeur : 2.40 m.
- L'épaisseur : 1.65 m.

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis 2019**, la figure ci-dessous montre la modélisation.

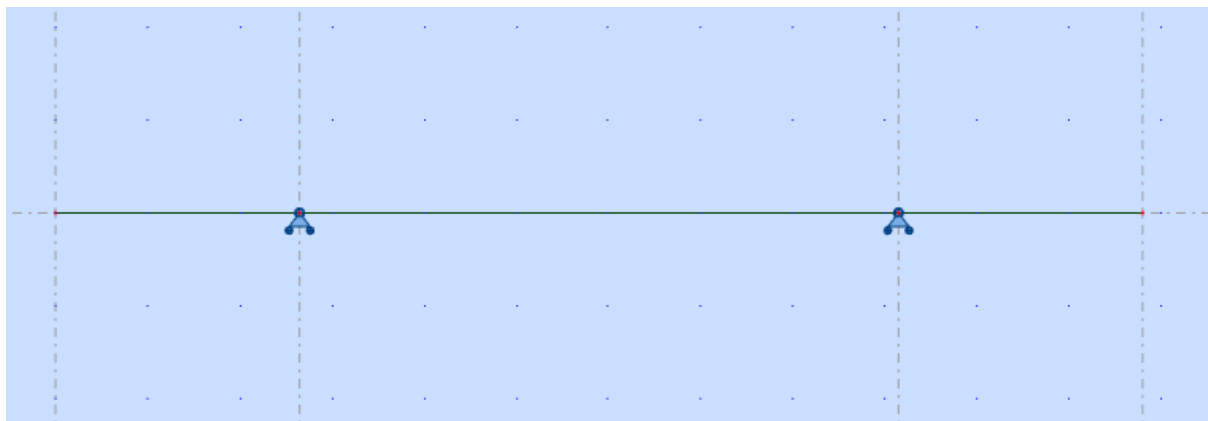


Figure VIII. 2: Modèle de calcul

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

VIII.2.2.1. DIMENSIONNEMENT A LA FLEXION

Les résultats du moment fléchissant et l'effort tranchant obtenus à l'ELS et à L'ELU pour la combinaison la plus défavorable sont mentionnés dans les figures Ci-dessous :

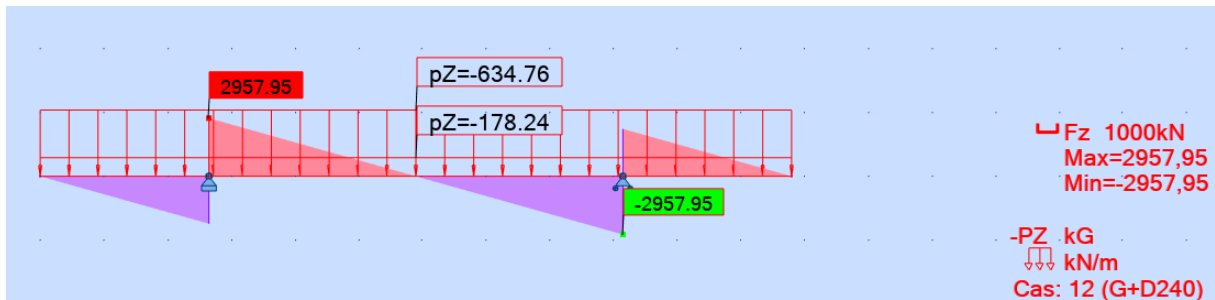


Figure VIII. 3: Moment max à L'ELS

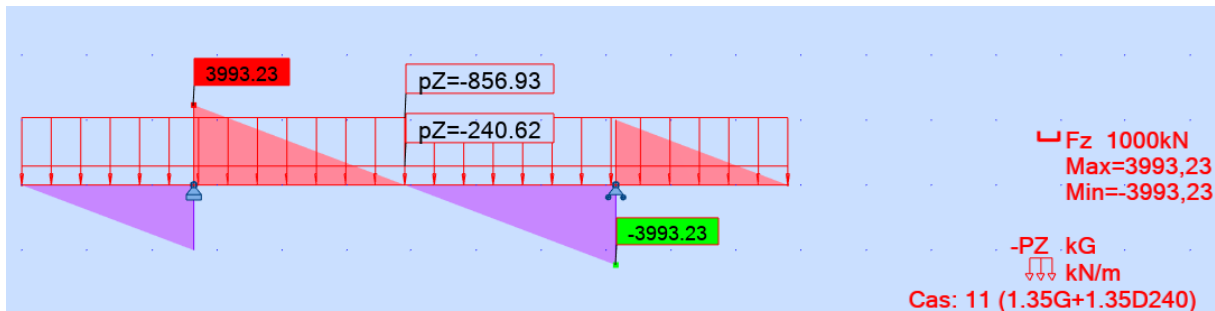


Figure VIII. 4: Moment max à L'ELU

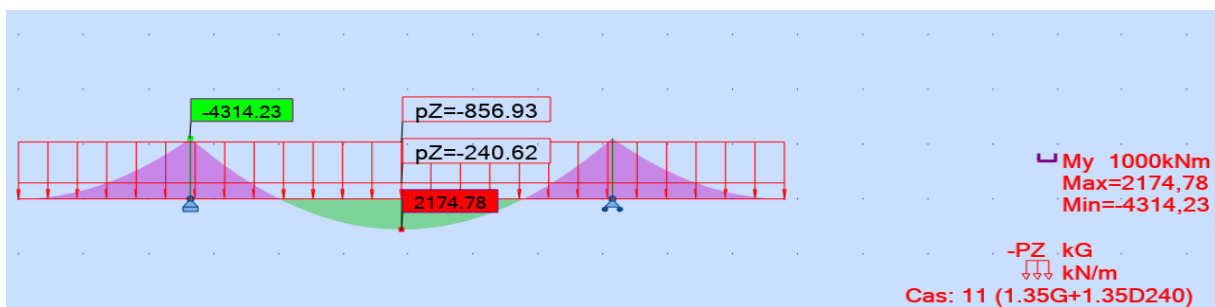


Figure VIII. 5 : Effort tranchant max à L'ELS

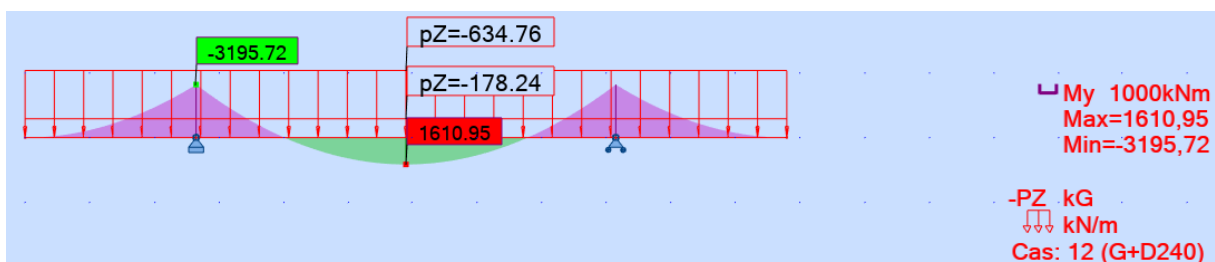


Figure VIII. 6 : Effort tranchant max à L'ELU

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de la modélisation :

Tableau VIII. 5:Tableau récapitulatif des sollicitations

Sollicitation		Sur appui	En travée
M_{max} (KN.m)	ELU	4314.23	2174.78
	ELS	3195.72	1610.95
T_{max} (KN)	ELU	3993.23	0
	ELS	2957.95	0

➤ **Ferraillage du chevêtre :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

Tableau VIII. 6: Ferraillage du chevêtre

	As(cm ²)	Armatures
Nappe Inferieur	86.5	18 HA25
Nappe supérieur	42.6	8HA20+HA16

❖ **Armatures transversales :**

$$T_{\max} \text{ ELU} = 3993.23 \text{ kN}$$

Avec Robot expert : 2 Cadres de HA14, esp = 10 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

VIII.2.2.2. DIMENSIONNEMENT A LA TORSION

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie. Cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

Pour déterminer l'armature nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on utilise une section rectangulaire de la hauteur du chevêtre, dont la largeur L_t est limitée par

$$\begin{aligned} L_t &= L_c & \text{si} & L_c < \emptyset + H_c \\ L_t &= L_c + \emptyset & \text{si} & L_c > \emptyset + H_c \end{aligned}$$

Nous avons : $L_c = 2,4 \text{ m}$; $H_c = 1,65 \text{ m}$; $\emptyset = 2 \text{ m}$

D'où : $L_t = 2,40 \text{ m}$

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

Avec :

C : Moment de torsion maximal par ml ; $C = \max (C1 ; C2) = R_i \times e$ ($C1$ étant le moment de torsion en phase de construction et $C2$ le moment de torsion en service)

Ω : Aire de la torsion ; $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

b_n : Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ; $b_n = H_c/6$

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \text{Max} (C1; C2) \quad A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \Omega}$$

C1 : Moment de torsion construction, **C2** : moment de torsion service ;

P : périmètre du chevêtre ;

σ_a : Contrainte admissible de l'acier = $\frac{2}{3} f_e$.

Calcul de la section d'acier :

$C1 = 115.81 \text{ KN.m/ml}$

$C2 = 92.42 \text{ KN.m/ml}$

$\Omega = 2.92 \text{ m}^2; b_n = 0.28 \text{ m}$

$\bar{P} = 7.55 \text{ m}$

$\sigma_a = 333.33 \text{ MPa}$

$A_s = 4.49 \text{ cm}^2$, On opte pour 4HA12, avec un espacement de 25 cm.û

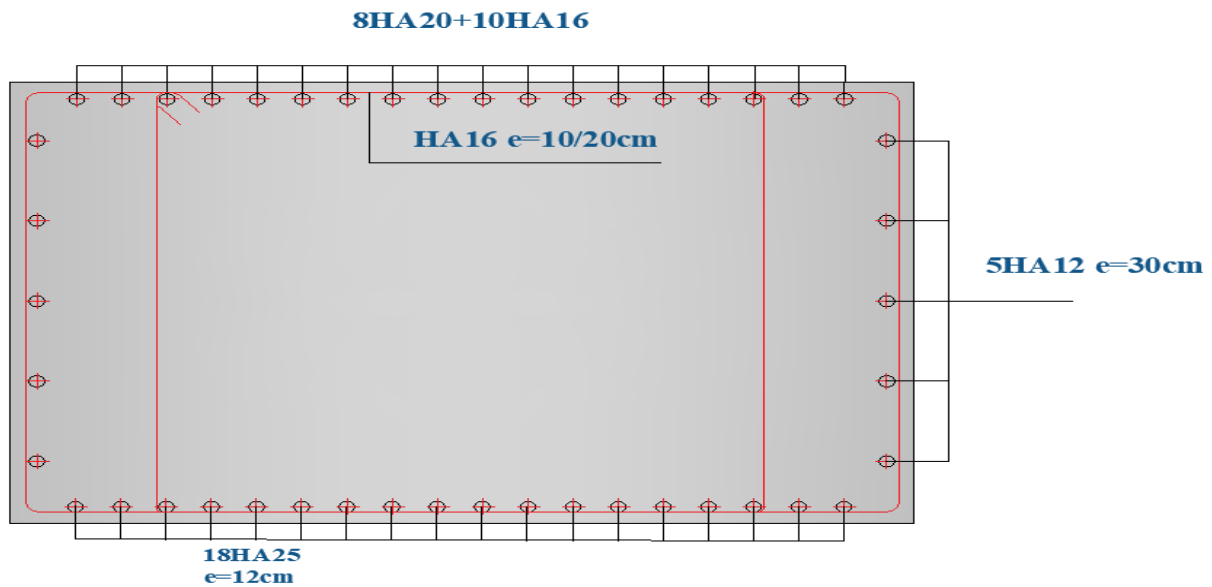


Figure VIII. 7 : ferrailage du chevêtre

VIII.2.3. ETUDE DE FÛT

Le fût (La colonne) est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propre de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- **Diamètre des colonnes** → $D = 2.00 \text{ m}$

- **Entraxe** → $E = 6.50 \text{ m}$

❖ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

l_f : Longueur du flambement de la pile la plus haute :

$l_f = 0.7 \times l_0$: pour la partie poutre (l_0 est la hauteur du fût)

$i = \frac{D}{4}$ $l_f = 0.7 \times 12.50 = 8.75 \text{ m}$ $i = 0.5$

$\lambda=17.5 < 70$ La condition est vérifiée

VIII.2.3.1. EVALUATIONS DES ACTIONS SISMIQUES

Le tableau ci-dessous définit les actions sismiques agissant sur les piles dues aux charges d'inertie et aux réactions sismiques du tablier.

Tableau VIII. 7: Actions sismiques

	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	/F _V /o (x/o)	/F _H /O/a (y/a,o)	M _{FV} /o	M _{FHL} /o	M _{FHT} /o
Pile	0,00	1,69	0,87	0,00	6,25	0,00	10,5	5,46
Séis Tab	0,00	1,34	1,76	0,00	12,50	0,00	16,73	21,98

NB : l'effort normal est nul car on a négligé la composante vertical (zone IIa)

VIII.2.3.2. COMBINAISONS DES DIRECTIONS

Selon le RPOA, les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

E1 = EL + 0.3 (ET + EV).

E2 = ET + 0.3 (EL + EV).

E3 = EV + 0.3 (EL + ET)

Tableau VIII. 8: Combinaisons des directions

	E _L	E _T	E ₁	E ₂
V _L (MN)	2,15	0,00	2,15	0,65
V _T (MN)	0,00	1,96	0,59	1,96
M _L	19,78	0,00	19,78	5,93
M _T	0,00	22,65	6,79	22,65
N (MN)	0,00	0,00	0,00	0,00

VIII.2.3.3. EFFORT PROVENANT DU TABLIER

Tableau VIII. 9: Effort provenant du tablier

Dans le cas dynamique, les efforts dus au tablier R sont à combiner selon le RPOA comme suit : $R = G + 0.4 T$.

	R _{max}	R _{min}
N (MN)	7,49	7,49
V(MN)	0,14	0,14
M _L (MN)	1,77	1,77

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximaux attendus. On a 6 combinaisons :

E1 = E1 + R_{max} + PPPS.

E2 = E2 + R_{max} + PPPS.

$E3 = E3 + Rmax + PPPS.$

$E4 = - E1 + Rmin + PPPS.$

$E5 = - E2 + Rmin + PPPS.$

$E6 = - E3 + Rmin + PPPS.$

Sachant que :

PPPS : l'effort normal de la pile + semelle, **PPPS = 3130.00 kN.**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII. 10:Combinaisons d'actions

	E ₁	E ₂	E ₄	E ₅
V _L (MN)	2,30	0,79	2,01	0,50
V _T (MN)	0,59	1,96	0,59	1,96
M _L	21,55	7,70	18,01	4,16
M _T	6,79	22,65	6,79	22,65
N (MN)	10,62	10,62	10,62	10,62

VIII.2.3.4. FERRAILLAGE DES FUTS

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Le tableau ci-dessous contient les sollicitations les plus défavorable pour chaque fût.

Tableau VIII. 11:sollicitations max pour le fut

Cas	Tmax (KN)	Ncor (KN)	Mmax (KN.m)	Ncor (KN)
ELS	166.23	6097.97	2651.52	6097.97
ELU	225.35	8233.95	3594.40	8233.95
ELA	1147.6	5308.472	11323.499	5308.472

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 :**

$AS = 192.2 \text{ m}^2 \rightarrow$ On prend : **2×20 HA25** ($AS = 196.35 \text{ cm}^2$)

✓ **Cercles transversales :**

1cerce H16 avec **St = 10 cm** dans la zone critique et **St = 20 cm** dans la zone courante

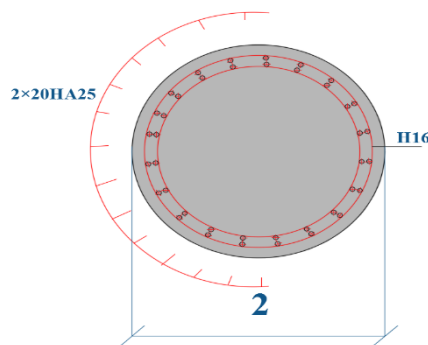


Figure VIII. 8: Ferrailage des fûts

VIII.2.4. ETUDE DES FONDATIONS

VIII.2.4.1. EVALUATION DES EFFORTS STATIQUES

Les efforts statiques agissant sur la semelle sont mentionnés dans les tableaux précédents (VIII.2 ; VIII.3 ; VIII.4)

VIII.2.4.2. EVALUATIONS DES ACTIONS SISMIQUES

Le tableau ci-dessous définit les actions sismiques agissant sur la semelle

Tableau VIII. 12: Evaluation des actions sismiques

	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	/F _V /o (x/o)	/F _H /O/a (y/a,o)	M _{FV} /o	M _{FHL} /o	M _{FHT} /o
Pile	0,00	1,69	0,87	0,00	8,05	0,00	13,6	7,03
Séis Tab	0,00	1,34	1,76	0,00	14,30	0,00	19,14	25,14

VIII.2.4.3. COMBINAISONS DES DIRECTIONS

Les combinaisons sont citées dans le paragraphe (VII.2.3.2)

Tableau VIII. 13: Combinaisons des directions

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	E ₃
V _L (MN)	2,25	0,00	0,00	2,25	0,67	0,67
V _T (MN)	0,00	2,07	0,00	0,62	2,07	0,62
M _L	23,48	0,00	0,00	23,48	7,04	7,04
M _T	0,00	26,12	0,00	7,83	26,12	7,83
N (MN)	0,00	0,00	0,19	0,06	0,06	0,19

VIII.2.4.4. EFFORT PROVENANT DU TABLIER

Les efforts sont combinés comme suit : R = G + 0.4 T.

Tableau VIII. 14: Effort provenant du tablier

	R _{max}	R _{min}
N (MN)	7,49	7,49
V(MN)	0,14	0,14
M _L (MN)	2,03	2,03

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximaux attendus. On a 6 combinaisons :

E1 = E1 + Rmax + PPPS.

E2 = E2 + Rmax + PPPS.

E3 = E3 + Rmax + PPPS.

E4 = - E1 + Rmin + PPPS.

E5 = - E2 + Rmin + PPPS.

E6 = - E3 + Rmin + PPPS.

Sachant que :

PPPS : L'effort normal de la pile + semelle, **PPPS = 3130.00 kN**.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII. 15: Combinaisons des actions

	E₁	E₂	E₄	E₅
V_L (MN)	2,39	0,82	2,11	0,53
V_T(MN)	0,62	2,07	0,62	2,07
M_L	25,50	9,07	21,45	5,02
M_T	7,83	26,12	7,83	26,12
N (MN)	10,87	10,87	10,75	10,75

VIII.2.4.5. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

La semelle présente les caractéristiques géométriques suivantes :
 Longueur : L = 12.00 m. Hauteur : H = 1.80 m. Largeur : l = 6 m

Pour le ferrailage de la semelles la méthode des bielles est utilisée.

Cette méthode est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad h = H - 0.1$$

On a :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.30 < h = 1.70 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \rightarrow \alpha = 52.62^\circ \text{ conditions vérifiées}$$

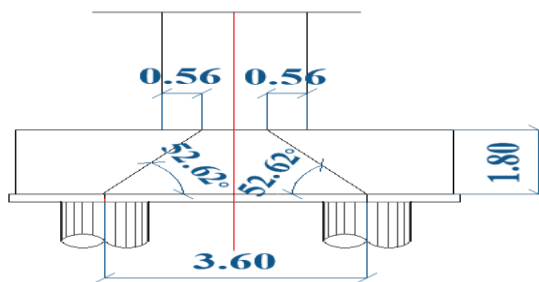


Figure VIII. 9 : Méthode des bielles sur semelle.

