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

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LA RN 24 AU PK8+181 DE L'EVITEMENT DE LA VILLE DE BOUMERDES

Présenté par :
KHENAKA Sarra
MAHIEDDINE Abdellah

Encadré par :
Dr KHELFI Mebarek

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ


بسم الله الرحمن الرحيم

Hommage

On dédie ce mémoire et ce travail à un père, un mari, une personne spéciale, qui a été présente pendant tout le parcours mais qui nous a malheureusement quittée à la ligne d'arrivé le 21 juin 2020.

Même s'il n'est pas présent physiquement il restera toujours dans nos mémoires et nos cœurs à nous soutenir de là où il est.

C'est à Allah que nous appartenons

C'est à Allah que nous retournons

Repose en Paix

MAHIEDDINE Ahmed

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude, grâce et remerciement sont à **Allah** le plus puissant, clément et Miséricordieux qui nous a donné la force, le courage et la volonté d'élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous remercions notre encadreur **Mr KHELFI Mebarek** pour nous avoir encadré et notamment sa disponibilité de tous les instants ainsi que ses conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.

Nous remercions l'ingénieur **Mr BABAKHOUYA Youcef** pour son aide crucial et ses conseils tout le long de notre travail.

A **Mr EL AMRANI Abderrahmane** le Gérant de Eurl CDT, de nous avoir proposé le sujet, et mettre à notre disposition la documentation nécessaire pour accomplir ce modeste travail.

A Mr GHANEM Ali et tout le personnel d'Eurl CDT qui ont facilité la collecte de données.

A tous nos enseignants durant toutes les étapes de notre parcours scolaire, et spécialement aux enseignants de l'ENSTP qui nous ont enrichi nos connaissances et notre savoir pendant les cinq ans de formation.

Aux responsables de la bibliothèque qui ont facilité nos recherches bibliographiques.

On remercie les membres du jury d'avoir honoré par leur présence à notre soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidé et encouragé pendant la période de notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes cher parents, pour leur soutien, leur patience, leur sacrifice, leur encouragement durant mon cursus scolaire, Que dieu vous garde afin que votre regard puisse suivre ma destinée.

A mon frère Aymen et ma sœur Ahlem, à toute ma famille qui n'ont cessé de me soutenir et particulièrement ma tante Faiza.

A Sarra mon amie et binôme.

A mes chers amis et collègues Oussama, Faycel, Oussama, Khalil, Boubker, Mohamed.

A tout étudiant de l'ENSTP et de l'EPST Tlemcen.

A toute la famille de l'association Kafil El Yatim.

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire

Abdellah

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mon père et ma mère qui m'ont toujours soutenu durant toutes les périodes de vie, que dieu le tout puissant les protégeant et les gardent.

A toute ma famille, source d'espoir et de motivation spécialement mes sœurs Rana et Rim, mon petit frère Anes, ma cousine Aridj et ma chère tante préférée Djahida qui a toujours cru en moi.

A mes meilleures amies
Nawel et Leticia vous êtes toujours là pour moi. Une présence chaleureuse, bienveillante, qui sait me faire du bien.
Houda et Chaima vous savez comme personne me remonter le moral quand je ne vais pas bien.
Vous m'aviez accompagné dans toutes les étapes de ma vie.
« Always and Forever »

A Racha une chère amie rencontré il y a 5 ans à l'école et que maintenant ma vie sans elle n'aura aucun sens.

A Abdou, cher ami avant d'être binôme

A chaque ami rencontré le long de ma journée dans l'école ENSTP

La vie ne serait pas la même sans vous.

Sarra

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 181+8 والنقطة الكيلومترية 391+8 بطول 210 متر كجزء من الطريق الاجتنابي لمدينة بومرداس من أجل تسهيل حركة المرور.

بدأنا عملنا بتقديم بحث بيبليوغرافي حول تأثير أجهزة امتصاص الصدمات على السلوك الزلزالي للجسر، وتوجهنا لاحقا الى تصميم وتحليل متعدد المعايير لثلاث متغيرات مختلفة. المتغيرة التي سنقوم بالتطرق لها هي التي تهتم بطريقة البناء عن طريق الدعامة التسلسلية. ستستند دراسة الجسر على جميع المعايير الخاصة بالموقع، وتقدير الحمولة والحمولة الزائدة وكذلك تغيير المواصفات الهندسية لدعامة الجسر، وتقييم حديد التسليح الكامن والفعال والتجهيزات، والبنية التحتية بما في ذلك دراسة تامة للزلازل.

تم استعمال التطبيق « Autodesk Robot Structural Analysis Professional » في التصميم.

كلمات مفتاحية: الخرسانة مسبقة الإجهاد، جسر، الدعامة التسلسلية، عطالة متغيرة، ارتفاع متغير، التجهيزات، البنية التحتية، اجهاد لاحق، جسر صندوقي.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un viaduc situé entre le PK8+181 et le PK8+391 d'une longueur de 210 mètres dans le cadre de l'évitement de Boumerdes afin de fluidifier la circulation automobile et soulager la ville.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur l'effet des amortisseurs sur le comportement sismique d'un pont. Par la suite on a fait la conception générale et l'analyse multicritères des 3 variantes proposées. La variante retenue sera celle qui traitera la méthode de construction par « encorbellement successif in situ ». L'étude du Viaduc sera basée sur l'ensemble des caractéristiques propres au site, l'estimation des charges et surcharges ainsi que la variation des caractéristiques géométriques du tablier du pont, l'évaluation des armatures passives, actives, des équipements et de l'infrastructure en passant par l'étude sismique.
La modélisation à était faite à l'aide du logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional ».

Mots clés : Béton précontraint, viaduc, encorbellement successif, inertie variable, hauteur variable, équipements, infrastructure, post tension, pont en caisson.

Abstract

The main purpose of this work is the design and study of a bridge located between PK8+181 And PK8+391 with a total length of 210 meters as a part of the Boumerdes bypass in order to smooth traffic and relieve the city.

We have started our work with a bibliographic research on the effect of shock absorbers on the seismic behavior of a bridge. Later we address the design and multi-criteria analysis of three distinct variants. The adopted variant is the one concerning the method of construction by « successive cantilever in site ». The bridge's study is based on all site-specific characteristics, the load's and overload's estimation, the geometrical characteristic's variation of the deck's bridge, the evaluation of passive and active frames as well as the equipment and the different parts of the infrastructure by going through a seismic study.

Keywords: Prestressed concrete, bridge, successive cantilever, variable inertia, variable height, equipment, infrastructure, post tensioning, box bridge.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE
CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE L'INFLUENCE DES AMORTISSEURS SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN PONT
I.1. INTRODUCTION 2
I.2. TYPES D'AMORTISSEURS 2
I.2.1. Amortisseur à frottement 3
I.2.2. Amortisseurs Hystérétiques (élastoplastique) 3
I.2.3. Amortisseurs visqueux 5
I.3. PRINCIPE DE CALCUL DES PONTS AVEC AMORTISSEURS 8
I.3.1. Estimation de la force sismique totale sans amortisseurs 8
I.3.2. Estimation de la force sismique totale avec présence des amortisseurs 8
I.3.3. Estimation de la force sismique absorbée par les amortisseurs 9
I.3.4. Détermination du nombre nécessaire d'amortisseurs 9
I.3.5. Comparaison 10
I.3.6. Conclusion 10
I.4. CONCLUSION 10
CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET
II.1. INTRODUCTION 12
II.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 12
II.2.1. Données topographiques 12
II.2.2. Données géologiques 12
II.2.3. Données géotechniques 13
II.2.4. Données climatiques 15
II.2.5. Données sismiques 16
II.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 17
II.3.1. Présentation de l'évitement de Boumerdes 17
II.3.2. Importance de l'exécution du viaduc 18
II.3.3. Implantation de l'ouvrage 18
II.3.4. Tracé en plan 20
II.3.5. Profil en long 20
II.3.6. Profil en travers 21
II.3.7. Tableau récapitulatif des principaux paramètres de l'ouvrage 21

II.4. CONCLUSION **22**

CHAPITRE III CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMT

III.1. INTRODUCTION **23**

III.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE **23**

III.3. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES **24**

III.3.1. Variante N°01 : Pont mixte acier-béton bipoutres 24

III.3.2. Variante N°02 : Pont voussoir à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellement successif 29

III.3.3. Variante N°03 : Pont voussoir à hauteur variable en béton précontraint construit par encorbellement successif 33

III.4. ANALYSE MULTICRITERE **39**

III.5. CONCLUSION **40**

CHAPITRE IV CARACTERISTIQUES ET DETAILS DE LA VARIANTE CHOISIE

IV.1. INTRODUCTION **41**

IV.2. TECHNIQUE DE L'ENCORBELLEMENT SUCCESSIF **41**

IV.2.1. Description de la méthode 41

IV.2.2. Domaine d'emploi 42

IV.2.3. Mode de construction 42

IV.2.4. Les avantages et les inconvénients de la méthode 43

IV.3. DECOUPAGE DES VOUSSOIRS **43**

IV.3.1. Les voussoirs sur piles (VSP) 44

IV.3.2. Les voussoirs courants (VC) 44

IV.3.3. Les voussoirs de clavage (VCL) 44

IV.3.4. Les voussoirs sur culée (VSC) 44

IV.4. LOIS DE VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES DU VOUSSOIR **44**