La section _

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = h + Ø_{pieu} = 1,70 + 1,20 = 2,90 m**

Le tableau ci-dessous résume le ferrailage transversal :

Tableau VIII. 16: Sections de ferrailage transversal de la semelle (méthode des bielles)

	ELU	ELS	ELA
$\bar{\sigma}_a$ (MPa)	434.78	333.33	500
N_{max} (MN)	3.10	2.30	3.13
A_s (cm ²)	54.60	52.71	47.87
A_s (cm ² /ml)	18.82	18.17	16.50

❖ **Armatures longitudinales inférieure**

- $A_{s1} = A_s/2=9.41\text{cm}^2$

❖ **Armatures transversales supérieure**

- $A_{s2} = A_s/3=6.27\text{cm}^2$;

❖ **Armatures longitudinales supérieure**

- $A_{s3} = A_s/4=4.70\text{cm}^2$;

❖ **Armatures latérales**

- $A_{s4} = A_s/10 =1.882\text{cm}^2$

NB : Les sections d'armatures précédentes sont par mètre linière

Selon RPOA on a une section de ferrailage minimal à respecter pour chaque zone sismique pour notre cas (ZONE IIa) la condition est la suivante :

$$\begin{cases} 0.15\% < \rho_g < 1.5\% & \text{pour les armatures sollicitées en traction} \\ 0.1\% < \rho_g & \text{pour les armatures sollicitées en compression} \end{cases}$$

Donc la section de ferrailage selon RPOA est :

$$\begin{cases} 27.5\text{cm}^2 < A_{s \text{ tract}} < 270\text{cm}^2 \\ A_{s \text{ compr}} > 18\text{cm}^2 \end{cases}$$

D'après les résultats précédents on constate que la condition de ferrailage de l'RPOA n'est pas vérifiécm²

Le tableau ci-dessous récapitule Le ferrailage de la semelle :

Tableau VIII. 17:Ferrailage de la semelles (sections minimales RPOA)

Armatures	Section d'armatures (cm ² /ml)	Choix des barres
Transversales inférieur	27.5	6HA25/ml (29.45cm ²)
Longitudinales inférieur		
Transversale supérieur	18	6HA20/ml (18.85cm ²)
Longitudinales supérieurs		
Latérales	1.8	5HA12/ml (5.65cm ²)

VIII.2.4.6. ETUDE DES PIEUX

❖ **Nombre de pieux :**

Nous avons supposé deux(02) files de quatre (04) pieux chacune, donc un nombre total :

N = 08 pieux.

- Effort revenant à chaque pieu :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

N : Effort normal maximal ;

n : Nombre de pieux ;

M_x , M_y : Moment maximaux dans les sens x et y ;

X , Y : Distances des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 18: Vérification du poinçonnement et du soulèvement des pieux

Cas	R _{max} (KN)	Q _p à 10m (KN)	R _{min} (KN)	Q _p à 10m (KN)	Poinçonnement et soulèvement
ELS	2297.76	3000.00	1561.23	0	Vérifiée
ELU	3104.46	4561.22	2106.02	0	Vérifiée
ELA	3130.00	4772.89	-410.00	-986.32	Vérifiée

❖ **Actions sur les pieux :**

Le calcul des actions se fait En suivant la méthode de WARNER,

D'abord, on calcule le coefficient d'amortissement λ donné par :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bc_u}{4EI}}$$

Avec :

b : diamètre du pieu ; **b = 1,2 m**

C_u : Module de réaction du sol ; **C_u = 30 MN/m³**

E : Module d'élasticité du béton ; **E = 33000 MPa**

I : Moment d'inertie du pieu ; **I = 0,101 m⁴**

On aura donc : **λ = 0,228** d'où : **λL = 2,28** (L étant la longueur du pieu).

d'après les abaques de WARNER on peut tirer les valeurs de X_φ^H et X_φ^M

$$\lambda L = 2.28 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1.30 \\ X_{\phi}^M = 1.58 \end{cases}$$

❖ **Sollicitations maximales en tête du pieux :**

Le tableau ci-dessous recapitule les résultats du calcul des sollicitations

(H_{max}, \bar{M} , N) en tête du pieux :

Tableau VIII. 19: Sollicitations en tête du pieux

Combinaisons	H _{max} (KN)	\bar{M} (KN.m)	N(KN)
ELU	56.34	202.75	2106.02
ELS	41.56	149.6	1561.23
ELA	298.82	1075.40	728.93

❖ Ferrailage des pieux :

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 :

$AS = 113,10 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend: **24 HA25** ($AS = 117,81 \text{ cm}^2$)

✓ Cerces transversales :

1cerce H16 avec $St = 10 \text{ cm}$ dans la zone critique et $St = 20 \text{ cm}$ dans la zone courante.

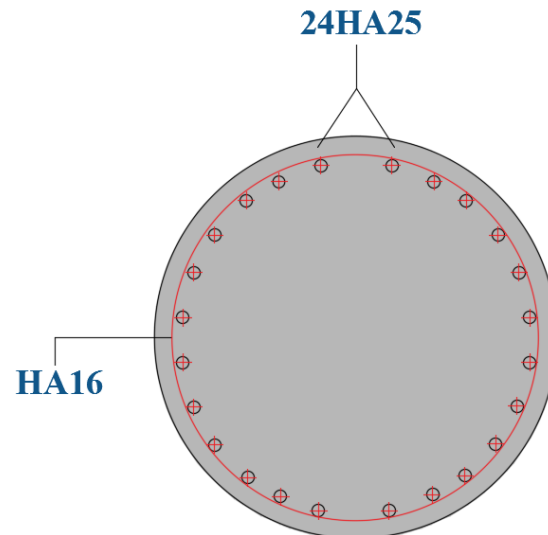


Figure VIII. 10 : Ferrailage du pieux

VIII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont. Construite à ses deux extrémités, elle est l'élément qui assure la liaison entre le tablier de l'ouvrage et le milieu environnant.

Elle est donc à la fois, un support du tablier, et un mur de soutènement qui subit la poussée des terres et les surcharges des remblais.

En général, il existe trois types de culées :

- **Culées enterrées** : noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- **Culées remblayées** : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- **Culées creuses** : se forme d'une boîte renversée.

Vu les données naturelles du site où se trouve notre ouvrage, nous avons opté pour une culée de type remblayée.

VIII.3.1. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

Les différentes dimensions des éléments constituant notre culée sont résumées dans le tableau et la figure ci-dessous :

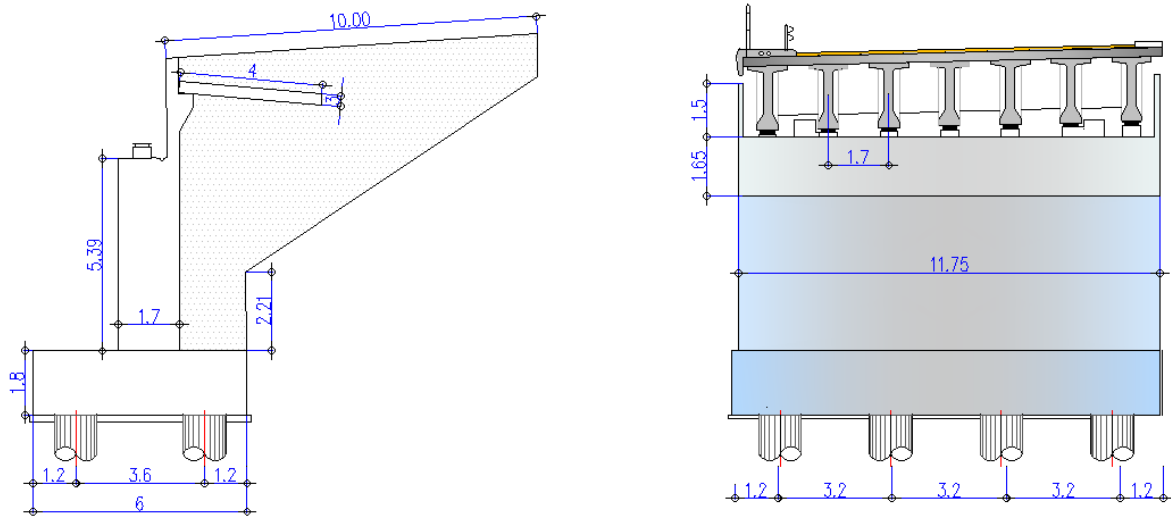


Tableau VIII. 20:Dimensions des différents éléments de la culée

Figure VIII. 11 : Dimensions de la culée.

Élément	Dimensions	
Semelle	Longueur	→ $L_{sem} = 12 \text{ m}$
	Largeur	→ $L_{sem} = 6 \text{ m}$
	Épaisseur	→ $e_{sem} = 1,8$
Mur frontal	Longueur	→ $L_{mf} = 11,75 \text{ m}$
	Largeur	→ $h_{mf} = 7 \text{ m}$
	Épaisseur	→ $e_{mf} = 1,7 \text{ m}$
Mur de grève	Longueur	→ $L_{mgg} = 12 \text{ m}$
	Largeur	→ $h_{mgg} = 2,68 \text{ m}$
	Épaisseur	→ $e_{mgg} = 0,35 \text{ m}$
Mur corbeau	Longueur	→ $L_{mc} = 11,8 \text{ m}$
	Largeur	→ $h_{mc} = 1,09 \text{ m}$
	Épaisseur	→ $e_{mc} = 0,4 \text{ m}$
Mur en retour	Longueur	→ $L_{mr} = 6,34 \text{ m}$
	Largeur	→ $h_{mr} = 9,71 \text{ m}$
	Épaisseur	→ $e_{mr} = 0,80 \text{ m}$
Dalle de transition	Longueur	→ $L_{ddt} = 11,75 \text{ m}$
	Largeur	→ $h_{ddt} = 4 \text{ m}$
	Épaisseur	→ $e_{ddt} = 0,30 \text{ m}$

VIII.3.2. DESCENTE DES CHARGES

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 21: Évaluations des efforts statiques de la culé

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
Semelle	3240,00	/	0,00	0,90	0,00	/
Mur F	3625,85	/	0,35	5,31	1269,05	/
DDT	164,25	/	3,20	10,52	525,60	/
Mur en R	1085,00	/	4,95	8,00	5370,75	/
Corbeau	82,50	/	1,37	10,10	113,03	/
MGG	277,30	/	1,02	10,16	283,96	/
Poids des Terres Amot	3029,40	/	2,11	6,10	6392,03	/
Poussée des terres	/	3360,29	/	3,24	/	-10876,12
Poussée Sur 10kN/m ²	/	384,52	/	4,86	/	-1866,83

Efforts dus au tablier

Rg	3745,10	/	-0,10	/	-374,51	/
R(AI)	1184,54	/	-0,10	/	-118,45	/
Rbc	1117,51	/	-0,10	/	-111,75	/
RMc120	1077,20	/	-0,10	/	-107,72	/
RD240	1723,64	/	-0,10	/	-172,36	/
RST	55,69	/	-0,10	/	-5,57	/
Hf+r	/	102,91	/	-9,03	/	-929,28
HT°	/	46,31	/	-9,03	/	-418,18
Frein AI	/	57,27	/	-9,03	/	-517,14
Frein Bc	/	150,00	/	-9,03	/	-1354,50

VIII.3.3. COMBINAISON DES EFFORTS

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU :

Tableau VIII. 22: Combinaison des efforts

	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)
ELS	G+0.6T	15249,40	3490,98	-12056,31	13579,90	1523,59
	G+0.6T+1.2Q	15249,40	3952,40	-14296,50	13579,90	-716,60
	G+0.6T+1.2A(I)+ST	16726,53	3559,70	-12676,87	13431,07	754,20
	G+0.6T+1.2Bc+ST	16646,10	3670,982	-13681,71	13439,12	-242,60
	G+0.6T+Mc120	16326,60	3490,98	-12056,31	13472,18	1415,87
	G+0.6T+D240	16973,04	3490,98	-12056,31	13407,54	1351,22
ELU	1.35G+0.9T	20586,68	4716,99	-16313,66	18332,86	2019,21
	1.35G+0.9T+1.6Q	20586,68	5332,22	-19300,58	18332,86	-967,71
	1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	22571,05	4808,62	-17141,07	18134,43	993,35
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	22463,80	4956,99	-18480,86	18145,15	-335,70
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	22040,90	4716,99	-16313,66	18187,44	1873,79
	1.35G+0.9T+1.35D240	22913,60	4716,99	-16313,66	18100,17	1786,52

VIII.3.4.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

VIII.3.4.1. MUR FRONTAL

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

Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 23: Evaluations des efforts statiques sur mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	3625,84 5	/	0,00	3,52	0,00	/
DDT	164,25	/	2,85	8,72	468,11	/
Corbeau	82,5	/	1,02	8,31	84,15	/
MGG	277,3	/	0,67	8,37	185,791	/
Poids des Terres Amot	1514,7	/	1,76	4,26	2665,872	/
Poussée des terres	/	3111,3753	/	3,24	/	-10694,85
Poussée Sur 10kN/m ²	/	352,473	/	4,86	/	-1711,256415

Efforts dus au tablier

Rg	3745,10	/	0,26	/	-973,73	/
R(Al)	1184,54	/	0,26	/	-307,98	/
Rbc	1117,51	/	0,26	/	-290,55	/
RMc120	1077,20	/	0,26	/	-280,07	/
RD240	1723,64	/	0,26	/	-448,15	/
RST	55,69	/	0,26	/	-14,48	/
Hf+r	/	102,91	/	7,23	/	-744,04
HT°	/	46,31	/	7,23	/	-334,82
Frein Al	/	57,27	/	7,23	/	-414,05
Frein Bc	/	150,00	/	7,23	/	-1084,50

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

➤ **Sollicitations les plus défavorables**

Tableau VIII. 24: Sollicitations plus défavorables

COMBINAISONS	ELS	$M_{max} = -945,50 \text{ KN.m/ml}$	$N_{cors} = 797,43 \text{ KN/ml}$
		$T_{max} = 310,60 \text{ KN/ml}$	$N_{cors} = 797,43 \text{ KN/ml}$
	ELU	$M_{max} = -1657,89 \text{ KN.m/ml}$	$N_{cors} = 1411,05 \text{ KN/ml}$
		$T_{max} = 549 \text{ KN/ml}$	$N_{cors} = 1411,05 \text{ KN/ml}$

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert 2010 en considérant une section rectangulaire (1×1.36) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable. Les notes de calcul se trouvent en **Annexe D**.

- **Section d'acier (coté remblai) :**
 $AS = 18 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 6HA20/ml ($AS_1 = 18.85 \text{ cm}^2$), et un espacement de 20 cm
- **Armature de constructions (coté tablier) :**
 $AS' = AS/3 = 4.874 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 5HA14/ml ($AS' = 7.70 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm
- **Armatures transversales :**
 $At = AS/4 = 3.65 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA12 ($AS = 5.65 \text{ cm}^2$), et espacement de 20 cm

VIII.3.4.2.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 :**

$$M = \frac{P \times H}{3} \quad \text{Avec} \quad P = 0,5 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : Hauteur des remblais ; **H = 2,69 m**

K_a : Coefficient de poussée des terres ; **K_a = 0,33**

L : Longueur des remblais ; **L = 1 m.**

On a

$$P = 21,49 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : M_{p-ELS} = 19,27 \text{ KN.m/ml} \quad M_{p-ELU} = 26,02 \text{ KN.m/ml}$$

• **Moment dû à la force de freinage du camion Bc:**

Le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

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

Avec :

μ : Coefficient de pondération ; $\mu = 1.6$ à l'E.L. U et $\mu = 1.2$ à l'E.L. S ; $P = 60$ KN.

D'où : $M_{f-ELS} = 68,80$ KN.m/ml $M_{f-ELU} = 91,74$ 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 BC 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 (**0.25x0.75**) m², et ceci, à cause des incertitudes concernant la transmission des efforts.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad \text{Avec} \quad K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : Coefficient de pondération ; $\gamma = 1,6$ à l'ELU et $\gamma = 1,2$ 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.

La valeur de **MP/K** est explicitée dans le ci-dessous pour différentes valeurs de h :

K = 0,50 à l'ELS et K = 0,67 à l'ELU

Tableau VIII. 25: valeurs de Mp/K Selon h

h	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$\frac{M_p}{K}$ (Kn,m/ml)	22.3	34.00	44.1	61.1	74.5	85.6	94.9

Avec interpolation 2,50 m < h = 2,69 m < 3,00 m on aura :

$$\frac{M_p}{K} = 8,91 \text{ KN.m}$$

D'où : $M_{p-ELS} = 45,03$ KN.m/ml et $M_{p-ELU} = 60,04$ KN.m/ml

• **Combinaison d'actions sur le Mur Garde grève :**

Tableau VIII. 26: Combinaison d'actions sur le MGG

Combinaisons		Moments
ELU	1.35MG+1.6MQ	177,80 KN.m
ELS	MP+1.2MQ	133,11 KN.m

• **Ferraillage de mur garde-grève :**

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 D.

- **Section d'acier (coté remblai)**

AS = 20.2 cm² ; donc nous optons pour 7HA20/ml (AS₁ = 21.99 cm²), et un espacement de 20 cm

- **Armature de constructions (coté tablier) :**

AS' = AS/3 = 6.73 cm² ; donc nous optons pour 7HA12/ml (AS' = 7.92 cm²), avec un espacement de 20 cm

- **Armatures transversales :**

At = As/4 = 5.05 cm² ; donc on opte pour 7HA12 (AS = 7.92cm²), et espacement de 20 cm

VIII.3.4.3.ÉTUDE 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. La dalle de transition est supposée simplement appuyer, 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-dessous :

Tableau VIII. 27: Charges agissantes sur la dalle de transition

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	12,42	24,84	24,84
Surcharges	10	20	20

Donc les efforts maximaux sollicitant la dalle de transition sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 28: Efforts max sollicitant la dalle de transition

Combinaisons	ELS	Moments (KN.m/ml)	$M_{ser} = MG + 1,2MQ$	67,68
		Efforts tranchants (KN/ml)	$V_{ser} = VG + 1,2VQ$	67,68
	ELU	Moments (KN.m/ml)	$M_{ult} = 1,35MG + 1,6MQ$	88,76
		Efforts tranchants (KN/ml)	$V_{ult} = 1,35VG + 1,6VQ$	88,76

• **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.

- **Section d'acier :**

AS = 13.1 cm² ; donc nous optons pour 5HA20/ml (AS₁ = 15.71 cm²), et un espacement de 20 cm

- **Armatures longitudinales :**

2 barres H12 (barre supérieure + barre inférieure) avec St = 22,5 cm

- **Armatures transversales :**

$A_t = A_s/4 = 3.28 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA12 ($A_S = 5.65 \text{ cm}^2$), et espacement de 20 cm

VIII.3.4.4. ÉTUDE 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 :**

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{cp} = \frac{q_{cp} \times L}{2}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition ; $L=4\text{m}$

q_{cp} : charge permanente ; $q_{cp} = q_{\text{Poids propre}} + q_{\text{Revêtement}} + q_{\text{Remblai}}$

D'où : $R_{cp} = 43.86 \text{ KN/ml}$

• **Réaction due au poids du corbeau :**

Elle est donnée par la relation suivante : $R_{cor} = V \times \gamma_{\text{béton}}$

Avec :

V : volume d'une bande de 1m du mur corbeau ; $V = 2.76 \text{ m}^3$

$\gamma_{\text{béton}}$: Densité du béton ; $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$ d'où $R_{cor} = 69 \text{ KN/m}^3$

• **Réaction des surcharges sur remblais :**

Elle est donnée par la relation suivante : $R_{sur} = \frac{q_{sur} \times L}{2}$

Avec :

$q_{sur} = 10 \text{ KN/ml}$

L : Longueur de la dalle de transition ; $L = 4 \text{ m}$. D'où $R_{sur} = 20 \text{ KN/ml}$

Donc les **réactions maximales** sollicitant le **corbeau d'appui** à l'ELU et à l'ELS sont :

- $R_{ser} = R_G + 1.2 R_Q = 136.86 \text{ KN/ml}$
- $R_{ult} = 1,35R_G + 1,6R_Q = 184.361 \text{ KN/ml}$

❖ **Ferraillage du 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 :**

$A_S = 10.8 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 5HA20/ml ($A_{S1} = 15.71 \text{ cm}^2$), et un espacement de 20 cm

- **Armatures de construction :**

$AS' = AS/3 = 3.6 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 5HA12/ml ($AS' = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.4.5.ÉTUDE DU 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.
- Charge répartie de 10KN/ml

Le mur en retour a été modéliser à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019. Ainsi, les résultats du calcul sont représentés dans les figures ci-dessous.