IV.4.1. Hauteur du voussoir 45

IV.4.2. Epaisseur de l'hourdis inférieur 45

IV.4.3. Section des voussoirs 45

IV.4.4. Tableau Récapitulatif des caractéristiques géométriques du tablier 45

IV.5. SECTION TRANSVERSALE **46**

IV.6. LES EQUIPEMENTS **47**

IV.6.1. Revêtements du tablier 47

IV.6.2. Trottoirs 48

IV.6.3. Dispositifs de retenue 48

IV.6.4. Recueil des eaux – Assainissement 48

IV.6.5. Appareils d'appui 48

IV.6.6. Joints de dilatation 48
IV.6.7. Amortisseurs sismiques 49
IV.7. CONCLUSION 49
CHAPITRE V CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL
V.1. INTRODUCTION 50
V.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 50
V.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 50
V.3.1. Béton 50
V.3.2. Armatures 50
V.3.3. Les contraintes admissibles 51
V.4. EVALUATION DES ACTIONS 53
V.4.1. Evaluation des actions hors trafic 53
V.4.2. Evaluation des actions dues au trafic 54
V.5. CONCLUSION 60
CHAPITRE VI ETUDE LONGITUDINALE
VI.1. INTRODUCTION 61
VI.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 61
VI.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau 61
VI.2.2. Charges à prendre en compte 62
VI.2.3. Combinaisons d'action 64
VI.2.4. Evaluation des efforts 64
VI.2.5. Stabilisation du fléau avec précontrainte de clouage 65
VI.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 68
VI.3.1. Phases de réalisation du tablier 68
VI.3.2. Modélisation 69
VI.3.3. Combinaisons d'action 69
VI.3.4. Résultats 70
VI.4. CONCLUSION 71
CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
VII.1. INTRODUCTION 72
VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU 72
VII.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau 72
VII.2.2. Position et enrobage des câbles 75
VII.2.3. Tracé des câbles en plan 75
VII.2.4. Tracé des câbles en élévation 75

VII.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE 78
VII.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire .. 78
VII.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 79
VII.3.3. Tracé des câbles de continuité 79
VII.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 82
VII.4.1. Pertes de tension instantanées 82
VII.4.2. Pertes de tension différées 84
VII.4.3. Pertes totales 86
VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES 86
VII.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 87
VII.5.2. Vérification des contraintes en phase de service 87
VII.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT 87
VII.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 87
VII.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 89
VII.7. CONCLUSION 90
CHAPITRE VIII ETUDE TRANSVERSALE
VIII.1. INTRODUCTION 91
VIII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX 91
VIII.2.1. Modélisation 91
VIII.2.2. Combinaisons de charges 92
VIII.2.3. Résultats 93
VIII.3. FERRAILLAGE 93
VIII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur du VSP 93
VIII.3.2. Ferraillage passif du voussoir 94
VIII.4. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE 96
VIII.4.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L 96
VIII.4.2. Etude de bossage 97
VIII.5. CONCLUSION 98
CHAPITRE IX EQUIPEMENTS DU TABLIER
IX.1. INTRODUCTION 99
IX.2. APPAREIL D'APPUI 99
IX.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 100
IX.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui 100
IX.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux 102
IX.3. DES D'APPUIS 103

IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis 103
IX.3.2. Ferraillage des dés d'appuis 103
IX.4. JOINT DE CHAUSSEE 104
IX.4.1. Dimensionnement 104
IX.4.2. Type de joint 105
IX.5. CONCLUSION 106
CHAPITRE X ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
X.1. INTRODUCTION 107
X.2. ETUDE DE LA PILE 107
X.2.1. Conception de la pile 107
X.2.2. Evaluation de la raideur totale K 108
X.2.3. Evaluation de l'effort sismique 109
X.2.4. Evaluation des efforts agissant sur la pile 113
X.2.5. Combinaison des efforts 113
Tableau X.11.Combinaisons des efforts à prendre en compte pour l'ELU et l'ELS. 113
X.2.6. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement 114
X.2.7. Ferraillage de la pile 114
X.2.8. Etude du chevêtre 115
X.3. ETUDE DE LA FONDATION SOUS PILE 116
X.3.1. Choix du type de fondations 116
X.3.2. Détermination de la capacité portante d'un pieu isolé 116
X.3.3. Nombre de Pieux 119
X.3.4. Dimensions de la semelle 120
X.3.5. Evaluation des efforts à la base de la semelle 120
X.3.6. Ferraillage de semelle 120
X.3.7. Effort revenant à chaque pieu 121
X.3.8. Evaluation des efforts revenants à chaque pieu 122
X.3.9. Ferraillage du pieu 123
X.4. ETUDE DE LA CULEE 124
X.4.1. Définition 124
X.4.2. Choix du type de culée 124
X.4.3. Prédimensionnement de la culée 124
X.4.4. Vérification de la stabilité de la culée 125
X.4.5. Ferraillage des éléments de la culée 128
X.4.6. Fondation sous culée 130

X.5. CONCLUSION..... 133

CONCLUSION GENERALE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

BIBLIOGRAPHIE

Liste des Figures

CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE L'INFLUENCE DES AMORTISSEURS SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN PONT

Figure I.1.Amortisseur à frottement. 3
Figure I.2.Amortisseur en barreau d'acier doux. 4
Figure I.3.Amortisseur en barreau de plomb. 4
Figure I.4.Amortisseurs en barres courbes en acier doux. 4
Figure I.5.Principe d'un amortisseur en barre de torsion. 5
Figure I.6.Conception de l'amortisseur visqueux.[7] 6
Figure I.7.Schématisation du fonctionnement en service. 6
Figure I.8.Schématisation du fonctionnement sous sollicitations rapide. 7
Figure I.9.Illustration de l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un système. 7
Figure I.10.Type de liaison utilisé pour notre pont. 9
Figure I.11.Réponse spectral d'une structure amortie. 10

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET

Figure II.1 Implantation du projet au niveau de l'évitement de Boumerdes 12
Figure II.2.Portion de la carte géologique de Thenia (Ménerville) -22- Ech : 1/50000 12
Figure II.3 Précipitation et température annuelles 16
Figure II.4 Carte de zonage sismique de l'Algérie 17
Figure II.5 Position de l'ouvrage au niveau de l'évitement de Boumerdes (2ème tranche) sur google Earth 18
Figure II.6 Photo du position et terrain de la zone où se trouve le projet sur Google Earth 19
Figure II.7 Photo qui montre le début de notre projet 19
Figure II.8 Photo : CHAABA 20
Figure II.9 Photo : fin de notre projet 20
Figure II.11 Profil en long terrain naturel 21

CHAPITRE III CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMT

Figure III.1.la portée en fonction de type de l'ouvrage 24
Figure III.2.Bipoutre à entretoises 24
Figure III.3.Valeurs usuelles des éléments en profil en travers. 25
Figure III.4.Connecteur pour dalle en BA : Goujon. 26
Figure III.5.Dimensions de la poutre de la variante 01. 26
Figure III.6.Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 1. 27
Figure III.7.Coupe transversale de la variante 01. 28
Figure III.8.Découpage en voussoirs (SETRA 2003). 29
Figure III.9.Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 2. 30
Figure III.10.Notation des dimensions du voussoir. 31
Figure III.11.Dimensions du voussoir de la variante 02. 32
Figure III.12.Coupe transversale de la variante 02. 32
Figure III.13.Découpage en voussoirs (SETRA 2003). 34
Figure III.14.Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 3. 35
Figure III.15.Notation des dimensions du voussoir. 36
Figure III.16.Dimensions des voussoirs de la variante 03. 37
Figure III.17.Coupe transversale de la variante 03. 37