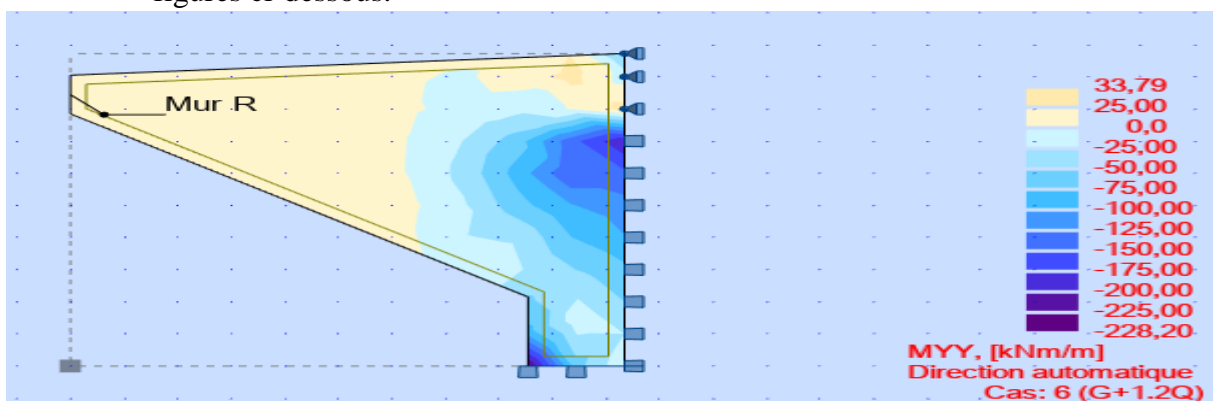


Figure VIII. 12 : Moment MYY mur en retour à l'ELS

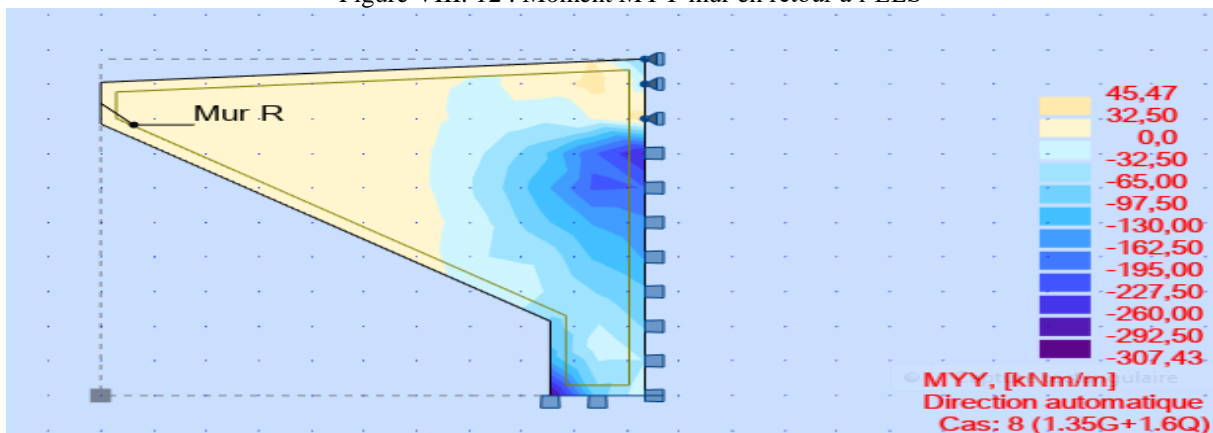


Figure VIII. 13 : Moment MYY à l'ELU

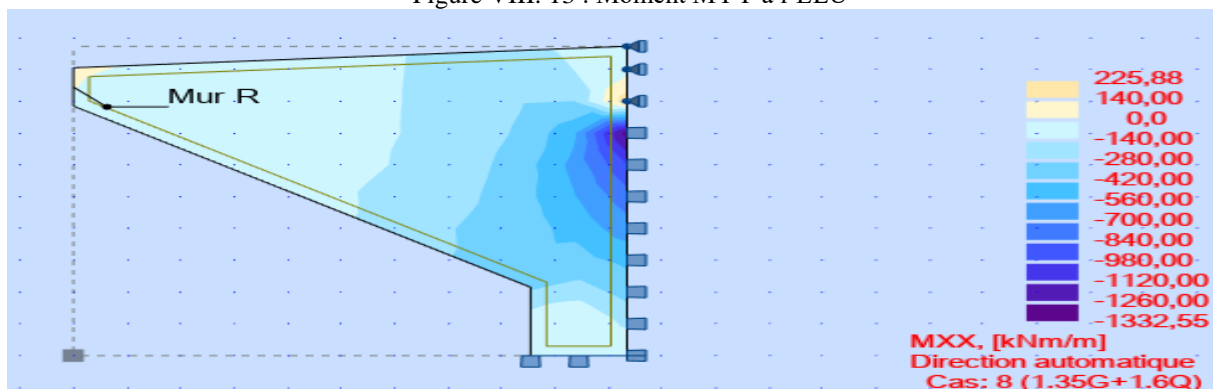


Figure VIII. 14 : Moment MXX à l'ELU

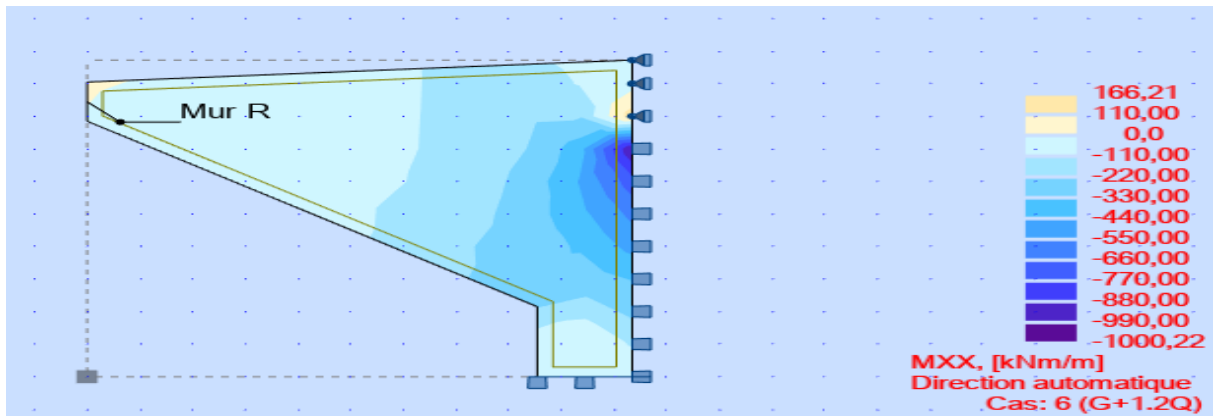


Figure VIII. 15 : Moment MXX à L'ELS

L'étude du mur en retour se fera à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis , dont les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VIII. 29 : Moment max du mur en retour à L'ELU et à L'ELS

Combinaisons	Moments
ELS	Mxx=770 kN.m/ml Myy=175 kN.m/ml
ELU	Mxx=227 kN.m/ml Myy=980 kN.m/ml

- **Ferraillage du mur en retour :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en Annexe.

- **Section d'acier (coté remblai) :**

$AS = 46.5 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 6HA32/ml ($AS_1 = 48.25 \text{ cm}^2$), et un espacement de 20 cm

- **Armatures de construction :**

$AS' = AS/3 = 15.5 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 6HA20/ml ($AS' = 18.85 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm

- **Ferraillage vertical :**

- **Section d'acier (coté remblai) :**

$AS = 9.9 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 5HA16/ml ($AS_1 = 10.05 \text{ cm}^2$), et un espacement de 20 cm

- **Armatures de construction :**

$AS' = AS/3 = 3.3 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 5HA12/ml ($AS' = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 20 cm.

Ci-dessous le schéma général du ferrailage de la culée :

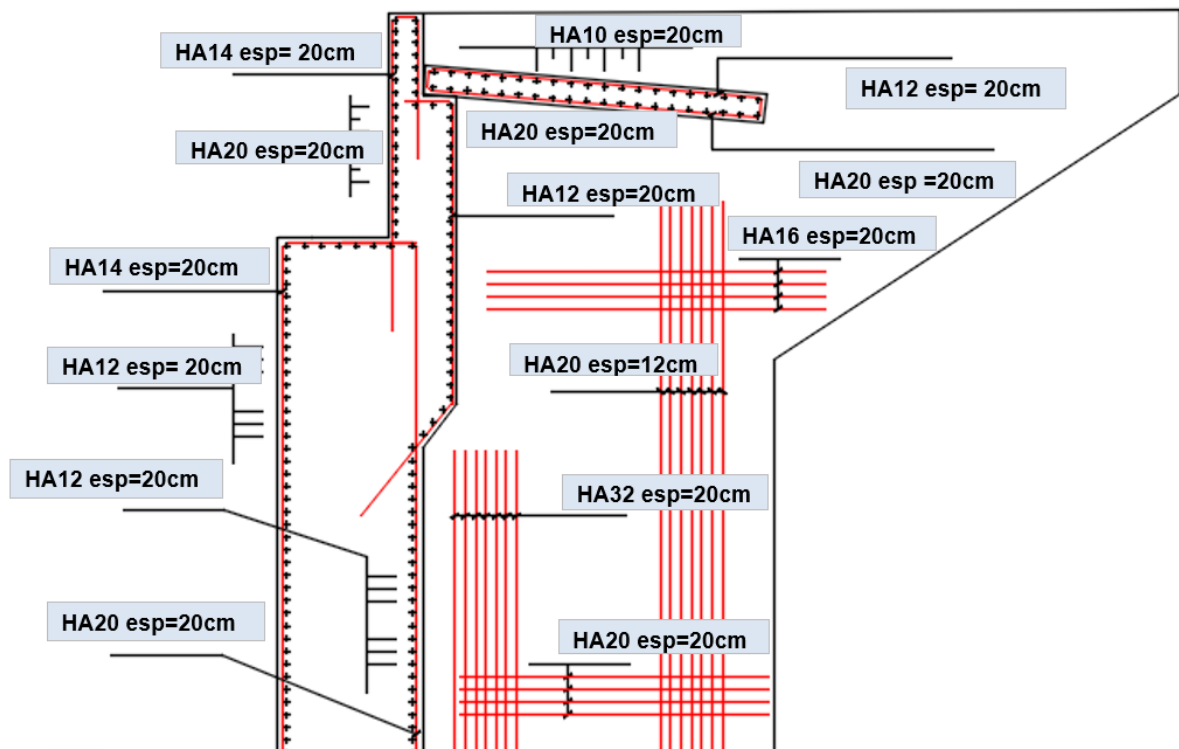
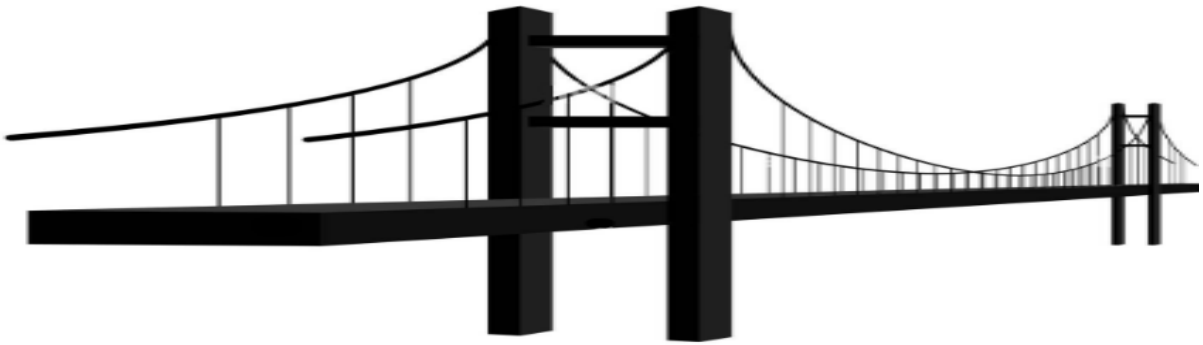


Figure VIII. 16 : ferrailage de la culée

VIII.4. 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 ferrailage de leurs éléments, qui va leur permettre d'avoir un fonctionnement adéquat, et l'ouvrage pourra être exploité en toute sécurité.

CHAPITRE IX



RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

IX.1. INTRODUCTION

Un ouvrage d'art est un ouvrage spécial en opposition à un bâtiment, par exemple. Il permet en effet à une voie de communication, route, ligne de chemin de fer, canal de franchir un obstacle, Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

l'étude de comportement des ponts vis-à-vis la torsion représente un sujet de discussion très important, ce chapitre vise essentiellement dans les paragraphes suivants des illustrations typiques de dommages ordonnées des ponts qui ont subis la torsion et les causes de ces derniers ainsi proposer des solutions pour éviter ce phénomène.

IX.2. HISTORIQUE DES PONTS

Les premiers ponts se limitent probablement à un arbre, à des rondins placés en travers d'un cours d'eau, {des lianes ou des cordes tendues au travers d'une étroite.

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

- 1) Période empirique : celle de la construction des ponts voute, en maçonnerie par les romains avant 1500.
- 2) Période de grand savant : Newton, Galilée, Hooke cette période se détermine par naissance de l'acier (de 1500 à 1800).
- 3) Période, de 1800 à 1900 : c'est le début de l'industrialisation d'où le début du chemin de fer et de la construction du premier pont métallique pour chemin de fer. il ya aussi naissance du béton armé.
- 4) Période de 1900 à 1950 :
 - Apparition des voitures d'où des ouvrages d'art routiers.
 - Apparition du béton précontraint.
- 5) Période de 1900 à 1975 :

Développement de l'autoroute. A partir de 1975 à cause de la crise pétrolière, et de l'apparition des écologistes, on assiste à un frein dans la construction des routes et des ponts.
- 6) Les grandes lignes de l'évolution de la construction des ponts ces dernières années sont les suivantes :
 - **Evolution du trafic en flèche** : le trafic à évoluer qualitativement et quantitativement.
 - **Evolution des techniques de constructions** : les techniques mettent à la disposition des ingénieurs, des moyens les plus en plus sûrs ;
 - Du point de vue matériaux
 - Du point de vue calculs
 - Du point de vue exécutions.

IX.3. CLASSIFICATION DES PONTS SELON LA STRUCTURE ET L'ARCHITECTURE

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

IX.3.1. LES PONTS A VOUTES

Les **ponts voûtés** sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ils ont été construits en pierre pendant plus de 1 500 ans, ce qui leur a valu la dénomination usuelle de ponts en maçonnerie. Puis le béton armé a supplanté la pierre, mais bientôt les ponts métalliques, autorisant de plus grandes portées, ont supplanté les ponts voûtés qui sont restés cantonnés aux portées faibles. Le métal est également utilisé pour certains types de ponts voûtés.



Figure IX. 1: Pont à voutes

IX.3.2. PONTS A POUTRES

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutres



Figure IX. 2: Pont à poutre en caisson

IX.3.3. PONT EN ARC

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs appaurent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voutes, le tablier repose sur des piles intermédiaires. Le pont en arc associe la compression à la flexion.



Figure IX. 3: Pont en arc

IX.3.4. PONTS SUSPENDUS

Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs. Ces derniers, d'allure parabolique, transmettent une réaction verticale sur les pylônes et des efforts de traction dans des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrages, excepté pour les ouvrages dits « auto-ancrés » où les câbles sont amarrés sur le tablier



Figure IX. 4: Pont suspendu

IX.3.5. PONTS A HAUBANS

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : pylônes, en acier ou en béton, travaillant en compression, et câbles inclinés, appelés haubans, travaillant à la traction



Figure IX. 5: Pont à haubans

IX.4. LA TORSION DANS L'OUVRAGE D'ART 'PONT'

La torsion est un phénomène courant dans les structures d'ouvrages d'art.

Néanmoins, ce type de sollicitation est souvent négligé, car elle est difficile à appréhender, et parce que ses conséquences sont souvent sans importances pour des ponts simples (pont à poutres multiples...), la torsion est dans ces cas prise en compte via des

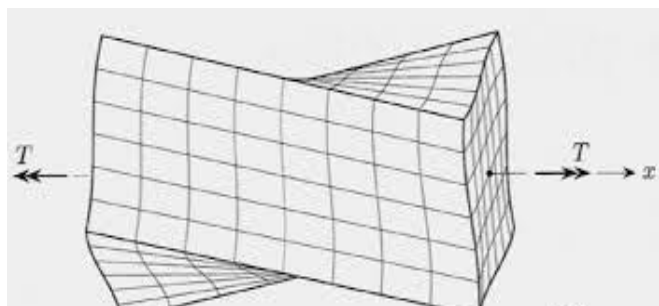


Figure IX.6: Barre soumise à la torsion.

méthodes approchées (Méthode de Guyon-Massonnet...).

Cependant dans le cas de ponts plus complexes, un calcul adéquat à la torsion lors le dimensionnement du tablier est obligatoire, nous pouvons citer les cas ci-dessous :

- Ponts suspendus ;
- Ponts courbes ;
- Ponts biais ;
- Ponts avec charges excentrées.

IX.4.1. LES CAUSES DE LA TORSION DANS L'OUVRAGE D'ART

❖ Les mouvements différentiels verticaux sismique appelés aussi mouvement de lacet (en cas de séisme) peuvent causer la torsion d'un pont. De la même manière, le vent peut aussi solliciter le tablier en mode de torsion.

❖ La dissymétrie du système porteur,

❖ la courbure imposée par la géométrie de l'ouvrage par exemple sur un virage important possédant un rayon très large, le poids propre de l'ouvrage induit un moment de torsion en plus de la flexion et du cisaillement,

❖ la dissymétrie des charges appliquées.

IX.4.2. EXEMPLE DES PONTS AYANT DEJA SUBIS LA TORSION

IX.4.2.1. PONT DE TACOMA 1940

Le premier pont suspendu de Tacoma Narrows a été ouvert le 1er juillet 1940, un accident a eu lieu quatre mois plus tard le 7 novembre. La vitesse du vent était d'environ 65 km/h. Des oscillations de grandes amplitudes en mode de torsion se sont produites à 10h du matin, le pont s'est alors effondré à 11h10. Le pont avait été dimensionné pour résister au vent mais sans tenir compte de la torsion.



Figure IX.7: Mode de torsion du Pont de Tacoma.



Figure IX.8: la chute du pont de Tacoma

IX.4.2.2. PONT GOLDEN GATE

Le 1^{er} décembre 1951, une tempête s'est abattue sur le pont Golden Gâte, causant des torsions et des vibrations suffisantes pour entraîner quelques dommages mineurs et motiver des travaux de réflexion. Effectués entre 1953 et 1954, les travaux consistaient en l'ajout d'éléments de contreventement en dessous du tablier, entre les deux poutres d'acier en treillis qui soutiennent le tablier. Cette solution a augmenté la rigidité en torsion du pont.

IX.5. SOLUTIONS POUR EVITER LE PHENOMENE DE TORSION

❖ Exemple pont de golden gâte :

La forme originale du tablier consiste en une section de 152 mètres de la structure originale du tablier du pont Golden Gâte, sans la chaussée qu'elle soutient. Les poutres latérales en treillis, reliées par l'ossature qui soutient la chaussée, forment un profil en 'U' ouvert inversé. La forme du tablier rénové (le pont tel qu'il est aujourd'hui). À la forme originale, ils ont ajouté des éléments de contreventement, de sorte que la coupe transversale prend maintenant la forme d'un rectangle fermée.

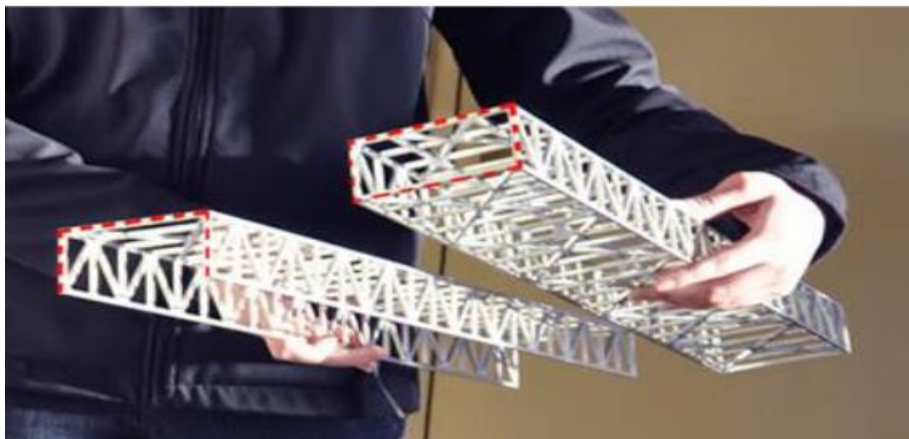
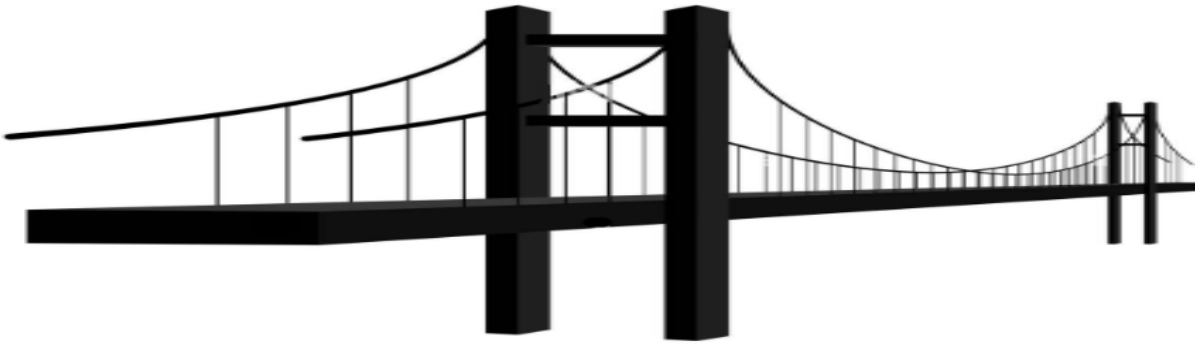


Figure IX. 6: Maquette de la section du tablier en 'U ouverte' avant rénovation et 'Rectangulaire fermée' après rénovation.