CHAPITRE IV CARACTERISTIQUES ET DETAILS DE LA VARIANTE CHOISIE
Figure IV.1.Technique de construction : Encorbellement successif. 41
Figure IV.2.Equipage mobile utilisé pour la construction de notre ouvrage (NRS JS). 42
Figure IV.3.Voussoir sur culée coulé sur cintre. 44
Figure IV.4.Découpage des voussoirs. 44
Figure IV.5.Découpage des voussoirs au niveau du demi fléau. 45
Figure IV.6.Variation de la hauteur des voussoirs. 45
Figure IV.7.Variation de l'épaisseur de l'hourdis inferieur. 45
Figure IV.8.Variation de la section des voussoirs. 45
Figure IV.9.Section transversale sur pile et sur clé. 47
CHAPITRE V CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL
Figure V.1.Limitation des contraintes des sections en B.P. 53
Figure V.2.Découpage des voussoirs d'un demi-fléau. 53
Figure V.3.Largeur roulable et chargeable (RCPR. Fig. 4.1). 55
Figure V.4.Les 5 cas de chargement possibles 55
Figure V.5.Système de chargement Bc. 57
Figure V.6.Systeme de chargement Br. 57
Figure V.7.Systeme de chargement Bt. 58
Figure V.8.Convoi de charge Mc 120. 59
Figure V.9.Convoi exceptionnel D240. 60
Figure V.10. Convoi exceptionnel D280. 60
CHAPITRE VI ETUDE LONGITUDINALE
Figure VI.1.Cheminement de la réalisation d'un fléau. 61
Figure VI.2.Situation temporaire à considérer en construction. 63
Figure VI.3.Situation accidentelle à considérer. 63
Figure VI.4.Stabilité du fléau avec clouage. 65
Figure VI.5.Aménagement des têtes de piles en phase de construction. 67
Figure VI.6.Modele de calcul. 69
Figure VI.7.Moment Max à l'ELS (G+1.2Al+St) 70
Figure VI.8.Moment Max à l'ELU (1.35G+1.6(AL+St)) 70
Figure VI.9.Effort tranchant Max à l'ELS (G+1.2Al+St) 71
Figure VI.10.L'effort tranchant à l'ELU (1.35G+1.6(AL+St)) 71
CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
Figure VII.1.Tracé en plan des câbles de fléau. 75
Figure VII.2.Tracé en élévation des câbles du fléau. 76
Figure VII.3.Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP. 77
Figure VII.4.Tracé en élévation et en plan des câbles de fléau. 77
Figure VII.5.Disposition des câbles de continuité pour la travée centrale. 80
Figure VII.6.Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée centrale (au niveau clavage P2/P3) 80
Figure VII.7.Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive. 81
Figure VII.8.Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée de rive (au niveau clavage C1/P2,P3/C4) 81
Figure VII.9.Frottements le long du câble lors de la mise en tension. 83

CHAPITRE VIII ETUDE TRANSVERSALE
Figure VIII.1.Vue en 3D du voussoir sur pile (VSP) 91

Figure VIII.2.Vue en 3D du voussoir en clé (VCL)..... 92
Figure VIII.3.Vue en 3D du voussoir courant N°05. 92
Figure VIII.4.Ferraillage du voussoir sur pile. 95
Figure VIII.5.Ferraillage du voussoir de clavage. 95
Figure VIII.6.Ferraillage du Voussoir courant N05. 95
Figure VIII.7.Feraillage du bossage d'un voussoir. 97
Figure VIII.8.Aciers de bossage. 97
CHAPITRE IX EQUIPEMENTS DU TABLIER
Figure IX.1.composition schématique d'un appareil d'appui à pot. 99
Figure IX.2.Reprsentation en forme de diagramme des angles de rotation. [EN 1337-5] 100
Figure IX.3.Déformation admissible dans le coussin en élastomère 101
Figure IX.4.Joint du type Wd. 105
CHAPITRE X ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
Figure X.1.Dimensions de la pile. 108
Figure X.2.Spectre de dimensionnement. 110
Figure X.3.Spectre de réponse verticale. 111
Figure X.4.Ferraillage du fut. 115
Figure X.5.schéma statique du chevêtre du logiciel de modélisation. 115
Figure X.6.Ferraillage chevêtre. 116
Figure X.7.Valeurs du frottement latérale unitaire. 118
Figure X.8.Ferraillage de la semelle. 121
Figure X.9.Module Kf et coefficient α caractérisant le sol selon fascicule 62 titre V. 122
Figure X.10.Ferraillage du pieu sous pile. 123
Figure X.11.Dimensions de la culée. 125
Figure X.12.Ferraillage de la culée. 132
Figure X.13.Ferraillage du pieu sous culée. 132

Liste des Tableaux

CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE L'INFLUENCE DES AMORTISSEURS SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN PONT
Tableau I.1.Forces et déplacements pour un amortissement de 5%. 8
Tableau I.2.Forces et déplacements pour un amortissement de 23%. 8
Tableau I.3.Forces sismiques finales pour chaque modèle de calcul. 9
Tableau I.4.Taux de gain pour les forces et les déplacements. 10
CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET
Tableau II.1 Les résultats des sondages réalisés 14
Tableau II.2.Caractéristiques physiques et mécaniques. 14
Tableau II.3.Résultats de l'analyse granulométrique. 15
Tableau II.4.Résultats des analyses chimiques du sol exprimés en % poids. 15
Tableau II.5 Classification des ponts 16
Tableau II.6 Coefficient d'accélération de zone A 17
Tableau II.7 Principaux paramètres de définition de l'ouvrage 22
CHAPITRE III CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMT
Tableau III.1.Pré-dimensionnement de la variante 01 25
Tableau III.2.Prédimensionnement des voussoirs de la variante 2. 31
Tableau III.3.Prédimensionnement des voussoirs de la variante 3. 36
Tableau III.4.Analyse multicritère. 39
CHAPITRE IV CARACTERISTIQUES ET DETAILS DE LA VARIANTE CHOISIE
Tableau IV.1.Tableau Récapitulatif des caractéristiques géométriques du tablier. 46
CHAPITRE V CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL
Tableau V.1. Caractéristiques du béton 50
Tableau V.2.Contraintes admissibles à la compression de béton. 52
Tableau V.3.Modules de déformation longitudinal 52
Tableau V.4.Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 52
Tableau V.5.Estimation du poids total des voussoirs. 53
Tableau V.6.Estimation du poids dû aux CCP. 54
Tableau V.7.Caractéristiques du pont. 55
Tableau V.8.Les classes des ponts routes. 55
Tableau V.9.Coefficient a1. 56
Tableau V.10.Valeurs de A(l) pour les 5 cas possibles. 56
Tableau V.11.Les valeurs de bc. 57
Tableau V.12.Valeurs obtenues sous système de charge Bc. 57
Tableau V.13.Valeurs de bt. 58
Tableau V.14.Valeurs obtenues sous système de charge Bt. 58
Tableau V.15.Les valeurs de δ. 58
Tableau V.16.Valeurs de l'effort de freinage sous système de charge A pour les 5 cas de chargement. 59
Tableau V.17.Valeur de δ pour système de charge Mc120. 59
CHAPITRE VI ETUDE LONGITUDINALE
Tableau VI.1.Poids des voussoirs d'un demi fléau. 62
Tableau VI.2.Poids du demi-fléau pour chaque phase de construction. 62
Tableau VI.3.Evaluation des efforts en situation fondamentale. 64

Tableau VI.4..Evaluation des efforts en situation accidentelle. 65
Tableau VI.5.Calcul de nombre de câbles de clouage. 66
Tableau VI.6.Valeurs limite de la contrainte de compression. 66
Tableau VI.7.Phasage de construction du tablier. 68
Tableau VI.8.Combinaisons de charge en phase de service à l'ELU. 69
Tableau VI.9.Combinaisons de charge en phase de service à l'ELS. 70
CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
Tableau VII.1.Estimation du nombre de câbles du fléau. 74
Tableau VII.2.Le nombre de câbles arrêtés pour chaque voussoir 74
Tableau VII.3.L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 77
Tableau VII.4.L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. 77
Tableau VII.5.Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale. 78
Tableau VII.6. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 79
Tableau VII.7.L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales.
Tableau VII.8.L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales. 80
Tableau VII.9.L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rives.
Tableau VII.10.L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rives. 81
Tableau VII.11.Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 87
CHAPITRE VIII ETUDE TRANSVERSALE
Tableau VIII.1.Combinaisons des charges appliquées. 92
Tableau VIII.2.Moments extrêmes dans les voussoirs. 93
Tableau VIII.3.Ferraillage passif des voussoirs. 94
CHAPITRE IX EQUIPEMENTS DU TABLIER
Tableau IX.1.Les efforts normaux appliquées aux appareils d'appuis. 100
Tableau IX.2.La rotation maximale pour chaque appui. 100
Tableau IX.3.Les dimensions de l'appareil d'appui. 101
Tableau IX.4.Déplacement horizontal du tablier. 102
Tableau IX.5.Dimensions des dés d'appuis. 103
Tableau IX.6.Sections et ferraillage des dés d'appuis 104
Tableau IX.7.Modèles des joints Wd. 106
CHAPITRE X ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
Tableau X.1.Implantation et hauteurs des piles. 107
Tableau X.2.Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis. 108
Tableau X.3.Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis. 109
Tableau X.4.Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. . 111
Tableau X.5.Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. ... 111
Tableau X.6.Distribution des forces et des déplacements verticaux sur chaque appui. 112
Tableau X.7.Les efforts internes sous l'effort sismique dans la pile 3. 112
Tableau X.8.Les efforts internes dans la pile 03 (par fut). 112
Tableau X.9.Efforts internes de la pile la plus sollicité sous les différentes combinaisons. .. 112
Tableau X.10.Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 113
Tableau X.11.Combinaisons des efforts à prendre en compte pour l'ELU et l'ELS. 113
Tableau X.12.Combinaisons des efforts à prendre en compte pour l'ELA. 114
Tableau X.13.Solicitations les plus défavorables. 115
Tableau X.14.Valeurs du facteur de portance kp. 117

Tableau X.15.Résultats finaux du calcul de la charge limite de pointe. 117
Tableau X.16.Determination des abaques. 118
Tableau X.17.Frottement unitaire en fonction de z et frottement final. 119
Tableau X.18.Résultats finaux après combinaisons. 119
Tableau X.19.Valeurs des efforts appliqués sur la semelle. 120
Tableau X.20.Réactions sur pieux. 122
Tableau X.21.Résultats du module Kf chaque 1 m. 123
Tableau X.22.Les dimensions des éléments de la culée. 125
Tableau X.23.Calcul du coefficient de poussée Kad. 126
Tableau X.24.Evaluations des efforts statiques de la culée. 126
Tableau X.25.Ensemble des efforts sismiques des différents éléments de la culée. 127
Tableau X.26.Valeurs extrêmes de la Poussée dynamique. 127
Tableau X.27.Sommation des efforts sismique de la culée. 127
Tableau X.28.Effort sismique du tablier agissant sur la culée. 127
Tableau X.29.Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée. 127
Tableau X.30.Evaluation des efforts à l'ELA. 128
Tableau X.31.Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. 128
Tableau X.32.Evaluation des efforts à la base de la semelle. 130
Tableau X.33.Réactions sur pieu. 131

Liste des Abréviations

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CCP : Complément des charges permanentes.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
VSP : Voussoir sur pile.
VC : Voussoir à la clef.
12T15s : deuze (12) torons de quinze (15) fils.
$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.
$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.
f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.
f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_{Iup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible.
$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
$\mathbf{M_P}$: Masse des piles.
$\mathbf{M_T}$: Masse du tablier.
$\mathbf{F_L}$: Force séismique longitudinale.
$\mathbf{F_T}$: Force séismique transversale.
$\mathbf{H_T}$: Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
$\mathbf{H_{flv}}$: Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
DTR : Document technique réglementaire.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions qui l'aide dans son quotidien. Lorsqu'on est amené à réaliser un tracé routier, on rencontre plusieurs contraintes, naturelles telles que les oueds, les rivières et les montagnes ou artificielles comme les chemins de fer et les routes. Pour les franchir, On construit des ouvrages artificiels, qui portent le nom : Ouvrages d'art.

Le terme ouvrage d'art est composé de deux mots :

- « Ouvrages » qui indiquent les constructions.
- « Art » qui indique la nécessité de la prise en compte de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Cependant cette définition reste imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaitre aucune notion de dimension, forme ou nature d'ouvrage. La conception d'un pont doit obéir à un bon nombre d'exigences ; outre son pouvoir d'assurer des services d'usagers, doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

Afin de fluidifier la circulation automobile et de soulager la ville d'un trafic de plus en plus important, la direction des travaux publics de la wilaya de Boumerdès a lancé un projet d'évitement de la ville de Boumerdes CW146- RN24 sur 10 Kms. Cet évitement comprend deux ouvrages d'art à réaliser (viaduc V1, viaduc V2 : franchissant deux brèches d'environ 210m et 140m respectivement)

C'est dans ce cadre que s'intitule notre projet de fin d'étude, Il s'agit en fait, De conception et étude d'un viaduc situé au PK 8+181.

CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : L'INFLUENCE DES AMORTISSEURS SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN PONT

I.1. INTRODUCTION

Un séisme est un événement violent et imprévisible qui sollicite les structures d'une manière très différente de celle des actions usuelles. D'après Y. Chérait (2006), il se produit trois cent milles (300.000) tremblements de terre en moyenne par an dans le monde. Toutefois, seulement vingt (20) d'entre eux peuvent être considérés comme des séismes majeurs. Si les structures n'ont pas été conçues pour cette éventualité et construites correctement, des sollicitations sismiques importantes peuvent les endommager fortement jusqu'à entraîner leur ruine. Les conséquences sont souvent catastrophiques, pertes humaines et économiques. A titre d'exemple, le séisme de Boumerdes en Algérie avec une magnitude de 6.8 sur l'échelle de Richter a entrainé des dommages d'une valeur de 5.109$US et trois milles 3.000 victimes.**[14]**

La prise en compte du risque sismique pour les ponts conduit à des actions horizontales de dimensionnement qui peuvent être importantes. On est parfois conduit à changer le schéma de fonctionnement de I 'ouvrage pour diminuer les efforts induits. II peut s'agir, par exemple, d'assouplir la structure en isolant le tablier et de diminuer ainsi les efforts dans les appuis, au prix de déplacements relatifs plus importants du tablier sur ses appuis. On peut encore diminuer forfaitairement les efforts de dimensionnement en acceptant un certain endommagement des piles, au prix cette fois de dispositions constructives contraignantes. Des dispositifs spéciaux pour les ponts (amortisseurs, bloqueurs, etc.) destinés à améliorer le comportement des ouvrages sous séisme connaissent un développement important. Ces dispositifs sont utilisés tout aussi bien pour le dimensionnement de structures neuves que pour la réhabilitation sismique d'ouvrages existants.[**15**]

Parmi les dispositifs spéciaux, les amortisseurs ont pour objectif de diminuer à la fois les efforts et les déplacements en dissipant L'énergie introduite dans I 'ouvrage.

Les amortisseurs utilisés pour les structures de génie civil soumises à des actions dynamiques potentiellement importantes (vent, séisme) ont un comportement qui peut s'éloigner notablement du domaine linéaire. On trouve, par exemple, des amortisseurs dont la force développée est proportionnelle à une puissance généralement comprise entre 0 et 1 de la vitesse ($c\ v^{\alpha}$). Les valeurs de I 'exposant α ($0 < \alpha \leq 1$) et du facteur c dépendent respectivement du matériau utilisé et des dimensions de I 'amortisseur.[**15**]

I.2. TYPES D'AMORTISSEURS

La dissipation d'énergie est une technique de protection sismique des structures ; elle est regroupée avec les techniques d'amortissements passifs, c'est-à-dire, les vibrations structurales dues à l'excitation sont amorties sans aucune intervention extérieure supplémentaire.

Les systèmes de dissipation d'énergie passive sont très efficaces dans le but de la réduction des pulsations et l'augmentation d'amortissement de la structure vibrante. La réalisation de cette technique se fait par l'ajout des matériaux ou des systèmes qui possèdent la capacité de dissiper l'énergie, soit par la transmission d'énergie cinétique en une énergie thermique, soit par la conversion d'énergie en un autre mode de vibration. **[16]**

Les amortisseurs parasismiques sont le plus souvent hystérétiques, visqueux ou à frottement. Toutefois, d'autres types d'amortisseurs existent, par exemple un amortisseur magnétique pouvant réduire les déplacements à la base des immeubles de 20 à 30%. **[16]**

I.2.1. Amortisseur à frottement

Les amortisseurs à friction (frottement) Comprennent une série de plaques fixées les unes aux autres par des boulons en acier à haute résistance et spécialement traitées pour produire un degré de friction maximale. Le principe de ces amortisseurs repose sur le phénomène de dissipation de l'énergie par friction.

La (**Figure I.1**) montre un amortisseur à frottement proportionnel au déplacement ; ce dispositif, utilisable pour les bâtiments sur appuis parasismiques, est composé de deux groupes de plaques fixées respectivement au bâtiment et à un mur de soutènement extérieur. Lors des oscillations, les plaques glissent les unes sur les autres et sont resserrées par une paire de câbles montés en série avec un amortisseur visqueux. Le serrage augmente d'une manière progressive, proportionnellement au déplacement des plaques.

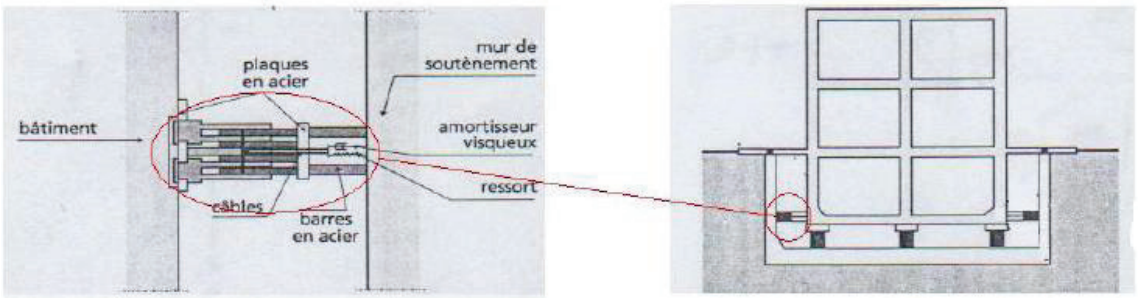


Figure I.1.Amortisseur à frottement.