IX.6. CONCLUSION

Cette modeste recherche bibliographique représente une brève description sur les ponts et une initiation à la thématique du comportement du pont sous l'effet de la torsion qui reste un sujet très vaste.

Sur ce chapitre nous avons fait une simple définition d'un ouvrage d'art en citons des exemples de types de ponts qui représentent sujet, les ponts subissent différents problèmes au cours de leur réalisation et en cours d'utilisation, cela nous permettra d'ouvrir une fenêtre sur le phénomène de torsion, nous avons traité de façons superficiel ce phénomène, en donnant sa définition, ses causes ainsi que ses solutions, tout en prenant les ponts de TACOMA et GOLDEN GATE comme exemple réel



***CONCLUSION
GENERALE***

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de notre formation en travaux public, c'est la meilleure occasion pour nous en tant qu'élève ingénieur pour concrétiser l'apprentissage théorique acquis durant toutes les années de formation.

Ce projet nous a permis de bien visualiser le travail de conception et le calcul des différents éléments de l'ouvrage d'Art en visant l'optimisation entre l'économie la techniques , la sécurité et l'esthétique en tenant compte des contraintes rencontrées, ainsi avoir l'habitude du travail et l'application des règlements (BAEL, BPEL, SETRA, EUROCODE...), aussi d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, et le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte.

Suite à l'élaboration de ce projet de fin d'étude, le bilan des connaissances et des compétences acquises nous a permis de conclure que cette expérience a été riche en enseignements. On a ainsi pu découvrir de nouveaux concepts de calcul et que le métier d'ingénieur ne consiste pas seulement à appliquer des méthodes éprouvées, mais tend vers une constante remise en question des nouvelles techniques et de ses connaissances.

Pour conclure, on espère avoir fait de notre mieux pour l'accomplissement de ce travail qui n'est autre que le résultat de cinq ans d'études à l'**ENSTP** et qui représente une étape préliminaire pour une carrière professionnelle.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

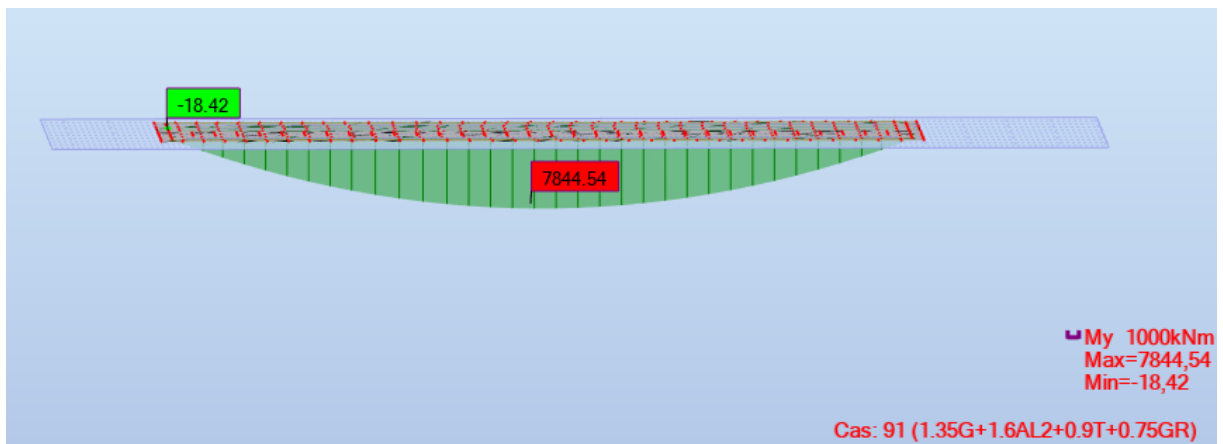
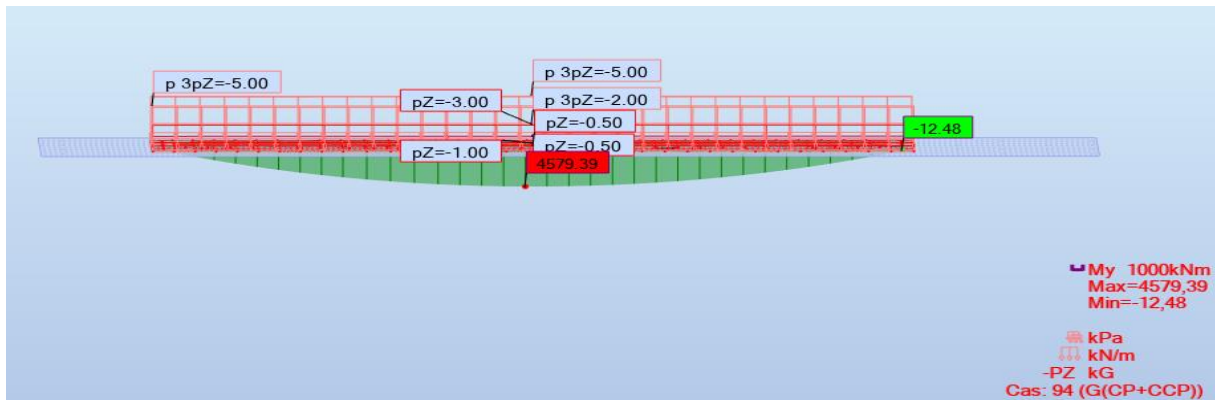
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).
- [2] : Service d'études sur les transports les routes et leurs aménagement (SETRA), pont mixte acier béton.
- [3] : Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [4] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, corniche.
- [5] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), collection du guide technique GC, garde-corps.
- [6] : Mr. BELAOURA. Cours de Béton Armé, Béton Précontraint, ENSTP 2021.
- [7] : Le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR).
- [8] : Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de GYON MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2021.
- [9] : Mme MESSAOUDI, Cours de Mécanique des Structures, ENSTP 2021.
- [10] : Service d'Études techniques des routes et autoroutes, SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté.
- [11] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [12] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- [13] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires ferrailages types.
- [14] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), ponts courants en zone sismique, guide de conception.
- [15] : J. A Calgaro & M.Virlogeux , ' Projet Et Construction Des Ponts'.

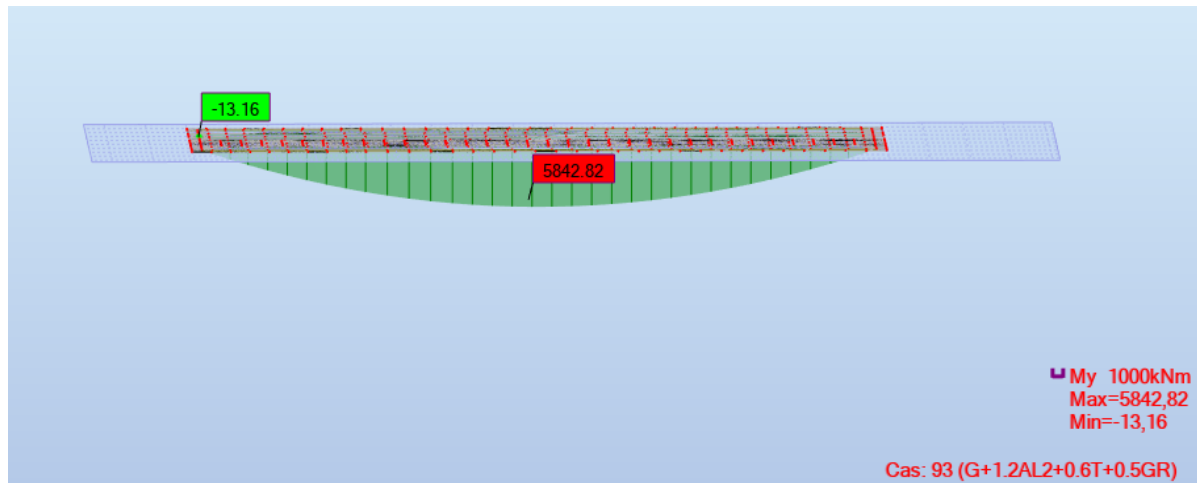


ANNEXE A

A.1. MOMENTS FLECHISSANTS AU NIVEAU DU TABLIER :