I.2.2. Amortisseurs Hystérétiques (élastoplastique)

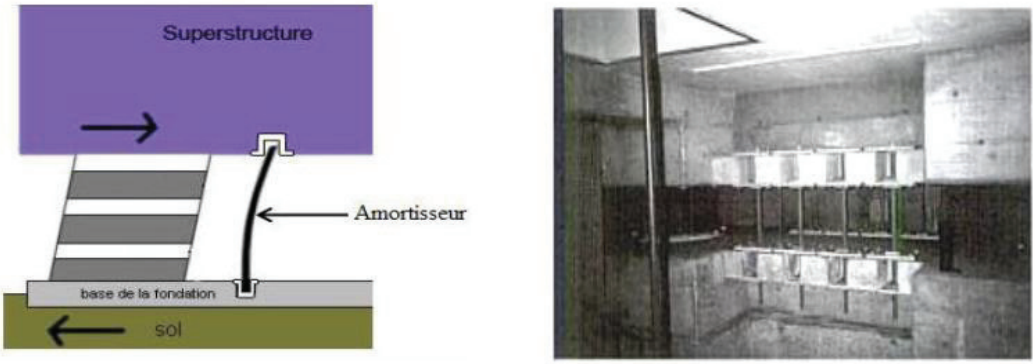
Les amortisseurs hystérétiques sont des pièces réalisées en matériaux très ductiles : acier doux, plomb, alliages malléables, etc. La dissipation d'énergie est obtenue à travers les déformations plastiques auxquelles ils sont soumis lors des déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. (Hystérétique est la dissipation d'énergie par plastification alternée d'éléments très ductiles).

Les amortisseurs n'ont aucune fonction porteuse et peuvent par conséquent être dimensionnés pour avoir une déformabilité maximale. Ils peuvent supporter plusieurs centaines de cycles de déformation post élastique avant de se rompre. Il convient toutefois de trouver un compromis pour leur diamètre : son accroissement réduit les déplacements de la structure, mais les forces transmises augmentent.

De nombreux types d'amortisseurs hystérétiques existent. Les plus simples consistent en des barreaux verticaux, placés entre la fondation et la superstructure. Des systèmes plus élaborés ont été également mis au point :

- **Barreaux d'acier doux**

Les barreaux sont fixés à leur base et guidés en partie haute (**Figure I.2**) ; ils travaillent en flexion.



a)principe b) groupe de 4 amortisseurs

Figure I.2.Amortisseur en barreau d'acier doux.

❖ Barreaux de plomb

Placés au cœur d'appuis à déformation (**Figure I.3**), ces barreaux sont sollicités au cisaillement pur. (Le plomb pénètre dans les couches de caoutchouc ce qui conduit à cisailler les barreaux).

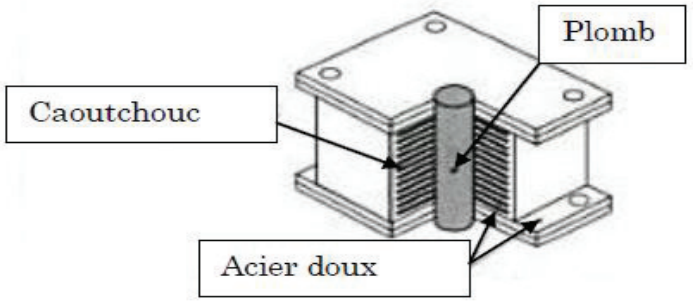


Figure I.3.Amortisseur en barreau de plomb.

❖ Barres courbes en acier doux

Ces barres, fixées à leurs deux extrémités (**Figure I.4**), sont utilisées par paires réparties sous le bâtiment dans deux directions perpendiculaires (**Figure I.4.c**). Ce système à l'avantage de résister aux soulèvements accidentels de la superstructure.

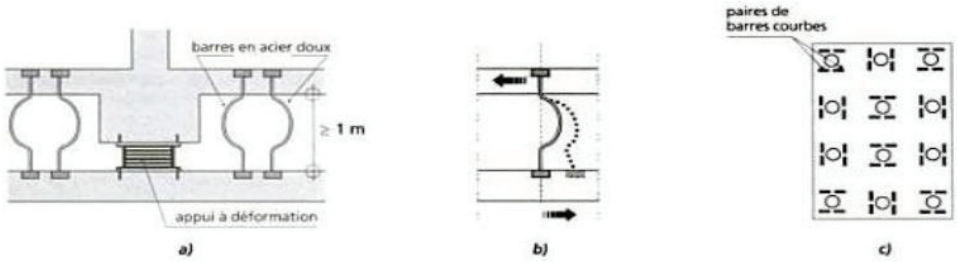


Figure I.4.Amortisseurs en barres courbes en acier doux.

❖ **Poutres en aciers doux sollicitées en torsion**

Ce système a été proposé par Skinner pour la protection sismique des centrales nucléaires. Pendant les oscillations de la construction, la poutre est mise en torsion par un système de valves et de bielles solidaires de la superstructure (**Figure I.5**). Le mouvement des bielles étant unidirectionnel, il est nécessaire d'orienter les poutres dans deux directions perpendiculaires. La (**Figure I.5**) montre un exemple de leur disposition sous un bâtiment.

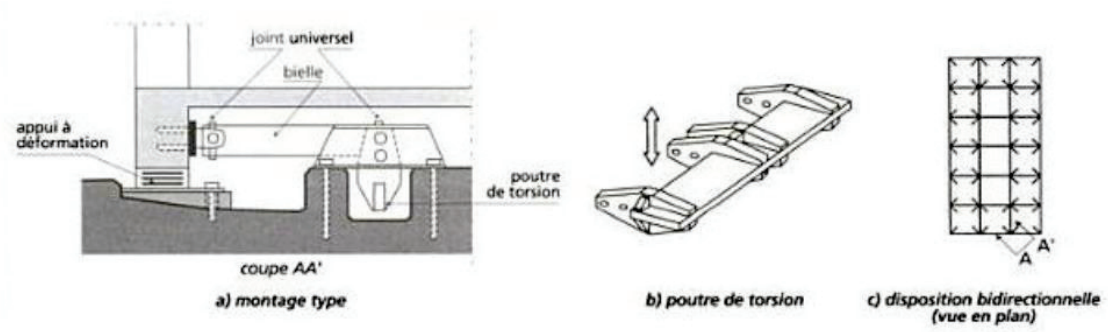


Figure I.5.Principe d'un amortisseur en barre de torsion.

I.2.3. Amortisseurs visqueux

NB : On va détailler ce type d'amortisseur car c'est celui-là qu'on a choisi pour l'étude de notre pont.

I.2.3.1. Historique

Dans les années 70, la première mise-en-place complète des amortisseurs fluides visqueux a été faite pour des ponts en Italie. Dans les années 80, des efforts importants ont été faits pour développer cette technologie industrielle pour les structures de génie civil. Ces efforts ont mené au développement, l'analyse et la modélisation, le test et la mise-en-place complète des amortisseurs fluides visqueux. **[17]**

I.2.3.2. Description

L'amortisseur visqueux est composé d'un cylindre rempli d'un fluide visqueux, souvent une huile ou un liquide à base de silicone, à l'intérieur duquel peut aller et venir un piston à double action qui est percé d'une série d'orifices tubulaires parallèles laissant passer le fluide lorsque le piston se déplace. La configuration du piston et des orifices varie d'un fabricant à l'autre. La différence de pression entre les deux côtés du piston peut donner lieu à de grandes forces qui résistent aux forces sismiques. Le comportement de l'appareil est principalement dicté par la viscosité du fluide utilisé et l'ouverture des orifices qui font évacuer le fluide de part et d'autre du piston. Un amortisseur visqueux permet les mouvements lents, tels que ceux induits par les effets du retrait, du fluage et des dilatations thermiques, de même que les mouvements rapides dus aux forces de freinage et aux secousses sismiques, tout en dissipant l'énergie de ces derniers. La résistance du système aux forces sismiques est donc créée par le cisaillement du fluide lorsqu'il traverse les orifices. On note qu'en cas de séisme majeur, les dispositifs sont facilement inspectés et remplacés si nécessaire

Ces systèmes peuvent travailler dans la direction longitudinale du pont. Ils sont alors installés aux joints de dilatation du tablier ou aux éléments de fondation. Ils peuvent aussi être utilisés dans la direction transversale du pont, par exemple pour contrôler la réponse transversale de ponts haubanés, comme dans le cas du pont Rion-Antirion qui relie le Péloponnèse à la Grèce

continentale. Ils peuvent aussi être employés dans la direction verticale pour contrôler le soulèvement d'une tour ou d'un bâtiment, cette possibilité a d'ailleurs été considérée dans la réhabilitation parasismique du pont au-dessus de la rivière Sacramento à Rio Vista en Californie .Ce système ne reprend pas de forces verticales et de par la manière dont il est installé sur la structure, il n'est pas nécessaire de soulever le tablier ni interrompre la circulation sur le pont pour son installation, son inspection ou son remplacement..**[18]**