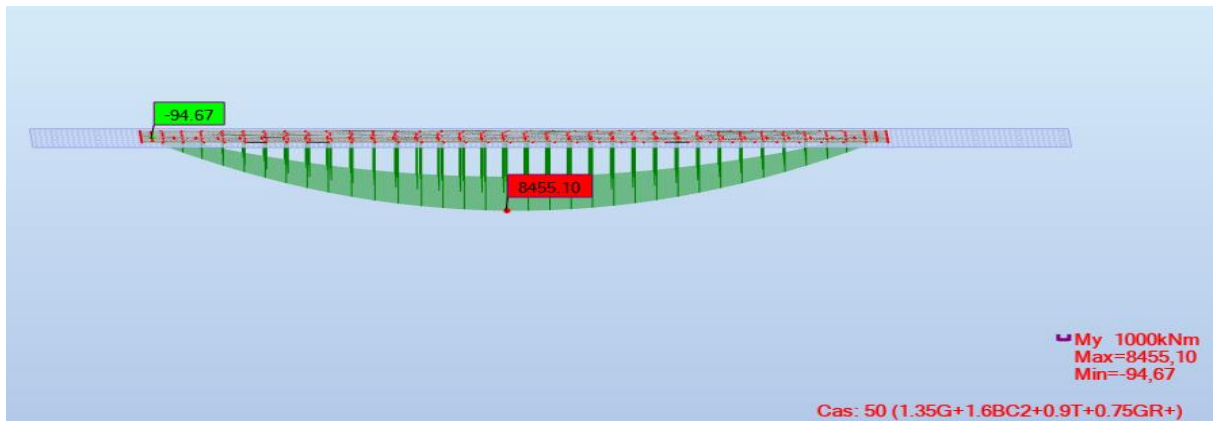


ELU : 1,35 G + 1,6 A(l)+0.9T+0.75GR

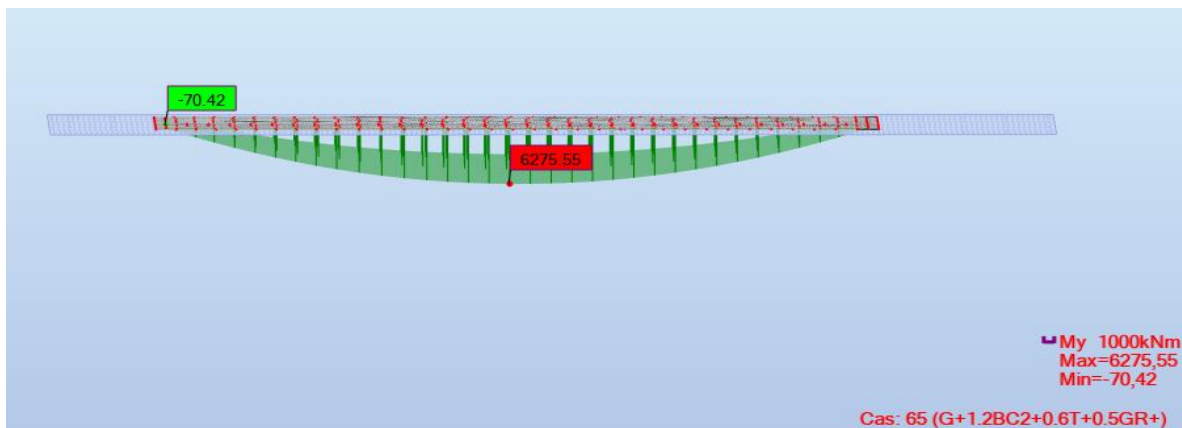


ELS : G + 1,2 A(l) + 0.6T+0.5GR

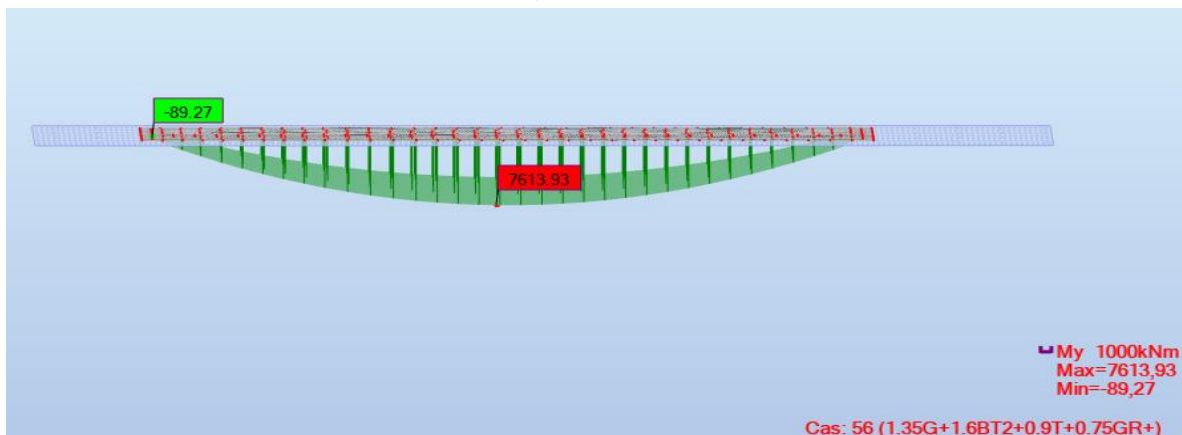
ANNEXE A



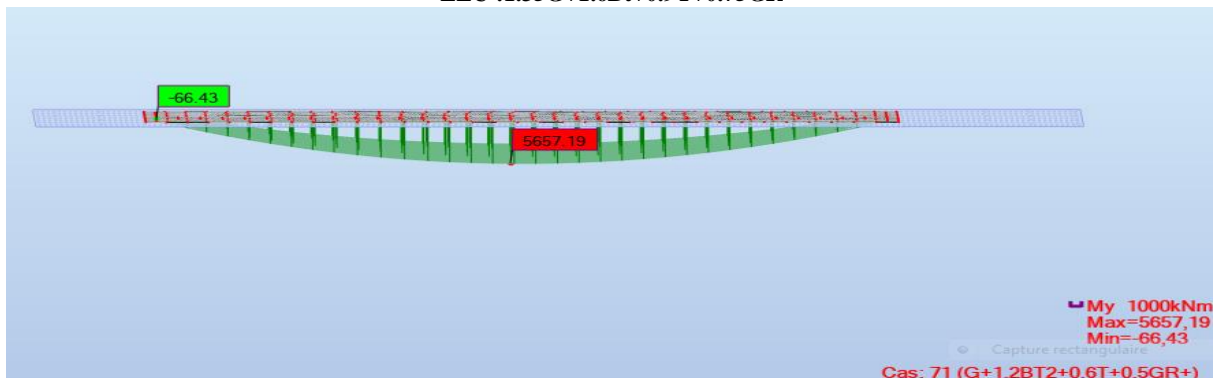
ELU : 1,35 G + 1,6 Bc +0.9T+0.75GR



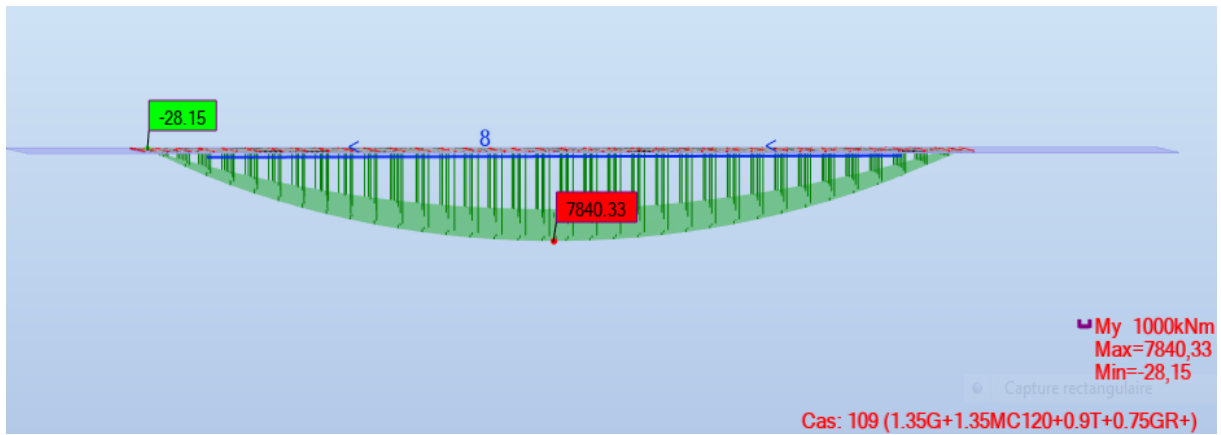
ELS : G + 1,2 Bc +0.6T+0.5GR



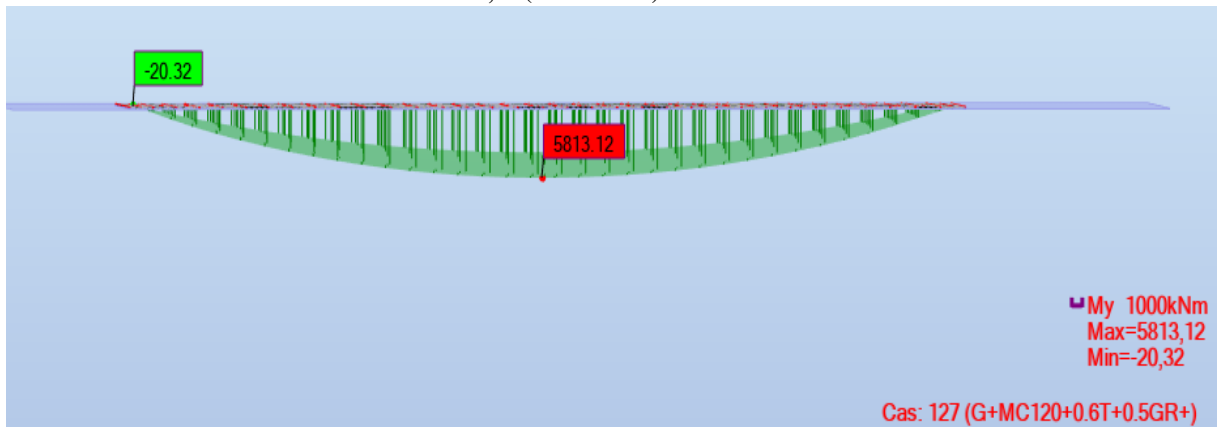
ELU : 1.35G+1.6Bt+0.9T+0.75GR



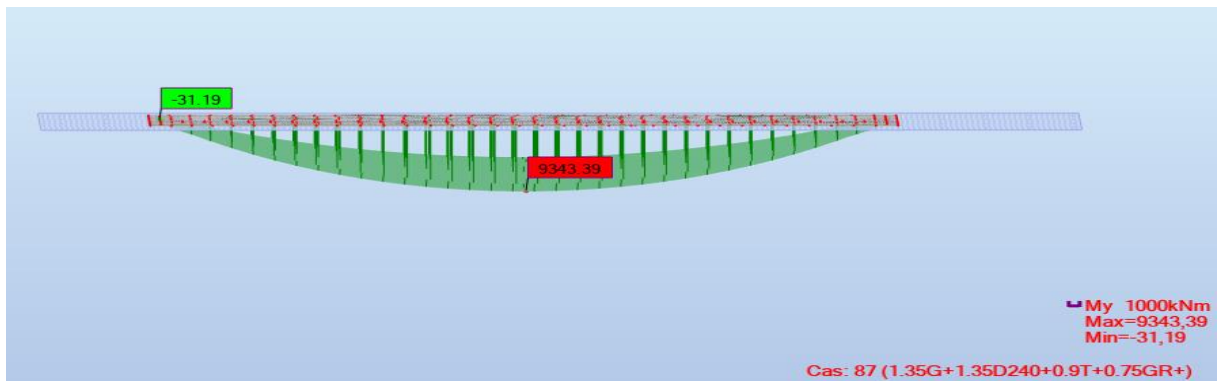
ELS : G+1.2Bt+0.6T+0.5GR



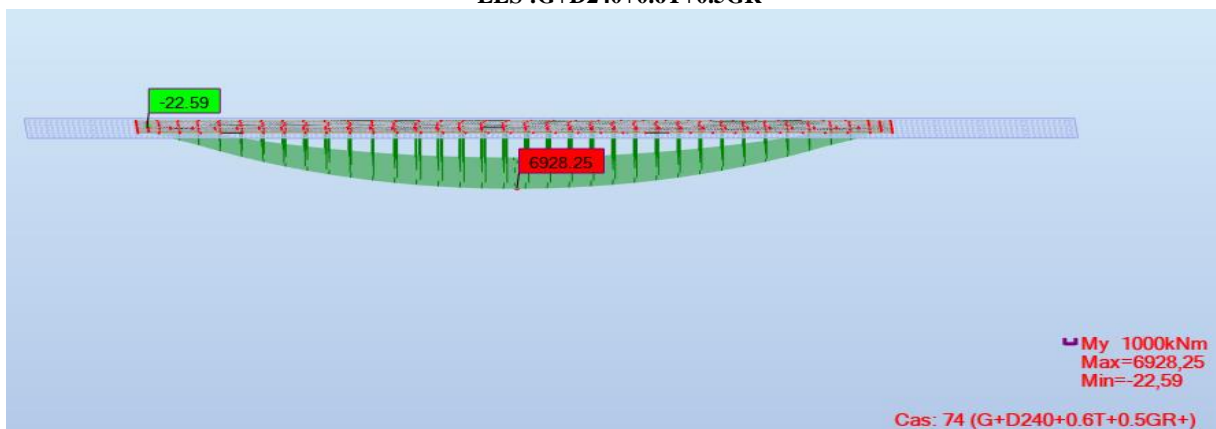
ELU : 1,35 (G + Mc 120) +0.9T+0.75GR



ELS : G + Mc 120+0.6T+0.5GR

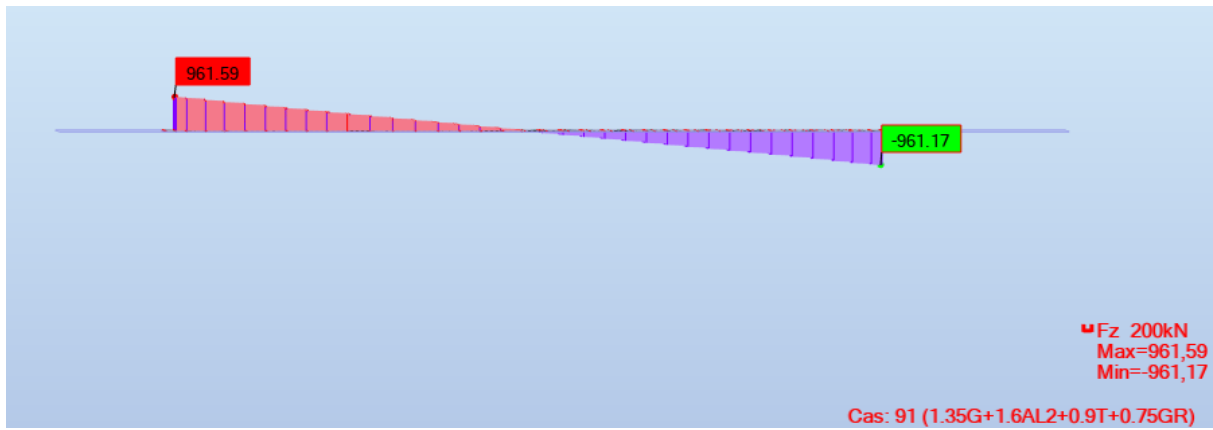


ELS :G+D240+0.6T+0.5GR

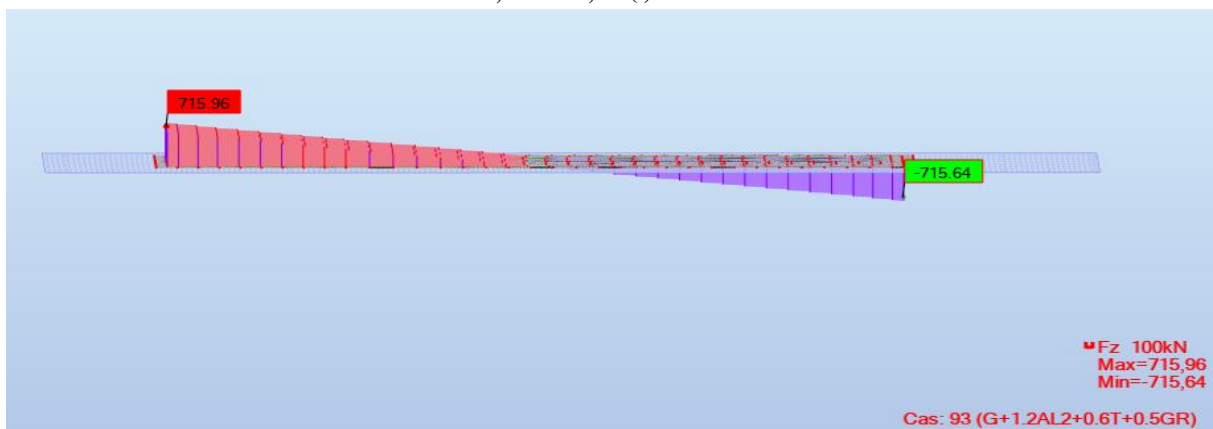


ELU :1.35G+1.35D240+0.9T+0.75GR

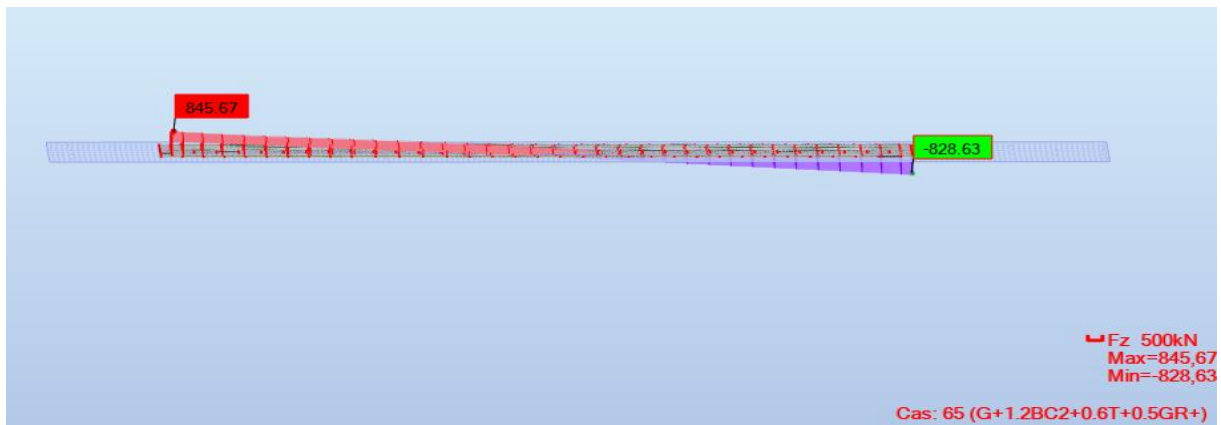
EFFORTS TRANCHANTS AU NIVEAU DU TABLIER :