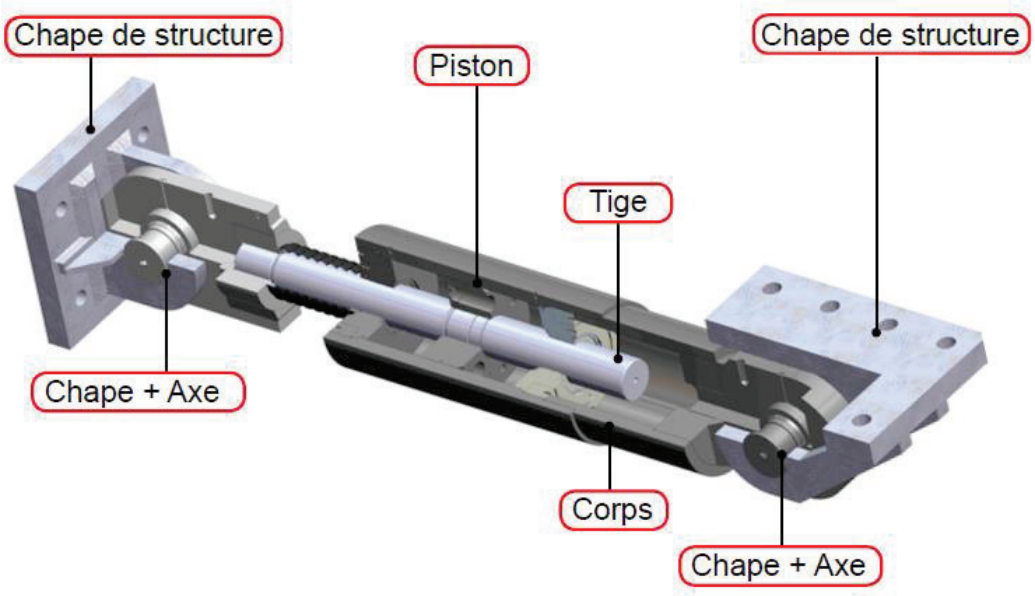


Figure I.6.Conception de l'amortisseur visqueux.[7]

I.2.3.3. Fonctionnement Interne

En situation de service, il n'y a pas de résistance appréciable puisque les mouvements relatifs sont lents. La pression interne reste quasi-nulle, le fluide peut donc passer d'une chambre à l'autre sans contrainte comme il est montré dans la **Figure I.7.[19]**

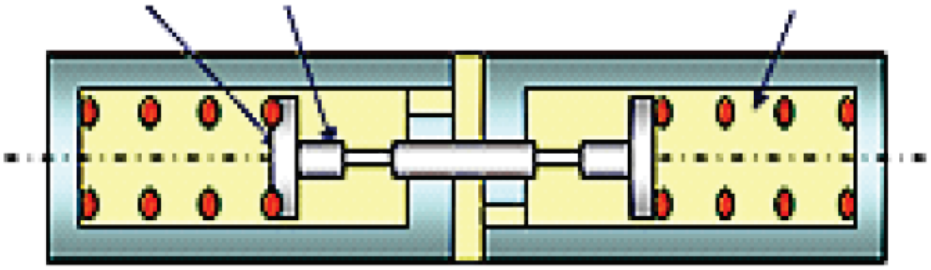


Figure I.7.Schématisation du fonctionnement en service.

Sous action dynamique, le principe de fonctionnement consiste à contraindre le fluide à passer alternativement d'une chambre à l'autre, entraînant ainsi une perte de charge qui se convertit en chaleur comme il est montré dans la **Figure I.8.[19]**

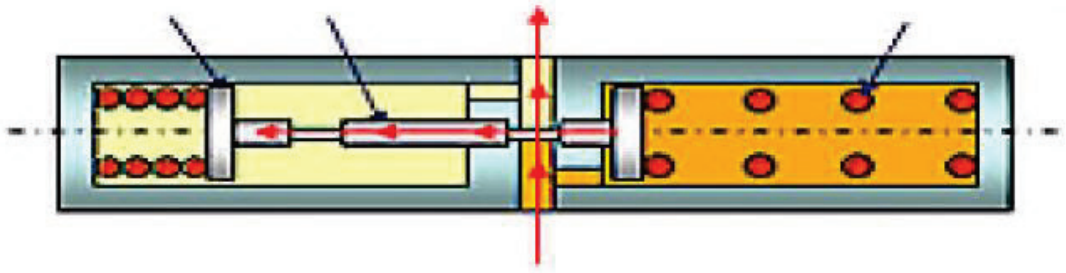


Figure I.8.Schématisation du fonctionnement sous sollicitations rapide.

I.2.3.4. Loi de comportement

Ce système présente une force de résistance *F* qui dépend de la vitesse du mouvement, de la viscosité du fluide et de la grosseur des orifices dans le piston. La valeur de *F* est donnée par :

$$\boldsymbol{F = C_P V^{\alpha}}$$

Où *V* est la vitesse du piston, *C*p est le coefficient d'amortissement, et α est une constante qui dépend de la viscosité du fluide et des propriétés du piston. Une constante α de valeur inférieure ou égale à 1 est propre au comportement d'un amortisseur visqueux. On parle d'un amortisseur visqueux linéaire lorsque α = 1 et d'un amortisseur visqueux non-linéaire pour α < 1. Une valeur de α >1 est propre à un comportement de transmetteur de chocs sismiques. Plus la valeur de α est petite, plus la quantité d'énergie dissipée dans un cycle est grande. Les amortisseurs visqueux non-linéaires ont une force qui devient presque constante pour des vitesses élevées, ce qui donne lieu à un système ayant une limite élastique effective et fait en sorte que la force de cisaillement transmise aux piles et culées est limitée. Ceci n'est pas le cas de l'amortisseur visqueux linéaire pour lequel la force augmente avec la vitesse, sans limite.

La dissipation d'énergie de l'amortisseur visqueux est due au mouvement du fluide qui circule à des vitesses élevées, ce qui donne lieu à de la friction entre les particules de fluide et le piston. La friction ainsi développée dissipe de l'énergie sous forme de chaleur, ce qui résulte en une augmentation de la température du fluide. Cette augmentation de température est d'autant plus élevée que l'amortisseur est sujet à des sollicitations de longue durée et à de grands déplacements du piston à l'intérieur du cylindre.**[20]**

L'amortissement influence deux paramètres de la réponse dynamique d 'un système : l'amplitude et la durée. Ainsi, la réponse d 'une structure ayant un amortissement élevé est de moins grande amplitude et de moins grande durée que celle d 'un système ayant un amortissement faible, tel qu'illustré sur la **figure I.9.[21]**

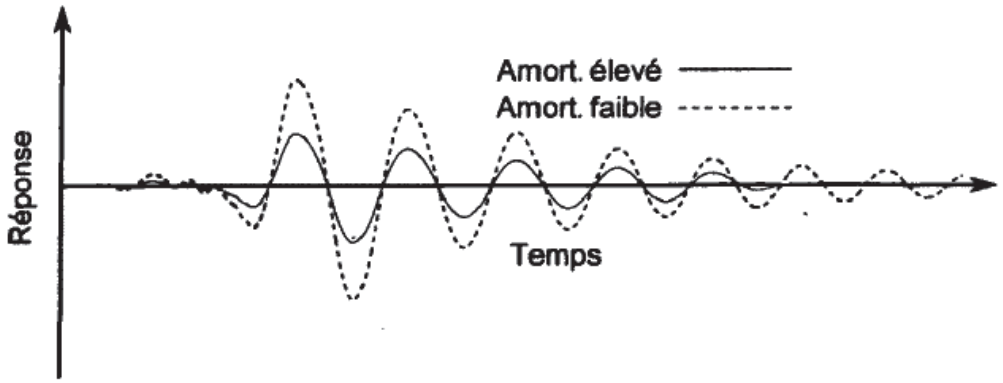


Figure I.9.Illustration de l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un système.

I.3. PRINCIPE DE CALCUL DES PONTS AVEC AMORTISSEURS

Le problème de déplacements trop importants peut être résolu par l'augmentation de l'amortissement structural. En effet, la réponse d'un oscillateur simple à une période donnée est réduite par rapport à celle d'un oscillateur ayant la même période et un taux d'amortissement plus grand. Considérons deux modèles de calcul réaliser par un logiciel de modélisation et calcul (Autodesk Robot Structural Analysis), un premier avec un amortissement de 5% et un autre avec un amortissement de 23% afin de pouvoir faire une analyse comparative entre ces deux derniers.