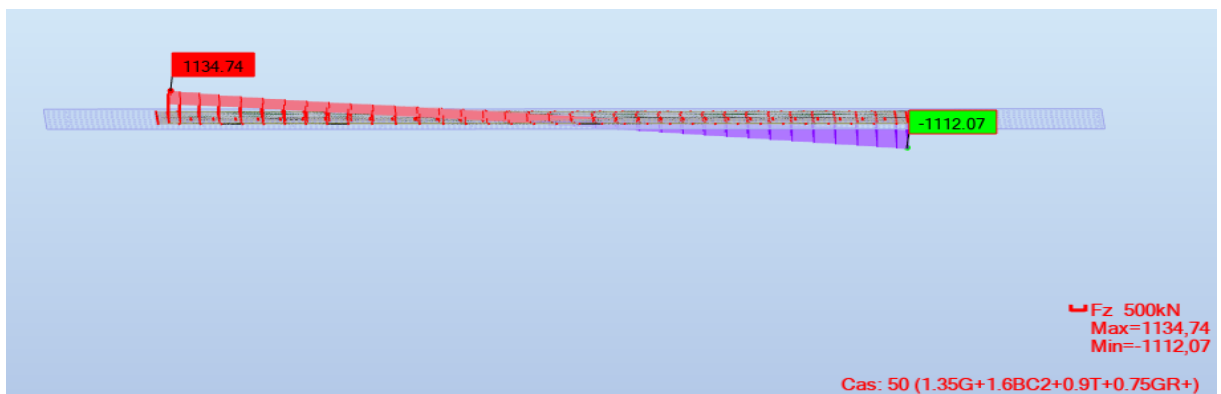
ELU : 1,35 G + 1,6 A(l) +0.9T+0.75GR



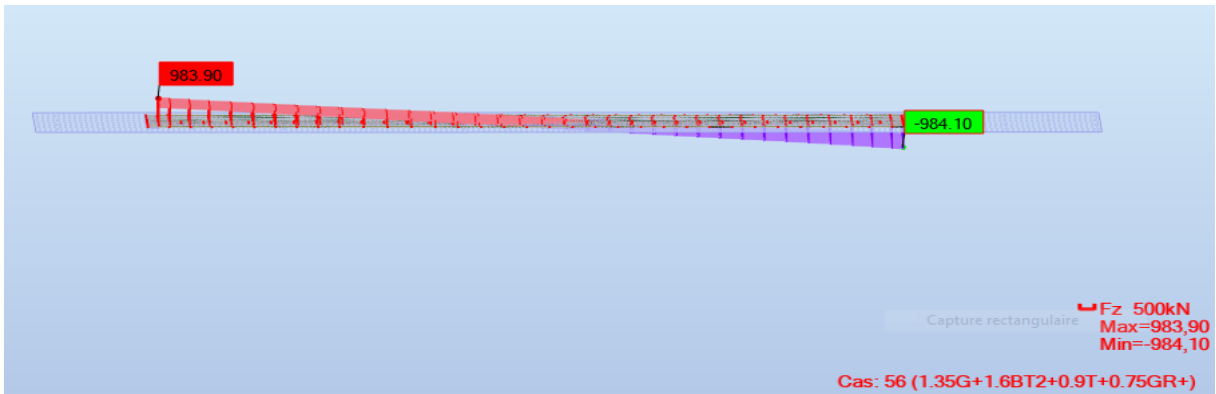
ELS :G+1.2AL+0.6t+0.5GR



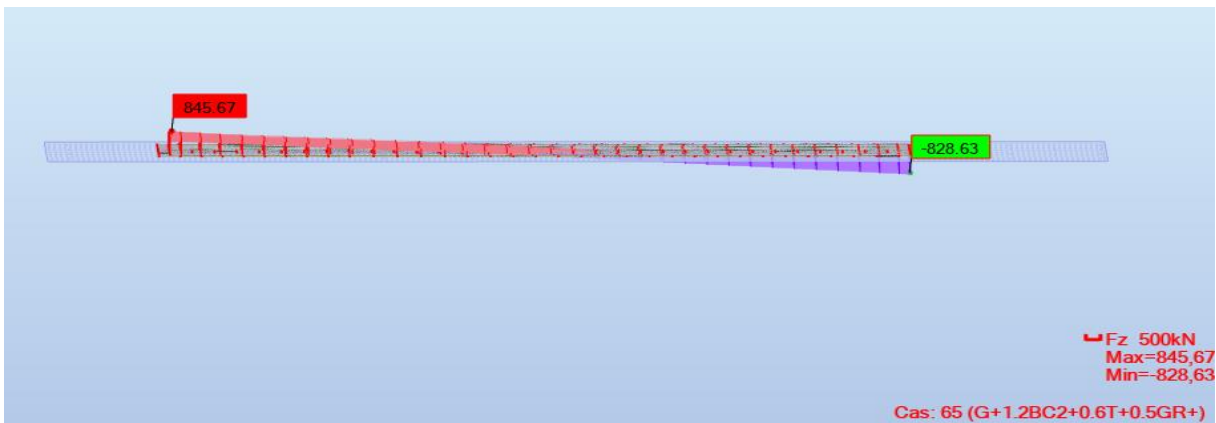
ELS : G+1.2BC+0.6T+0.5GR



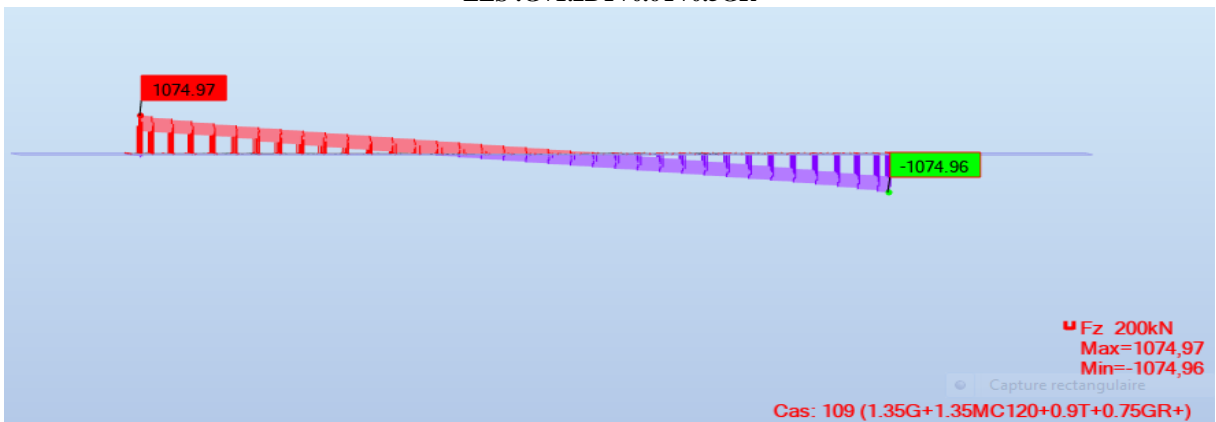
1.35G+1.6BC+0.9T+0.75GR



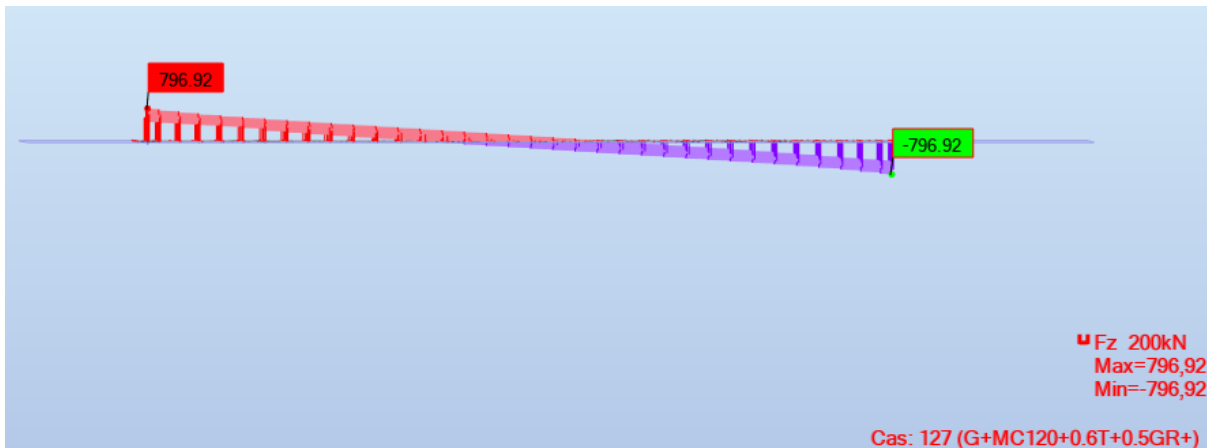
ELU :1.35G+1.6BT+0.9T+0.75GR



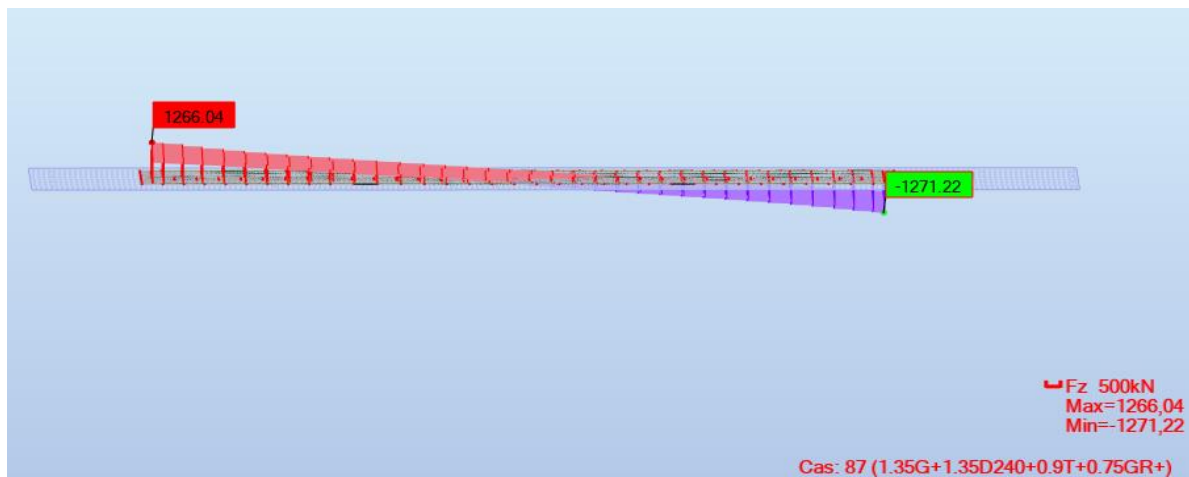
ELS :G+1.2BT+0.6T+0.5GR



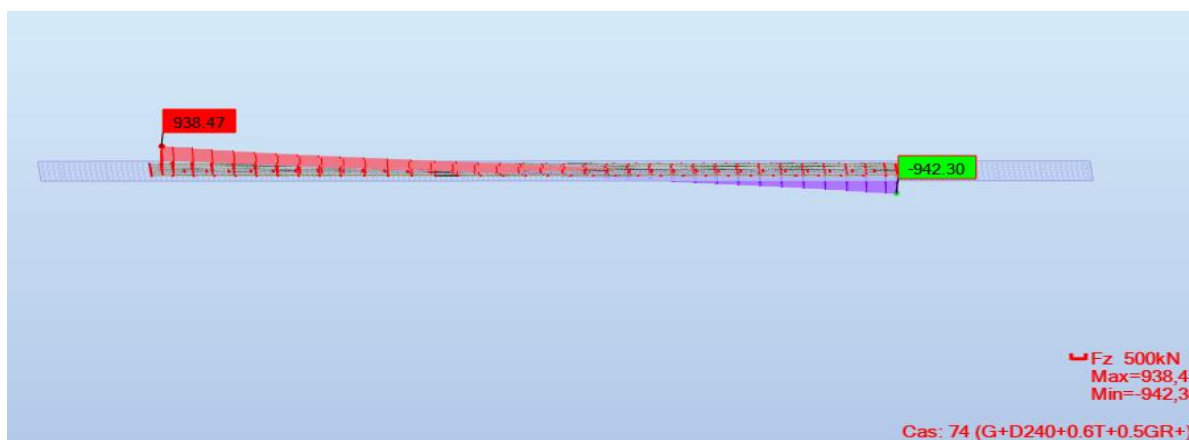
ELU : 1.35G+1.35MC120+0.9T+0.75GR



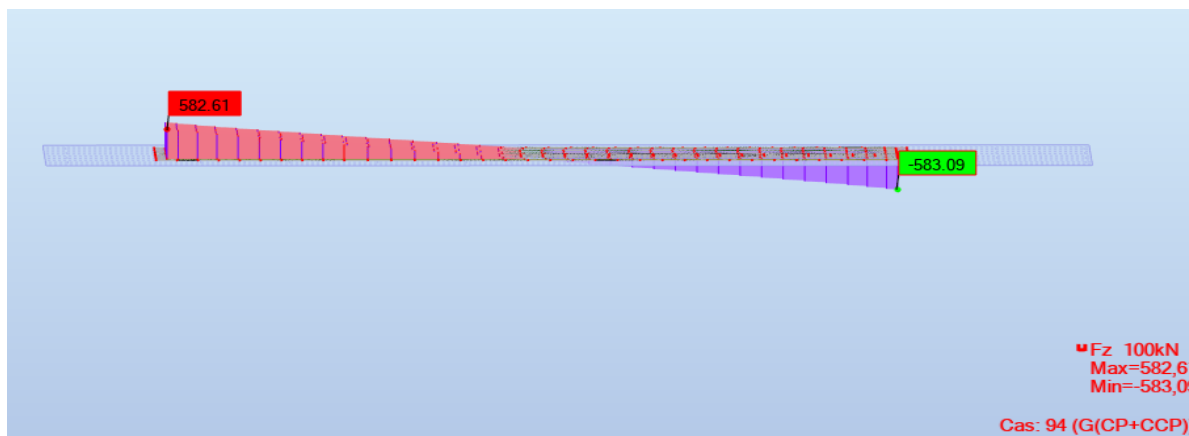
ELS :G+MC120+0.6T+0.5GR



ELU : 1.35G+1.35D240+0.9T+0.75GR

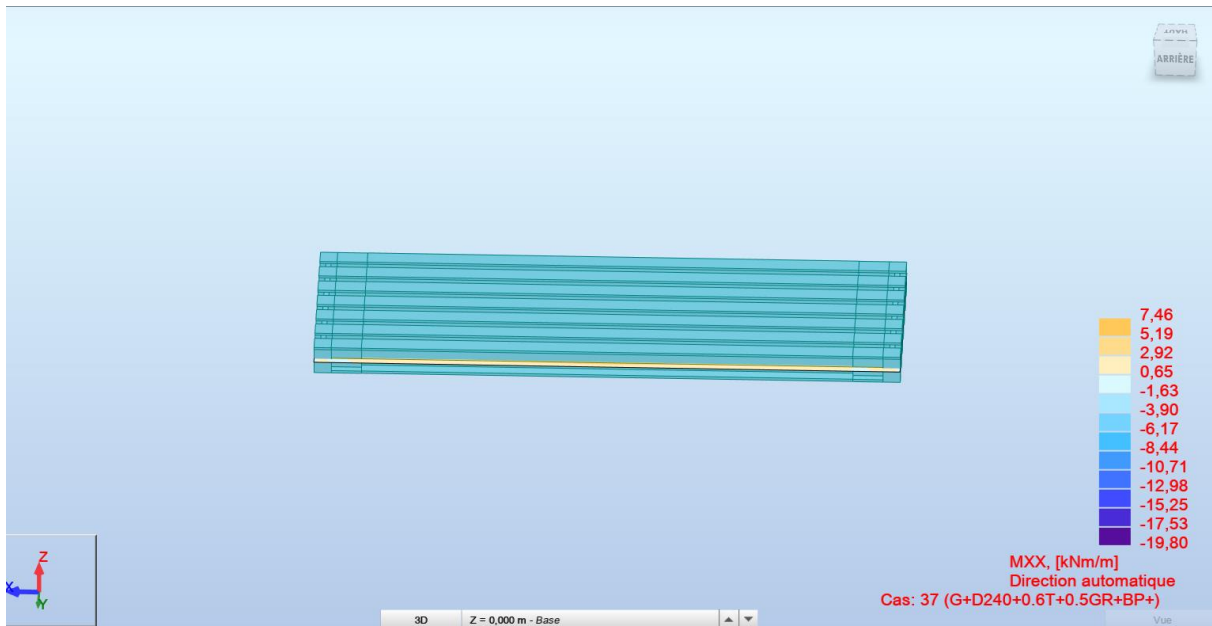


ELS : G+D240+0.6T+0.5GR

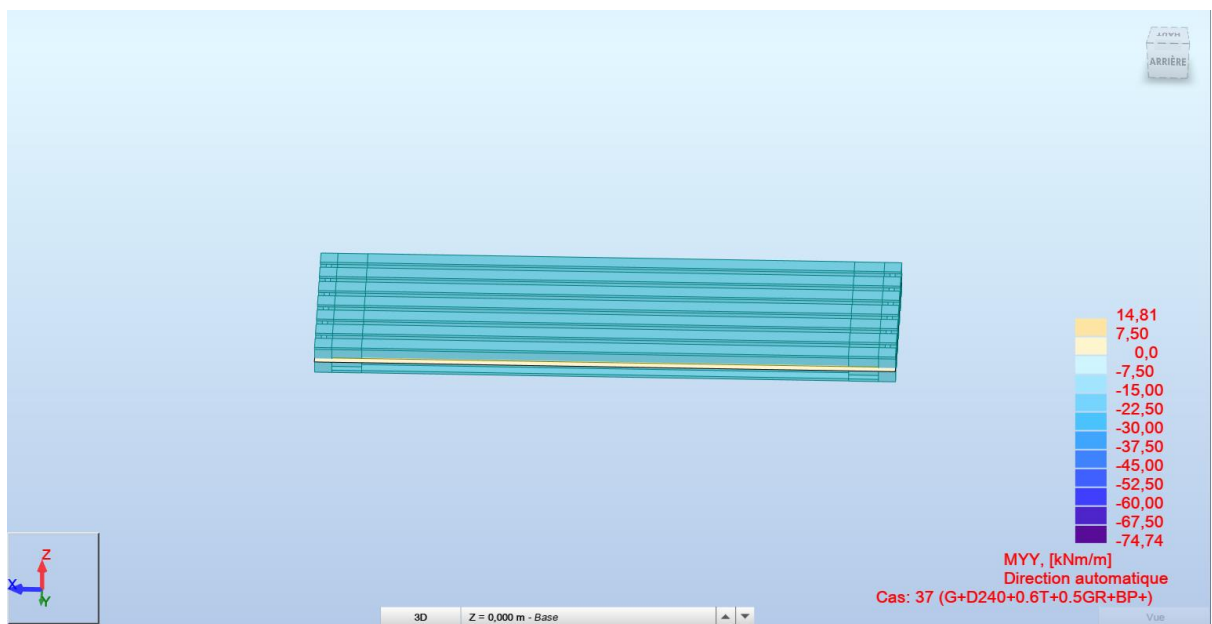


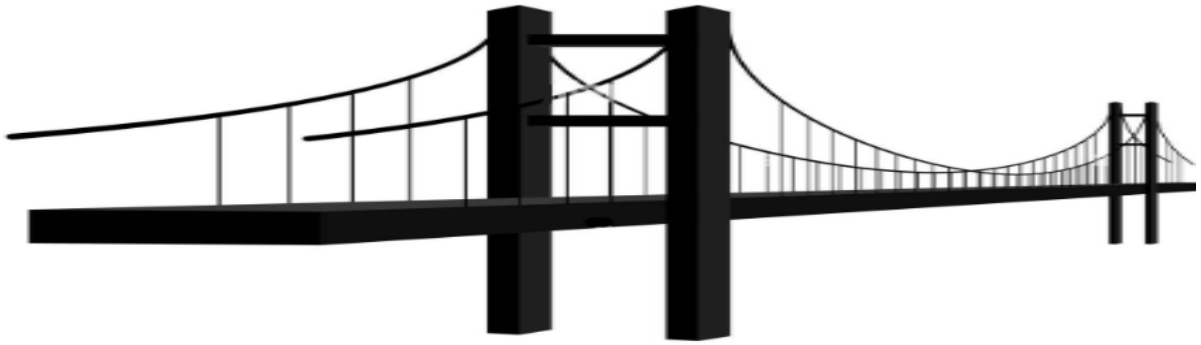
ELS : G(cp+ccp)

- Moment M_{xx} de la dalle :



- Moment M_{yy} de La dalle :





ANNEXE B

● CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER (GUYON-MASSONNET) :

les valeurs du coefficient K										
Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonn	Colonn	Colonn	Colonne	
$\vartheta=0,7$ $\alpha=0$										
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216	
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,71118	1,5548	1,1934	0,7809	
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9392	2,554	2,0618	
3 b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282	
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464	
$\vartheta=0,7$ $\alpha=1$										
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708	
b/4	0,4808	0,5905	0,7405	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	1,1589	1,0461	
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262	
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668	
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395	

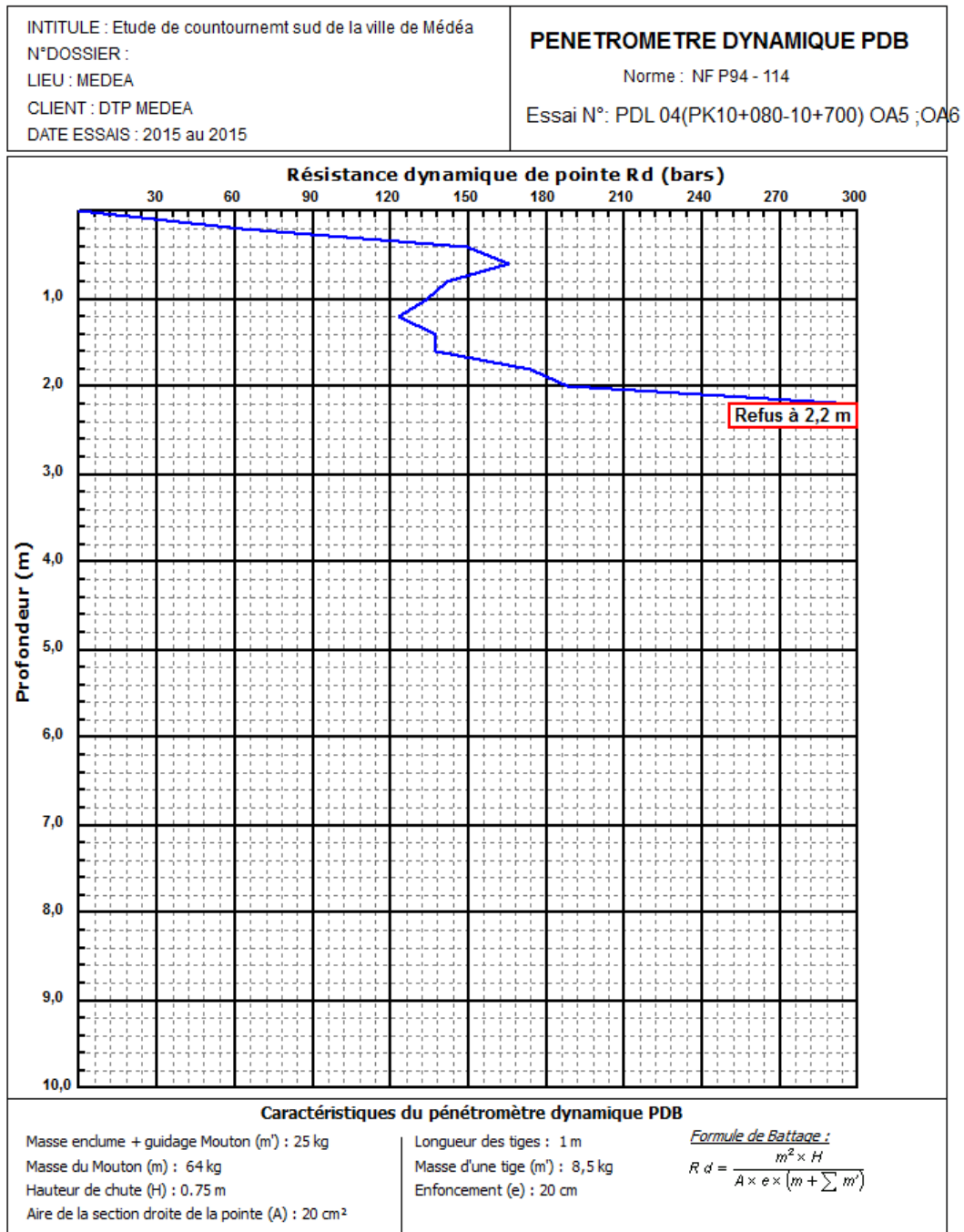
les valeurs du coefficient K α $\alpha=0,27$										
Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonn	Colonn	Colonn	Colonne	
$\vartheta=0,7$ $\alpha=0,27$										
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,3782639	0,69475015	1,02386128	1,32747116	1,478716521	1,327471	1,023861	0,69475	0,378264	
b/4	0,07742092	0,35943493	0,66637663	1,00293144	1,327471161	1,513477	1,413257	1,175473	0,918702	
b/2	-0,0720134	0,1366368	0,37398022	0,66648055	1,023861279	1,413257	1,717948	2,034333	1,783494	
3 b/4	-0,1422235	-0,017488	0,1366368	0,35943493	0,694750152	1,175473	1,794813	2,456473	3,01295	
b	-0,1828091	-0,1422235	-0,0720134	0,07742092	0,378263902	0,918702	1,783494	3,01295	4,528084	

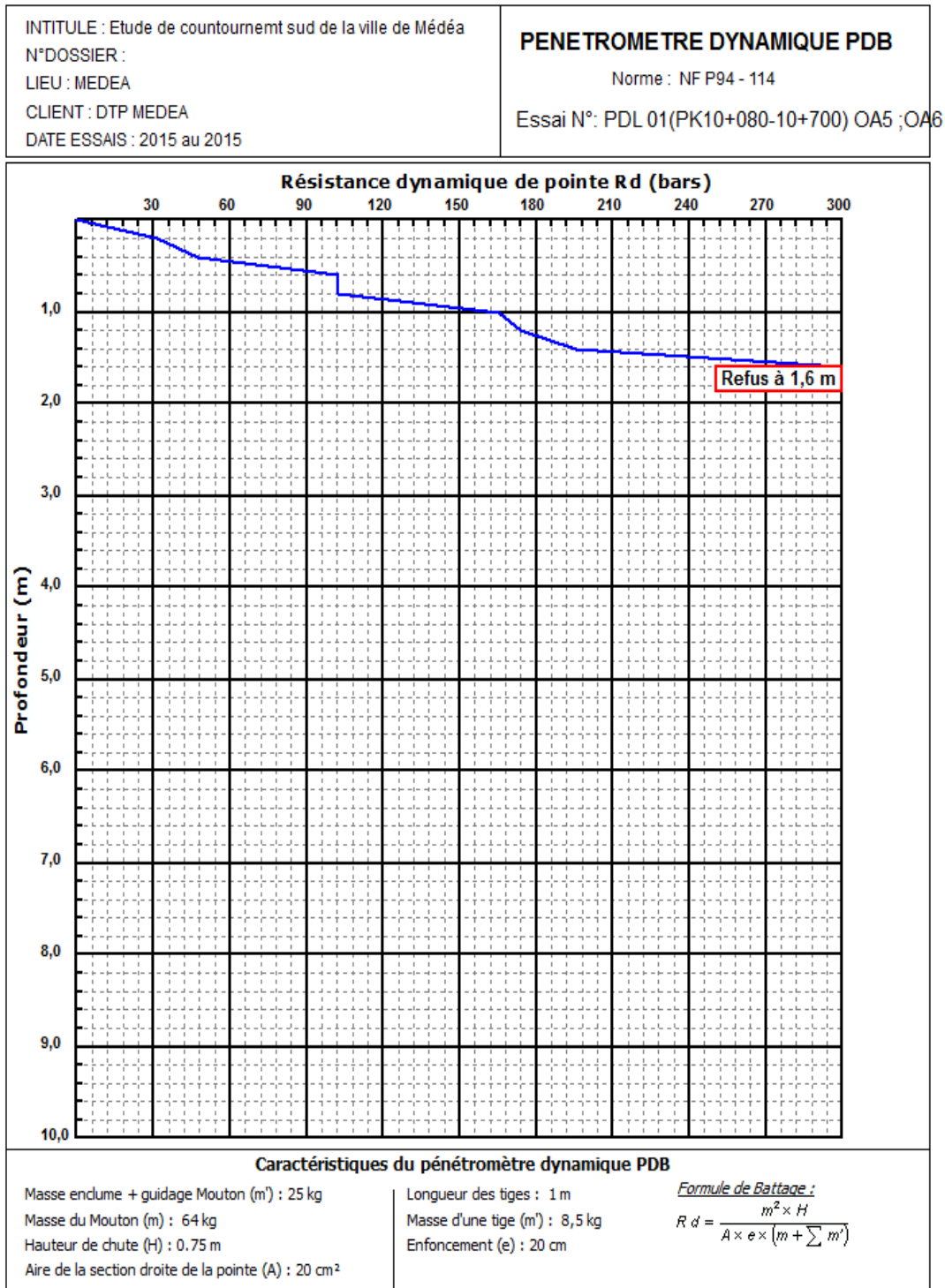
les valeurs du coefficient K α pour chaque poutre $\alpha=0,27$										
	-5,95	-4,4625	-2,975	-1,4875	0	1,4875	2,975	4,4625	5,95	
POUTRE 1	0,3782639	0,69475015	1,02386128	1,32747116	1,478716521	1,327471	1,023861	0,69475	0,378264	
POUTRE 2	0,05607317	0,32760663	0,62460572	0,95486703	1,284098321	1,49916	1,456784	1,298167	1,042244	
POUTRE 3	-0,0920734	0,09260115	0,30616781	0,57875323	0,929829528	1,345319	1,739909	2,154944	2,134767	
POUTRE 4	-0,1596173	-0,0709461	0,04721531	0,23857178	0,559113188	1,065428	1,789962	2,694963	3,662293	

● REACTIONS DU TABLIER :

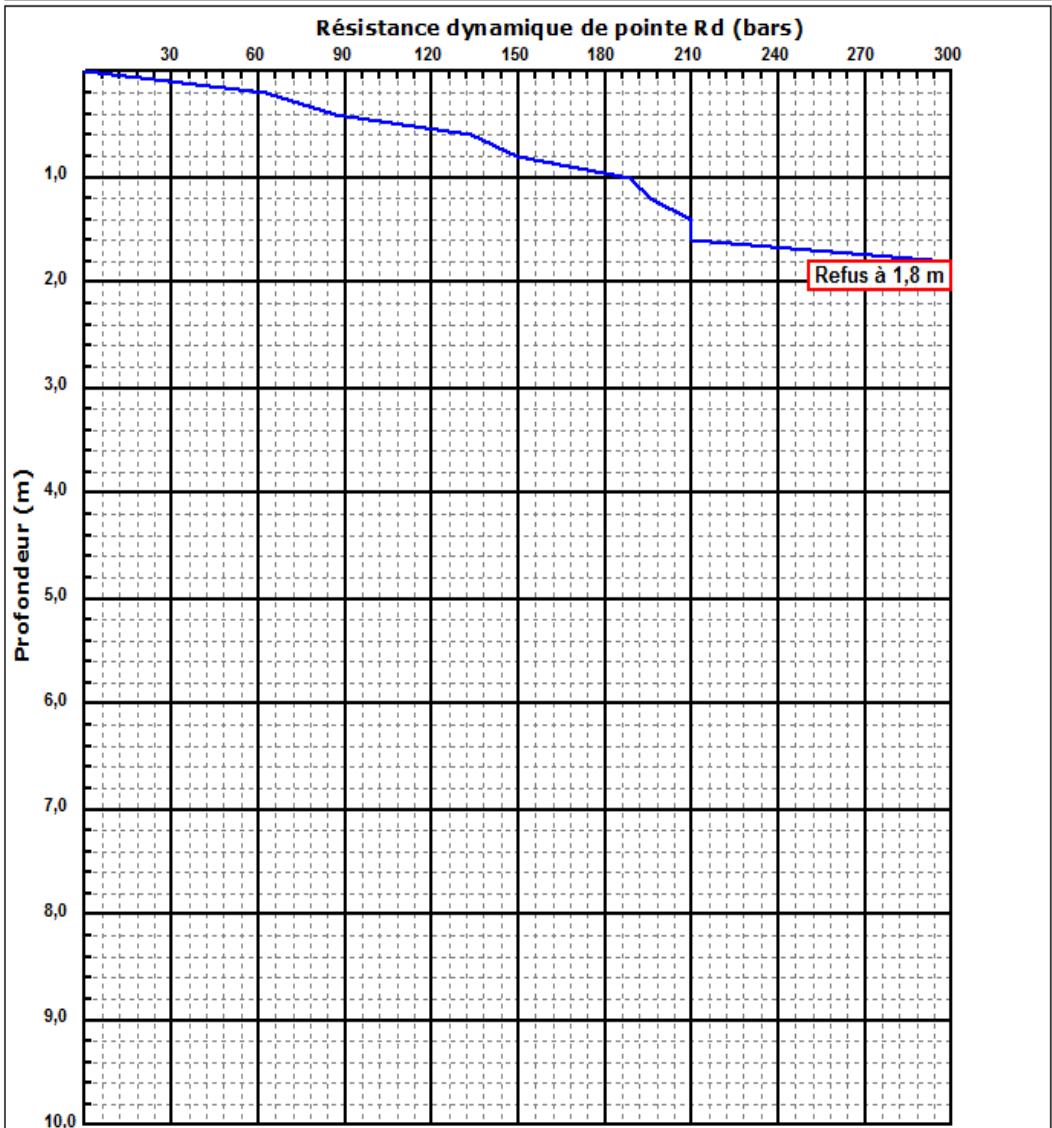
Réactions de Tablier :			
1. Réactions Chagres Permanentes :			
Culee :	Rg =	3745,1	KN
Pile :	Rg=	7490,2	KN
2. Réactions dues aux surcharges.			
Système de charge A (RCPR Art 4.4)			
1 ere cas : une travée chargée			
q A(l) =	A(l) * a1 * a2 * L		
q A(l) =	35,890	KN/ml	Pour une voie chargée
q A(l) =	71,790	KN/ml	Pour deux voies chargées
2 eme cas : deux travées chargées			
A(l) =	6,92	KN/m²	
q A(l) =	24,20	KN/ml	Pour une voie chargée
q A(l) =	48,41	KN/ml	Pour deux voies chargées
2.1. Reaction du au A(l) :			
Culee :	RA(l) =	1184,54	KN
Pile :	RA(l)=	1597,45	KN

● **ESSAI PENTROMETRE DYNAMIQUE :**



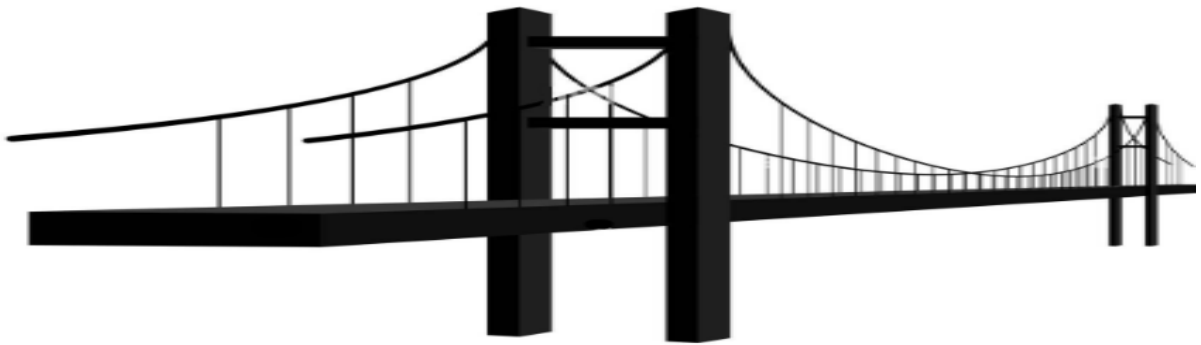


INTITULE : Etude de contournement sud de la ville de Médéa N°DOSSIER : LIEU : MEDEA CLIENT : DTP MEDEA DATE ESSAIS : 2015 au 2015	PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB Norme : NF P94 - 114 Essai N°: PDL 03(PK10+080-10+700) OA5 ; OA6
---	--



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB		
Masse endume + guidage Mouton (m') : 25 kg	Longueur des tiges : 1 m	<i>Formule de Battage :</i> $R d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$
Masse du Mouton (m) : 64 kg	Masse d'une tige (m') : 8,5 kg	
Hauteur de chute (H) : 0.75 m	Enfoncement (e) : 20 cm	
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm ²		

Programme: Soltestis 2007 ©



ANNEXE C

❖ MODE PROPRE VARIANTE POUTRE

AModes	Fréquence (Htz)	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
			UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	0.99	1.02	0.00	49.48	0,00	0.00	49.48	0,00
2	1.01	0.99	0.00	1.22	0,00	0.00	50.70	0,00
3	1.01	0.99	0.00	26.71	0,00	0.00	77.40	0,00
4	1,02	0.98	0.00	5.16	0,00	0.00	82.56	0,00
5	1,05	0.96	0.00	3.52	0,00	0.00	86.08	0,00
6	1.59	0.63	84.82	0.00	0,00	84.82	86.08	0,00
7	1.68	0.60	0.38	0.01	0,00	85.20	86.08	0,00
8	1.69	0.59	0.00	0.00	0,00	85.21	86.08	0,00
9	1.75	0.57	0.03	0.00	0,00	85.24	86.09	0,00
10	1.78	0.56	0.01	0.00	0,00	85.25	86.09	0,00
11	1.83	0.55	0.13	0.00	0,00	85.38	86.09	0,00
12	1.86	0.54	12.71	0.00	0,00	98.09	86.09	0,00
13	2.16	0.46	0.00	0.00	0,00	98.26	86.09	0,00
14	2.74	0.36	0.17	0,00	0,00	98.60	86.09	0,00
15	3.15	0.32	0.34	0.00	0,00	98.60	86.09	0,00
16	6.09	0.16	0.00	3.47	0,00	98.62	89.56	0,00
17	7.37	0.14	0.02	0.00	0,00	98.62	89.59	0,00
18	7.53	0.13	0,00	3.50	0,00	98.80	93.06	0,00

❖ **MODE PROPRE VARIANTE VOUSOIR**

Modes	Fréquence (Htz)	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
			UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	0.51	1.98	0.00	86.08	0,00	0.00	86.08	0,00
2	0.51	1.95	86.26	0.00	0,00	86.26	86.08	0,00
3	0.59	1.70	0.00	0.00	0,00	86.26	86.08	0,00
4	1.42	0.70	0.00	0.24	0,00	86.26	86.31	0,00
5	3.54	0.28	0.00	0.00	0,00	86.26	86.31	0,00
6	6.81	0.15	0.00	0.00	0,00	86.26	86.31	0,00
7	10.66	0.09	0.00	0.00	0,00	86.26	86.31	0,00
8	11.13	0.09	0.00	0.00	0,00	86.26	86.31	0,00
9	16.53	0.06	0.00	0.00	0,00	86.26	86.31	0,00
10	18.23	0.05	0.00	7.16	0,00	86.26	93.48	0,00
11	23.00	0.04	0.00	0.00	0,00	86.26	93.48	0,00
12	23.02	0.04	0.00	0.00	0,00	86.26	93.48	0,00
13	25.03	0.04	0.00	6.15	0,00	86.26	99.63	0,00
14	26.16	0.04	7.19	0,00	0,00	93.4	99.63	0,00

❖ **MODE PROPRE VARIANTE MIXTE**

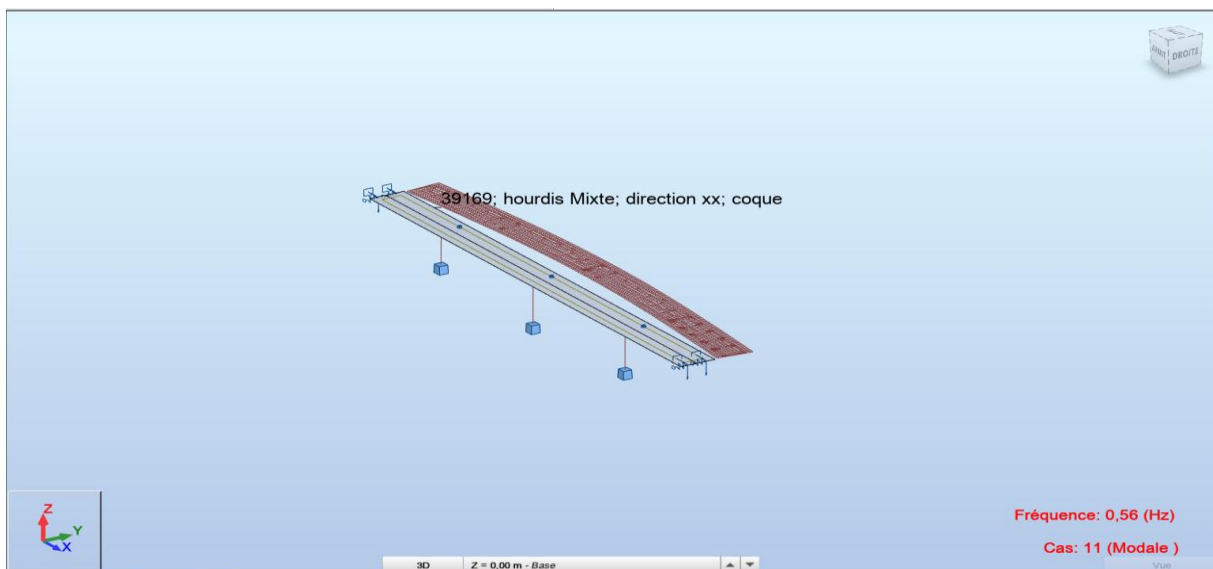
Modes	Fréquence (Htz)	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
			UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	0.56	1.79	0.00	75.98	0,00	0.00	75.98	0,00
2	0.58	1.74	77.92	0.00	0,00	77.9	75.98	0,00
3	0.75	1.34	0.16	0.00	0,00	78.08	75.98	0,00
4	1.61	0.62	0.00	0.79	0,00	78.08	76.77	0,00
5	3.75	0.27	5.69	0.00	0,00	83.77	76.77	0,00
6	3.76	0.27	2.40	0.00	0,00	86.17	76.77	0,00
7	4.65	0.22	7.43	0.00	0,00	93.60	76.77	0,00
8	6.52	0.15	6.40	0.00	0,00	100.0	76.77	0,00
9	6.88	0.15	0.00	0.00	0,00	100.0	76.78	0,00
10	10.18	0.10	0.00	0.00	0,00	100.0	76.78	0,00
11	10.62	0.09	0.00	0.00	0,00	100.0	76.78	0,00
12	14.79	0.07	0.00	0.00	0,00	100.0	76.78	0,00

13	18.42	0.05	0.00	8.76	0,00	100.0	85.53	0,00
14	19.24	0.05	0.00	0,00	0,00	100.0	85.53	0,00
15	20.31	0.05	0.00	0.00	0,00	100.0	85.53	0,00
16	22.93	0.04	0.00	7.85	0,00	100.0	93.38	0,00

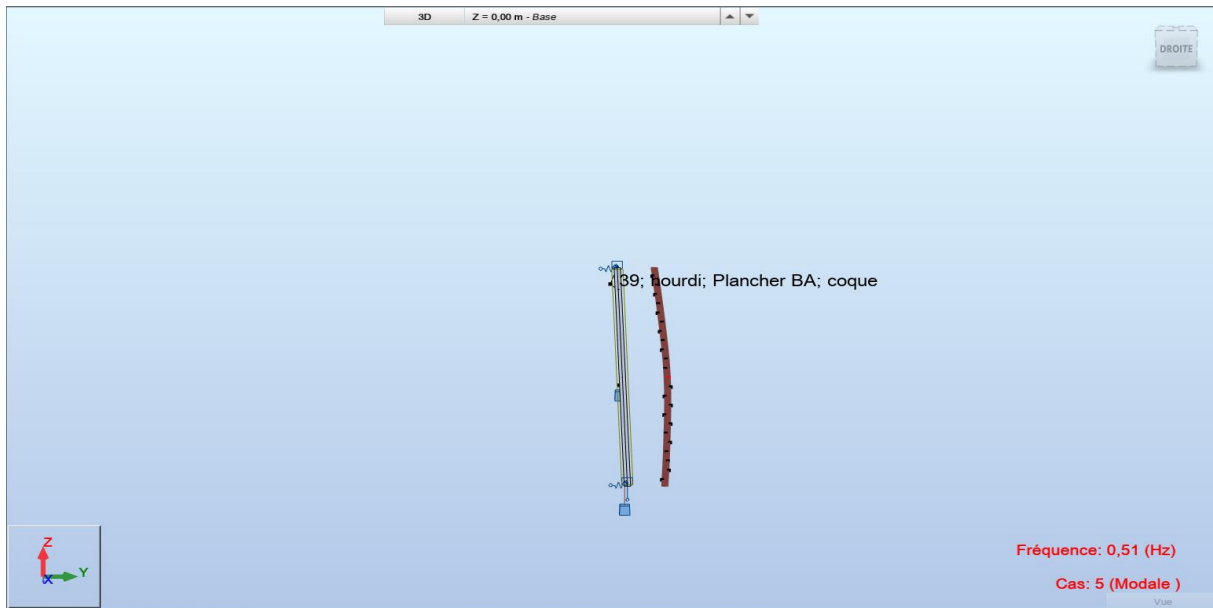
- Evaluation des déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers dus au séisme

PILES	C01	P01	P02	P03	P04	C02
FL	115.29	2595.47	1326.14	1481.49	2156.39	66.90
FT	36.49	800.91	402.68	456.44	667.69	43.11

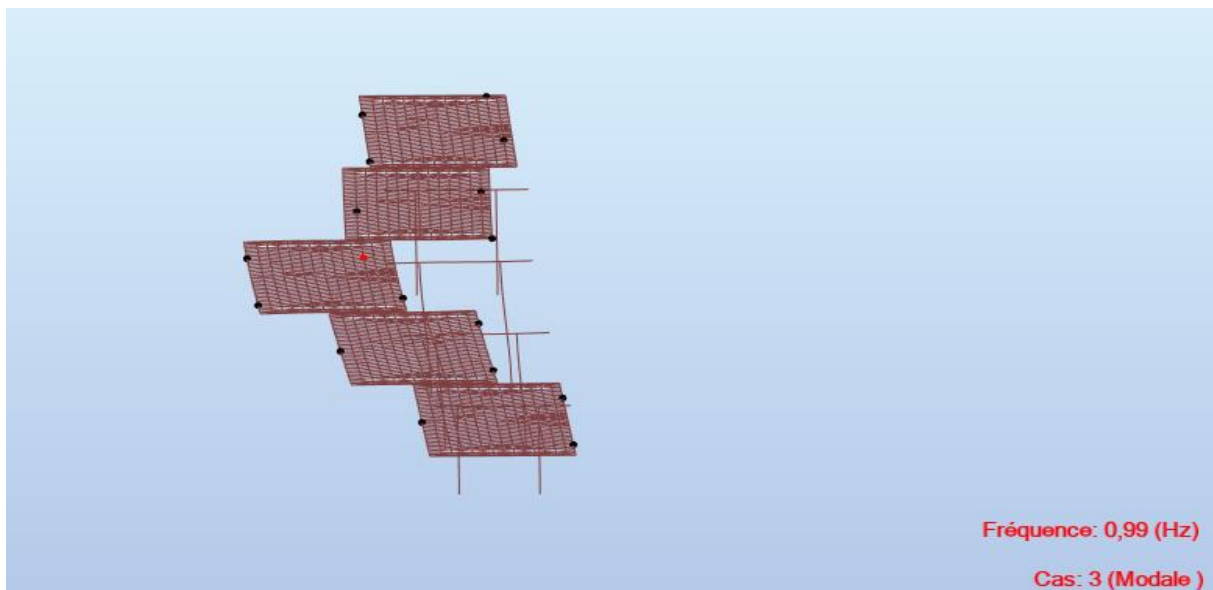
- Déformation transversale du pont sous l'action sismique pour chaque variante (méthode spectrale):



VARIANTE MIXTE

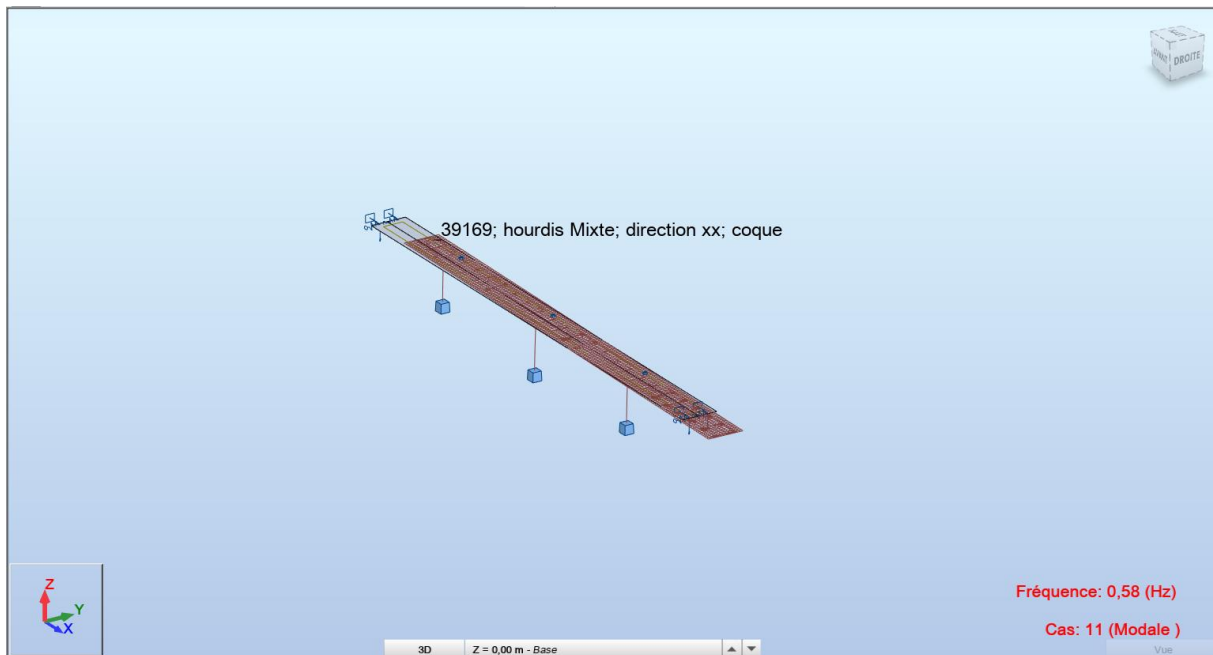


VARIANTE VOUSSOIR

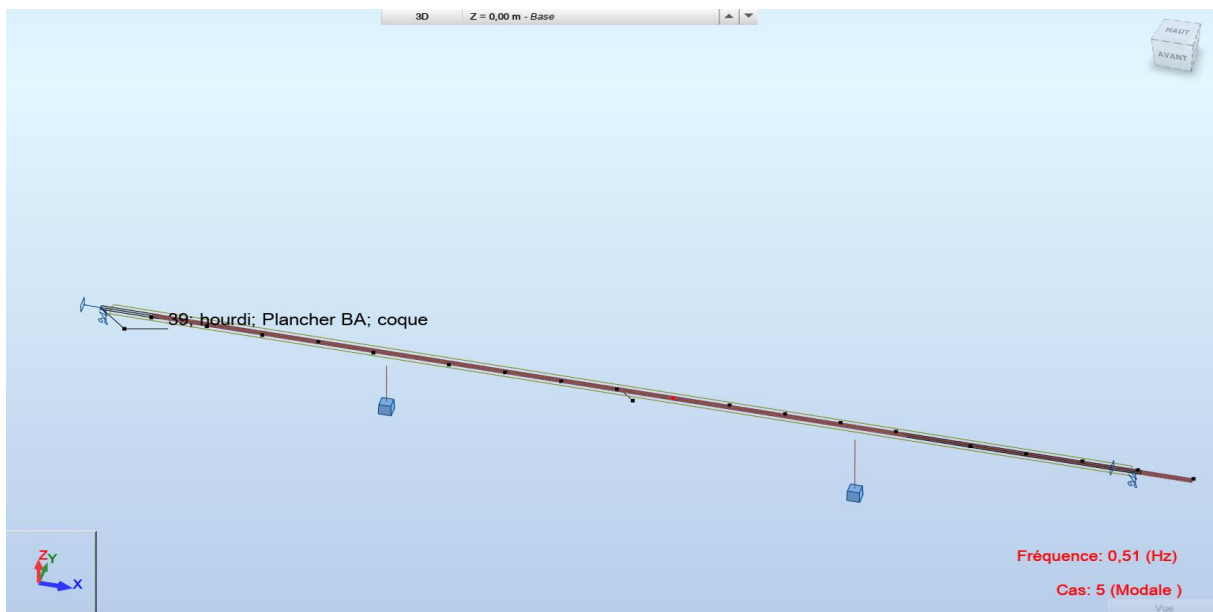


VARIANTE POUTRE

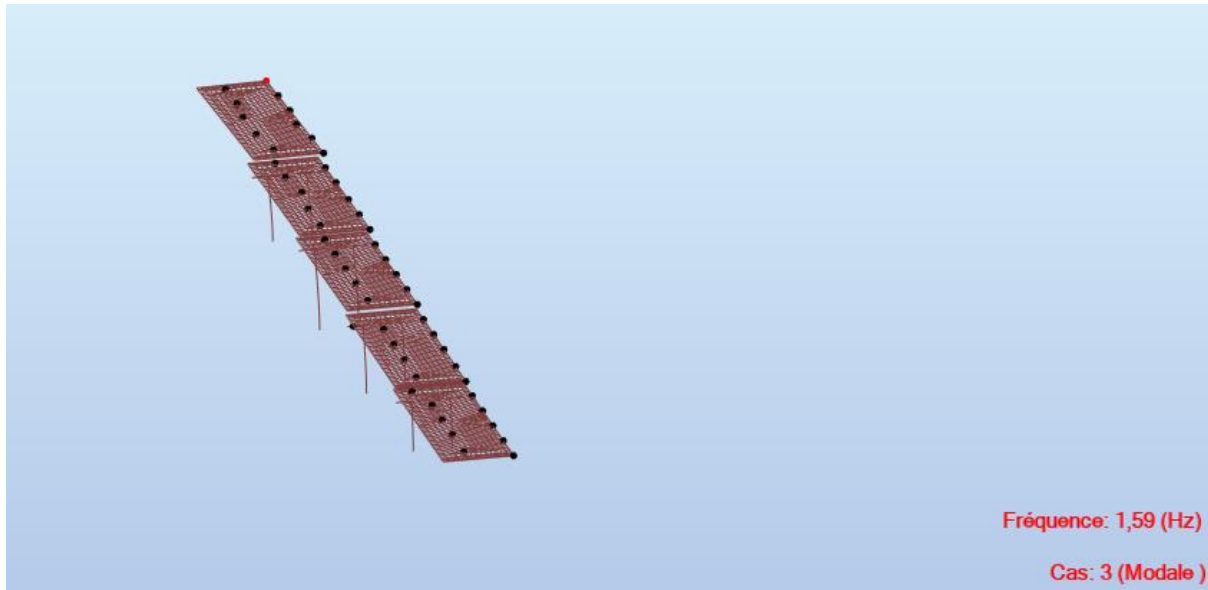
- Déformation longitudinale du pont sous l'action sismique pour chaque variante (méthode spectrale partie conception) :