Afin de procéder au calcul du nombre d'amortisseur nécessaire pour atteindre l'amortissement voulu (23%) et faire l'analyse comparative, on suit les étapes suivantes :

I.3.1. Estimation de la force sismique totale sans amortisseurs

Les résultats des forces sismiques avec le modèle d'amortissement de 5% sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.1.Forces et déplacements pour un amortissement de 5%.

Appuis	C_1	P_2	P_3	C_4
F_L (KN)	207.23	591.01	25466.12	173.41
Déplacement Long Max du tablier (cm)	6.1			
F_T (KN)	327.15	19587.17	19587.13	327.14
Déplacement Trans Max du tablier (cm)	4.4			
F_V (KN)	2752.86	7031.65	7272.58	2721.14
Déplacement Vert Max du tablier (cm)	2.7			

I.3.2. Estimation de la force sismique totale avec présence des amortisseurs

Tableau I.2.Forces et déplacements pour un amortissement de 23%.

Appuis	C_1	P_2	P_3	C_4
F_L (KN)	109.65	841.53	13492.11	91.8
Déplacement Long Max du tablier (cm)	3.3			
F_T (KN)	173.12	10365.09	10365.09	173.12
Déplacement Trans Max du tablier (cm)	2.3			
F_V (KN)	1483.99	4531.91	4518.05	1463.31
Déplacement Vert Max du tablier (cm)	1.4			

I.3.3. Estimation de la force sismique absorbée par les amortisseurs

Après avoir affecté les coefficients de comportement aux forces sismiques des deux modèles de calcul et aussi les combinaisons des efforts à prendre en compte pour l'ELA (Voir **CHAPITRE X**), on obtient les résultats affichés dans le tableau suivant :

Tableau I.3.Forces sismiques finales pour chaque modèle de calcul.

	C_1	P_2	P_3	C_4	$\sum$
Force pour amortissement 5 % (KN)	759.1	709.053	8747.11	721.17	10936.43
Force pour amortissement 23% (KN)	651.5	606.029	4891.4	626.16	6775.089

I.3.4. Détermination du nombre nécessaire d'amortisseurs

- **Amortisseurs choisis :**

Pour l'étude de notre pont on a choisi des amortisseurs ISOSISM® FD (Fluid Damper), c'est un amortisseur hydraulique utilisant une huile visqueuse stable sous variations thermiques et dans le temps.

Les deux extrémités des dispositifs sont équipées de manière standard d'axes et de rotules spécifiques qui permettent 3 degrés de liberté en rotation. Les dispositifs sont fixés à la structure au moyen de deux chapes boulonnées sur des inserts noyés dans le béton. Différents cas d'installation sur les structures sont possibles, dans notre cas c'est une liaison Traction/Traction comme montré dans la **figure I.10.**



Liaison Traction/Traction

Figure I.10.Type de liaison utilisé pour notre pont.

✓ L'amortisseur utilisé a une force maximale nominale : $\boldsymbol{F = C_P V^{\alpha} = 942\ KN}$

Avec C= 1100 KN /m s^{α}

- **Nombre d'amortisseurs :**

$$N = \frac{\sum F(Amortissement\ 5\%) - \sum F(Amortissement\ 23\ \%)}{F\ (Amortisseur)}$$

$$N = \frac{10936.43 - 6775.089}{942} = 4.4$$

Donc afin d'arriver à un amortissement de 23% il nous faut : **8 Amortisseurs ISOSISM® FD**

I.3.5. Comparaison

Tableau I.4.Taux de gain pour les forces et les déplacements.

	∑F (KN)	d_{long} (cm)	d_{tran} (cm)	d_{vert} (cm)
Amortissement 5%	10936.43	6.1	4.4	2.7
Amortissement 23%	6775.09	3.3	2.3	1.4
Taux de gain (%)	**38.05**	**45.90**	**47.73**	**48.15**

Comme on peut voir dans le tableau précédent le fait d'augmenter l'amortissement de 5% à 23% a réduit avec un pourcentage important la force totale (après combinaisons) et les déplacements dans les différents sens. Ce gain est dû principalement à la dissipation d'énergie assuré par l'ajout des amortisseurs.

Dans la **Figure I.11** on peut clairement voir que le fait d'augmenter l'amortissement réduit l'accélération maximale pour la même structure ce qui explique le gain montré dans le **Tableau I.4.**

Pour une même période (T=1.15s) on a une accélération de 4 s/m^2 pour un amortissement de 5% et de 2.11 s/m^2 pour 23%.

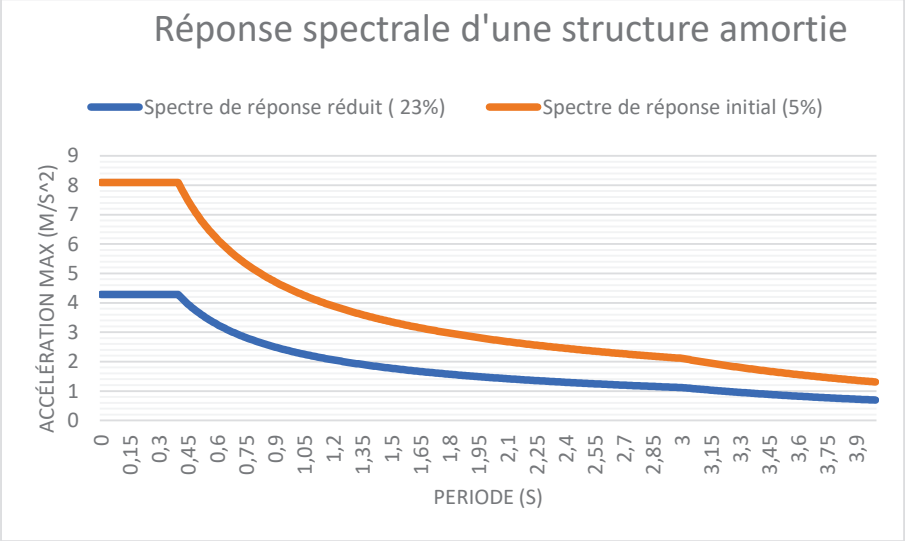


Figure I.11.Réponse spectral d'une structure amortie.

I.3.6. Conclusion

L'emploi d'amortisseurs a donc permis de converger vers une solution satisfaisante, en réduisant à la fois les déplacements, les efforts ce qui conduit à une réduction de ferraillage et une ductilité limitée.

L'emploi d'amortisseurs est une option de renforcement intéressante, les études étant accessibles, les dispositifs fiables et d'un cout raisonnable au regard des autres solutions.

I.4. CONCLUSION

Lors d'un tremblement de terre, une énergie sismique très importante est transmise aux structures si celles-ci disposent d'un faible amortissement interne, l'ajout de dispositifs amortisseurs permet de réduire notablement les sollicitations sismiques.

Le travail effectué pour la rédaction de ce chapitre a permis d'en apprendre davantage sur les amortisseurs, les différents types et l'application de ces derniers pour l'analyse comparative d'un pont avec et sans amortisseurs.

L'intérêt porté sur ces dispositifs sismiques a mené à l'utilisation de l'approche d'augmentation de l'amortissement dans le calcul de notre pont dans le présent mémoire.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Pour la bonne conception d'un pont on doit assurer la satisfaction d'un certain nombre d'exigences, on distingue les exigences fonctionnelles, qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui englobent l'environnement où se trouve notre ouvrage, ces exigences seront présentées dans ce chapitre.

II.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.2.1. Données topographiques

L'ouvrage se situe dans une zone rurale à relief difficile au PK8+181 de la région (tracé en plan : voir page suivante)