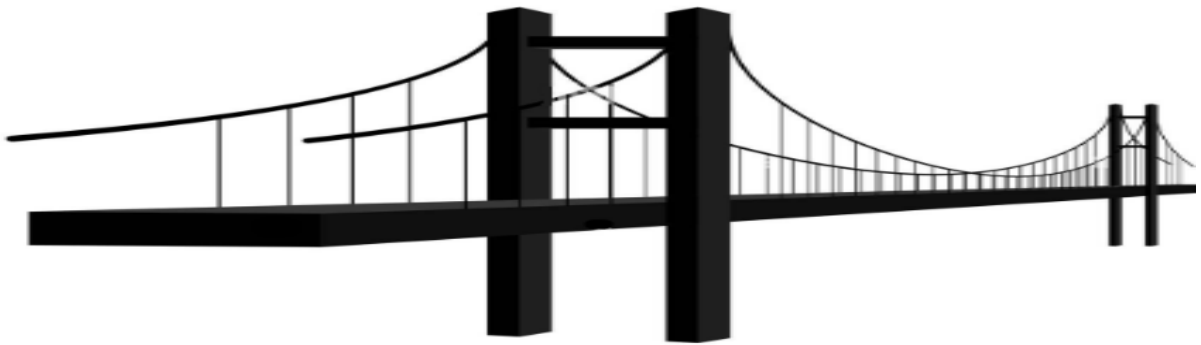
VARIANTE MIXTE



VARIANTE VOUSOIR



VARIANTE POUTRE



ANNEXE D

❖ FERRAILLAGE DE LA DALLE

□ Ferrailage longitudinale de la nappe inférieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

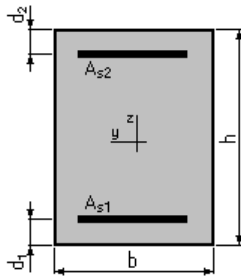
1. Hypothèses:

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	22,09	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 2,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,44 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\min} = 0,18 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 22,09 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 4,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 7,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

ANNEXE D

Contrainte limite de l'acier:

$$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

✓ **Ferrailage longitudinale de la nappe supérieur :**

Calcul de Section en Flexion Simple

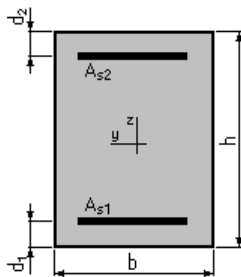
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	7,20	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,18 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\min} = 0,18 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 7,20 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,29

Position de l'axe neutre: $y = 3,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 14,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

ANNEXE D

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 7,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

✓ Ferrailage transversal de la nappe inférieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

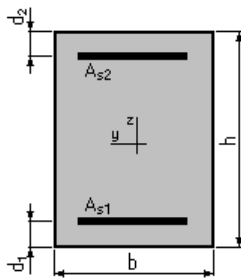
1. Hypothèses:

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:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	75,02	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,7$ (cm ²)		
théorique	$r = 1,60$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,18$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 75,02$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 7,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 12,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 16,2$ (MPa)

ANNEXE D

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $s_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

✓ Ferrailage transversal de la nappe supérieur :

Calcul de Section en Flexion Simple

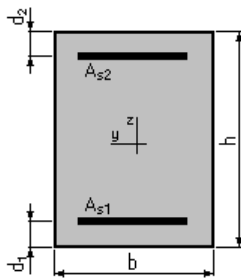
1. Hypothèses:

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)

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	15,08	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 4,4$ (cm²)
Section minimum $A_{s, min} = 2,7$ (cm²)
théorique $r = 0,29$ (%)
minimum $r_{min} = 0,18$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 15,08$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 3,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 13,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $s_b = 2,2$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $s_s = 16,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $s_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

❖ FERRALLAIGE DE L'ENTRETOISE

✓ Ferrailage de la nappe supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

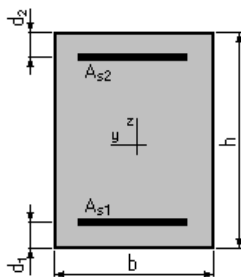
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (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 Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	350,49	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s, min} = 4,4$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,28$ (%)		
minimum	$r_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

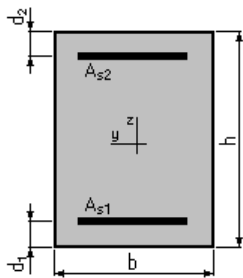
Cas ELS $M_{\max} = 350,49$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 33,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 123,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $s_b = 5,6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

✓ Ferrailage de la nappe inferieure :

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 Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	348,23	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,4$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,28$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 348,23$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 33,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 123,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 5,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

✓ CADRE TRANSVERSAL (EFFORT TRANCHANT)

Calcul de Section à l'effort Tranchant

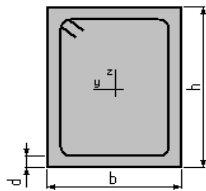
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (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^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	980,48	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $t_u = 2,4$ (MPa)

Contrainte tangente limite $t_{u,lim} = 3,5$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 10,2$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3$ (cm²)

Cadres: $2 \text{ } \text{Æ} 12$
 Espacement : $S_t = 18,3 \text{ (cm)}$ Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,\text{max}} = 40,0 \text{ (cm)}$ $8 + 9*16 + 3*20 + 2*25 + 3*35 + 3*40 \text{ (cm)}$

❖ FERRALLAIGE DES CHEVETRES

● A MI -TRAVEE :

Calcul de Section en Flexion Simple

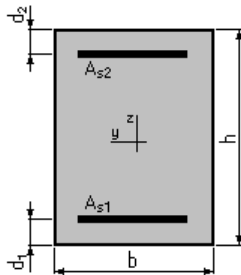
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 240,0 \text{ (cm)}$
 $h = 165,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4314,23	0,00
Etat Limite de Service	3195,40	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 86,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s,\text{min}} = 40,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
minimum	$r = 0,23 \text{ (\%)}$		
	$r_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\text{max}} = 4314,23 \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 156,1 \text{ (cm)}$	

ANNEXE D

Déformation du béton: $e_b = 0,66$ (‰)
Déformation de l'acier: $e_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 3195,40$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 36,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 147,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $s_b = 4,9$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

• SUR APPUIS :

Calcul de Section en Flexion Simple

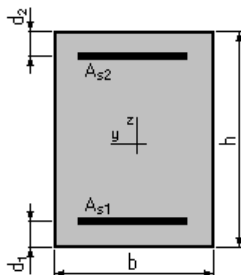
1. Hypothèses:

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:



$b = 240,0$ (cm)
 $h = 165,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2174,78	0,00
Etat Limite de Service	1610,95	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 42,6$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

ANNEXE D

Section minimum théorique	$A_{s \min} = 40,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
minimum	$r = 0,11 \text{ (\%)}$
	$r_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 2174,78 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 158,1 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$e_b = 0,31 \text{ (\%o)}$	
Déformation de l'acier:	$e_s = 10,00 \text{ (\%o)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = 1610,95 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 26,7 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 151,1 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$s_b = 1,4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$s_s = 19,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$s_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

• ARMAURE TRANSVERSALLE

Calcul de Section à l'effort Tranchant

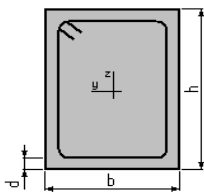
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- 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 :



$b = 240,0 \text{ (cm)}$

$h = 165,0 \text{ (cm)}$

$d = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

ANNEXE D

N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3993,23	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale	$t_u = 1,0$ (MPa)
Contrainte tangente limite	$t_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures :	$\alpha = 90$ (deg)	Longueur de la travée : L = 11,8 (m)
Armatures d'effort tranchant :	Section $A_t = 4,0$ (cm ²)	
Cadres:	2 $\text{Æ} 16$	
Espacement :	$S_t = 17,5$ (cm)	Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum :	$S_{t,max} = 40,0$ (cm)	$8 + 9*16 + 2*20 + 2*25 + 1*35 + 7*40$ (cm)

❖ FERRAILLAGE FUTS

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

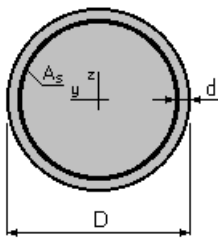
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 200,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	8233,95	3594,48	0,00
2.	ELA	5308,47	11323,49	0,00

3. ELS 6097,97 2651,52 0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_s = 192,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 62,8$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 1570,8$ (cm²)

théorique $r = 0,61$ (%)

minimum $r_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $r_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 8233,95$ (kN) $M_y = 3594,48$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,53 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 141,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 129,9$ (cm)

Déformation du béton: $e_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $e_s = 1,32$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 264,3$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELA $N = 5308,47$ (kN) $M_y = 11323,49$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 51,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 169,9$ (cm)

Déformation du béton: $e_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $e_s = 9,64$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 500,0$ (MPa)

ANNEXE D

Cas N^o 3: Type ELS N = 6097,97 (kN) M_y = 2651,52 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,28

Position de l'axe neutre: y = 151,6 (cm)

Bras de levier: Z = 134,2 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 4,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 14,4 (MPa)

comprimée: s_s' = 67,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

❖ FERRAILLAGE DES PIEUX SOUS PILE

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

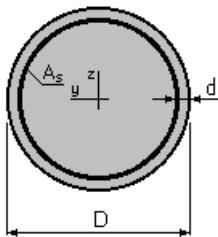
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa)

Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2106,02	202,75	0,00
2.	ELS	1561,23	149,60	0,00
3.	ELA	728,93	1075,40	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

ANNEXE D

Section théorique	$A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 1,00 \text{ (\%)}$	maximum	$r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$
minimum	$r_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 2106,02 \text{ (kN)}$ $M_y = 202,75 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 7,73 Pivot: C
Position de l'axe neutre: $y = 121,5 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 61,8 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $e_b = 3,47 \text{ (\%)}_0$
Déformation de l'acier: $e_s = 0,00 \text{ (\%)}_0$
Contrainte de l'acier:
comprimée: $s_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS $N = 1561,23 \text{ (kN)}$ $M_y = 149,60 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 7,82
Position de l'axe neutre: $y = 161,9 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 63,5 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $s_b = 1,9 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
comprimée: $s_s' = 27,6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $s_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELA $N = 728,93 \text{ (kN)}$ $M_y = 1075,40 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 3,08 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 37,8 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 96,8 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $e_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$
Déformation de l'acier: $e_s = 7,13 \text{ (\%)}_0$
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 500,0 \text{ (MPa)}$
comprimée: $s_s' = 500,0 \text{ (MPa)}$

❖ FERRAILLAGE DE LA CULEE

✓ MUR EN RETOUR

- Ferrailage vertical

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

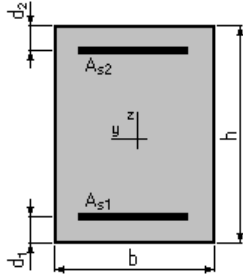
Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable

ANNEXE D

- 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)
 $h = 80,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	175,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 7,5$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,13$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{\max} = 175,00$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00			
Position de l'axe neutre:	$y = 13,5$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 70,5$	(cm)		
Contrainte maxi du béton: s_b	$= 1,6$	(MPa)		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$	(MPa)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$s_s = 20,3$	(MPa)		
Contrainte limite de l'acier:				
	$s_{s\ lim} = 250,0$	(MPa)		

- **Ferraillage horizontal**

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

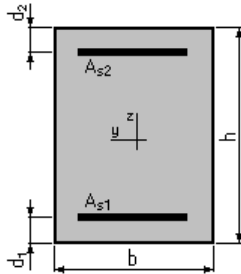
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

ANNEXE D

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	770,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 46,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,62 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 770,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 26,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 8,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

✓ MUR GARDE GREVE

Calcul de Section en Flexion Simple

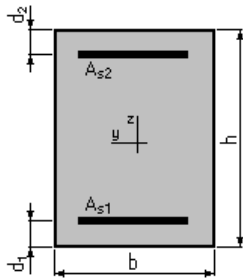
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (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 Limite Ultime (fondamental)	177,80	0,00
Etat Limite de Service	133,11	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 20,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,4$ (cm ²)		
théorique	$r = 0,67$ (%)		
minimum	$r_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 177,80$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 7,2$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 27,1$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,14$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$s_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 133,11$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 10,8$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 26,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$s_b = 9,4$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

✓ CORBEAU D'APPUI

Calcul d'une Section Comprimée

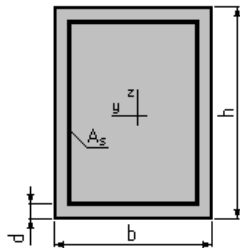
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	184,36
Etat Limite de Service	136,86
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$l_y = 34,6$		Elancement	$l_z = 10,4$	
	$a = 0,71$		N_u (béton seul)	$= 3900,60$	(kN)

Béton:

s (ELS) = 0,4 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Acier:

Section théorique	$A_s = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$r = 0,52 \text{ (\%)}$
minimum	$r_{\text{min}} = 0,35 \text{ (\%)}$
maximum	$r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

✓ **DALLE DE TRANSITION**

Calcul de Section en Flexion Simple

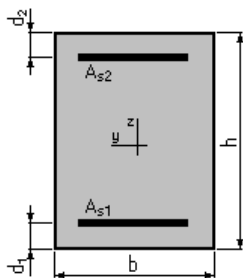
1. Hypothèses:

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:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 30,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	88,79	0,00
Etat Limite de Service	67,68	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,48 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

ANNEXE D

Cas ELU $M_{\max} = 88,79 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 4,3 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 23,3 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $e_b = 2,08 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier: $e_s = 10,00 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 67,68 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 7,9 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 22,4 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $s_b = 7,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

✓ MUR FRONTAL

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

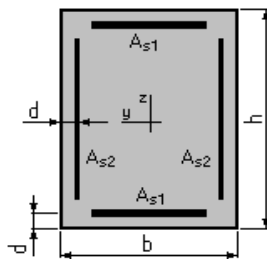
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 170,0 \text{ (cm)}$
 $d = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	797,00	-945,50	0,00
2.	ELU	1411,05	-1657,89	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

ANNEXE D

Section théorique	$A_{s1} = 17,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 34,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 850,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$r = 0,20 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$	maximum	$r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

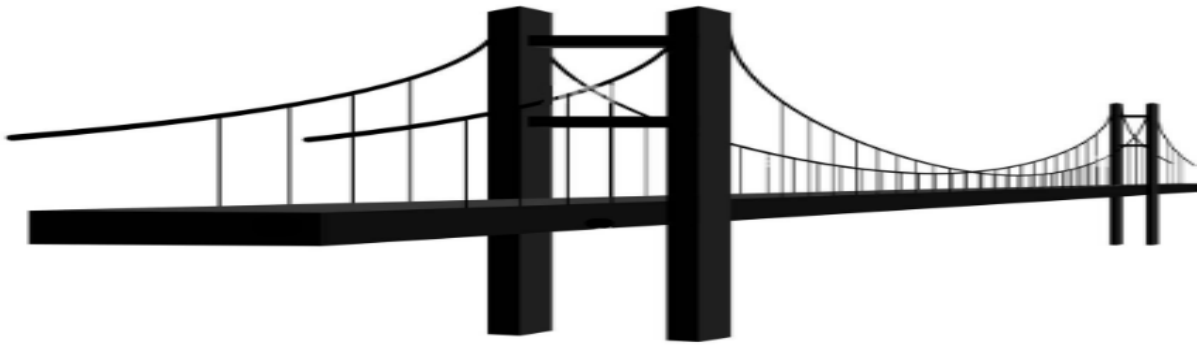
Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 797,00 (kN)** **$M_y = -945,50 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,65
Position de l'axe neutre: $y = 47,4 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 149,2 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $s_b = 2,3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 18,8 \text{ (MPa)}$
comprimée: $s_s' = 32,5 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

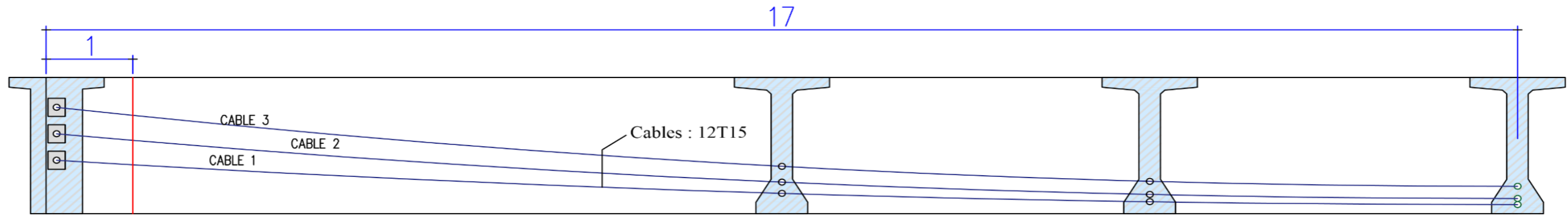
Cas N° 2: Type ELU **N = 1411,05 (kN)** **$M_y = -1657,89 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,96 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 24,7 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 155,1 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $e_b = 1,76 \text{ (\%)}_0$
Déformation de l'acier: $e_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$
comprimée: $s_s' = 280,8 \text{ (MPa)}$

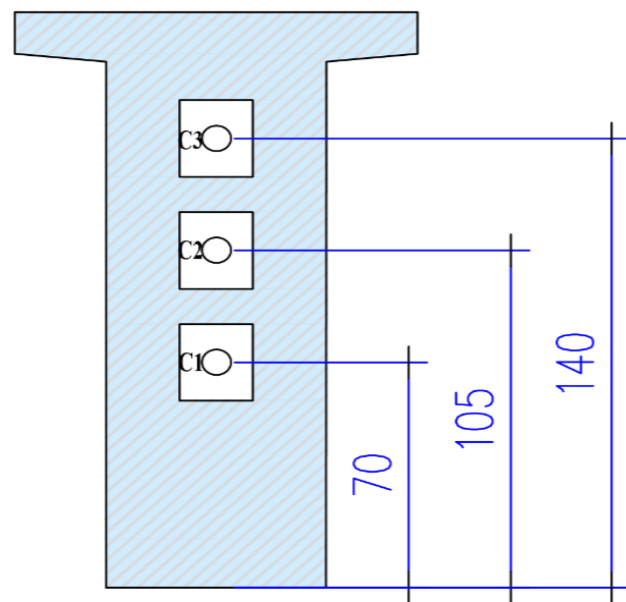


ANNEXE E

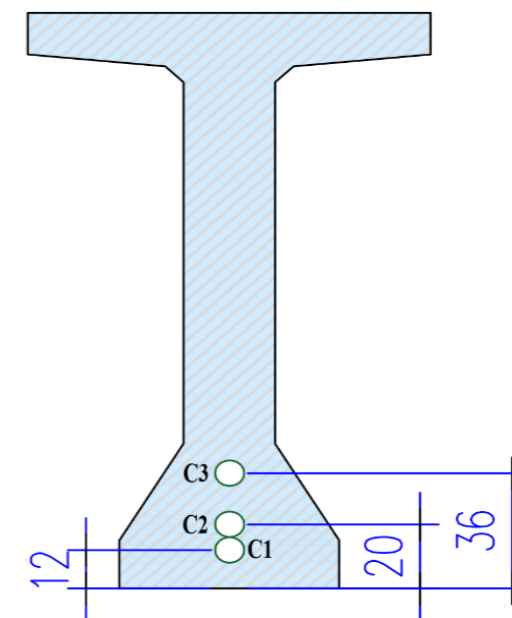
TRAJECTOIRE DES CABLES ECH:1/50



SA ECH:1/20



SM L/4 ECH:1/20



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

Realisé par
 Abdelouahad youcef
 Boukrid younes

Projet de Fin d'étude
 Conception et etude d'un viaduc N°6 de Medea
 du PK=10+653.905 jusqu'au PK=10+820.305

N° Planche

1/1

Année universitaire

2021 / 2022