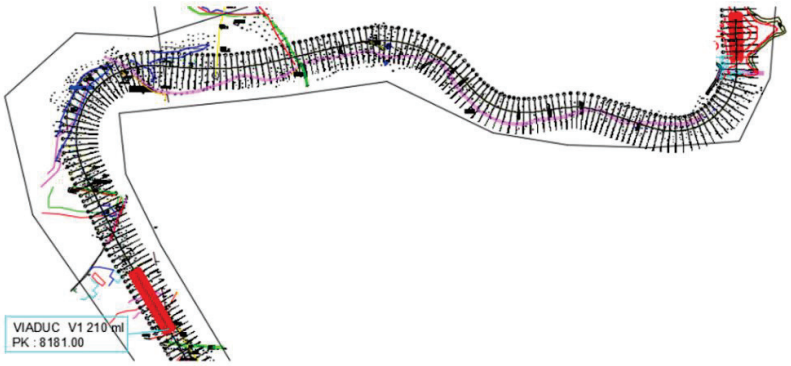


Figure II.1 Implantation du projet au niveau de l'évitement de Boumerdes

II.2.2. Données géologiques

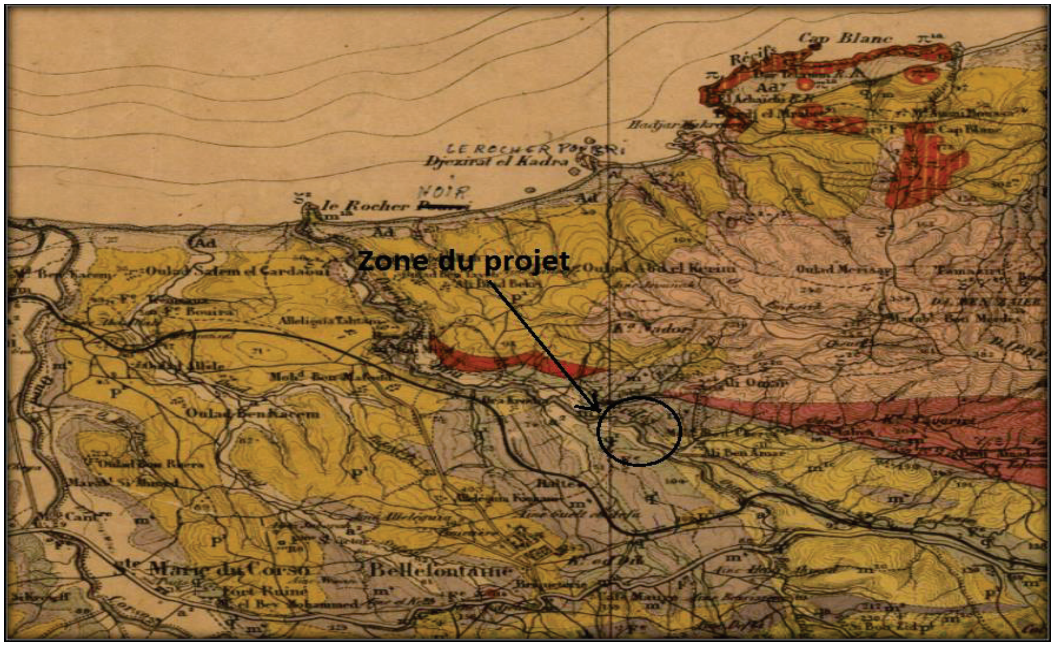


Figure II.2.Portion de la carte géologique de Thenia (Ménerville) -22- Ech : 1/50000

La carte géologique N° 22 – Thenia (Ménerville) comprend une partie de la zone littorale de la Basse Kabylie ; C'est une région de collines monotones que partage en deux parties intégrales le petit massif de Ménerville. A l'Ouest s'étend le plateau raviné du Corso, qui se relie insensiblement à la plaine de la Métidja ; A l'Est-ce sont les ondulations argileuses, dénudées et fertiles, du pays des Issers (Blad-Guitoun.Courbet) et de Bordj Ménaiel, que sépare la belle plaine d'alluvions de l'Isser.

La dépression de Ménerville a pour origine un détroit de la mer miocène dans le massif ancien ; au sud, se montre sur la carte l'amorce du massif des Khachna ; Au nord, le Djebel Bou-Arous forme en quelque sorte le promontoire du Nord-Ouest de la Kabylie du Djurdjura. Cette saillie, à sommets mamelonnés, dont l'altitude moyenne dépasse 400 mètres, présente vers le nord des contreforts ravinés qu'accidentent de nombreux pointements éruptifs dont le plus saillant, à l'Est, porte le marabout Sidi-Feredj (452 mètres).

A l'est de l'Isser, commence la région des Issers-chergui, avec le massif éruptif du Djebel-Djennad (438 mètres) ; Au Sud-Est, apparait une zone de terrains anciens, qui forme bordure à la crête des Flissa, premier contrefort du massif kabyle.

En dehors de ces ilots anciens, les formations sédimentaires appartiennent toutes aux terrains tertiaires, principalement de la période miocène. C'est cette époque que se sont produites les émissions successives des roches éruptives si variées de la région.

Afin de savoir plus sur le terrain que la carte géologique N°22-Thénia présente voir **ANNEXE A**.

II.2.3. Données géotechniques

L'étude du sol a pour objectif de déterminer la nature, la disposition ainsi que les épaisseurs des différentes couches stratigraphiques et surtout les caractéristiques physiques, mécaniques et chimique. Et ce pour adapter notre projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondations (type et ancrage), le taux de travail et l'évaluation des risques susceptibles (stabilité, agressivité, gonflement...).

II.2.3.1. Essais in situ

Les sondages ont été réalisés à l'aide deux sondeuses ROLATEC RL400 et SOCOMAFOR 50/65 à carottier conventionnel de 1.50 m de longueur.

- **Sondages carottés**

➢ La nature du sol décrite a mis en évidence de haut en bas la succession lithologique ci-après :

Tableau II.1 Les résultats des sondages réalisés

	Profondeurs	Description du sol
SC 01 **PK** **8+181**	0.00 – 3.00 m 3.00 – 5.00 m 5.00 – 25.00 m	Argile sableuse tufeuse beige brunâtre à rougeâtre. Sable argileux brunâtre Sable graveleux grisâtre (Alluvions)
SC 02 **PK** **8+240**	0.00 – 22.00 m 22.00 –30.00m	Alluvions plus moins argileuse compacte Sable marneux très compact.
SC 03 **PK** **8+340**	0.00 – 20.00 m 20.00–30.00 m	Sable graveleux, caillouteux cimenté compact Sable marneux grisâtre très compact.
SC 04 **PK** **8+391**	0.00 – 8.20 m 8.20 – 16.00 m 16.00 –20.00m 20.00 –25.00m	Marne argileuse beige brunâtre. Marne grise bleuâtre. Marne grise peu sableuse caillouteuse. Marne caillouteuse à débris de schistes grise bleuâtre indurée.

- **Essais pressiométriques**

L'essai Pressiométrique consiste à charger latéralement le terrain grâce à une sonde de mesure cylindrique tri-cellulaire dans le trou préalablement foré. Cette sonde est dilatable radialement par application d'une pression interne croissante. Les déformations correspondantes sont déterminées par mesure de la variation de volume de la cellule centrale.
Les caractéristiques mécaniques principales déduites de ces essais sont le module de déformation « E » et la pression limite « Pl » correspondante par définition à la rupture du terrain.

- Les valeurs du module Pressiométriques « E » et de la pression limite « Pl » ainsi que celle du rapport « E/ Pl » sont reportées dans l'ANNEXE A.

✓ **L'interprétation :**

Selon la classification du RPOA 2009, le site est classé dans :

✓ La catégorie S2 parmi les sites fermes. 2.00 Mpa < PL< 5.00 Mpa du PK +1881 j'jusqu'au PK+8340
✓ La catégorie S3 parmi les sites meuble à partir du PK+8340 j'jusqu'au PK+8400. 1.00 Mpa < PL< 2.00 Mpa

II.2.3.2. Essais au laboratoire

Des échantillons intacts et remaniés prélevés à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-chimiques au laboratoire.

Les résultats de ces essais sont consignés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

Tableau II.2.Caractéristiques physiques et mécaniques.

Sondage	Profondeur (m)	WI (%)	IP (%)
SC 4	0.00 – 6.00	58	32
	8.00 – 16.00	64	35

Tableau II.3.Résultats de l'analyse granulométrique.

Sondage	Prof (m)	20mm	5mm	2mm	0.08mm	20 µ	2µ
SC 3	0.00 –6.00	99	88	76	17	-	-
	6.00–11.00	100	92	81	18	-	-
SC 4	6.00-11.00	100	100	100	99	78	50
	8.00-16.00	100	100	100	99	71	36

Tableau II.4.Résultats des analyses chimiques du sol exprimés en % poids.

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates SO_4^{2-}	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-
SC 1	5.00 à 15.00	0.07	2.29	0.02
SC 2	7.00 à 11.00	0.05	1.46	0.01
	11.00 – 20.00	0.02	1.36	0.01
SC 4	6.00 - 8.00	1.78	23.29	0.06
	12.00 - 16.00	0.18	16.64	0.05
	20.00 à 25.00	0.25	17.47	0.03

II.2.3.3. Conclusion et recommandations

Compte tenu des reconnaissances effectuées et les analyses des résultats obtenus, le site étudié est caractérisé par :

- ✓ La nature du sol décrite est constituée principalement par un dépôt alluvionnaire très compact (sable + gravier + cailloux bien cimenté) de couleur marron à beige dans la partie centrale de l'ouvrage, et grisâtre au droit de PK 8+181.
- ✓ Il est à noter qu'au droit Du PK8+391 le sondage a recoupé des marnes argileuses beige à brunâtre jusqu'à 8.20 m de profondeur, ensuite des marnes gris bleuâtre peu sableuse caillouteuse en fin de sondage. **Des traces de gypse visible à l'œil nu** ont été relevés sur les marnes à différentes profondeurs.
- ✓ Les teneurs en sulfate converties en mg/kg de terrain varient de 500 à 17 800 ppm et révèlent une agressivité correspondant exactement à **la classe XA2 (niveau fort)** pour le béton armé hydraulique durci selon FD P 18 - 011 du 12/2009. A cet effet, l'usage d'un ciment de type CRS (Ciment Résistant aux Sulfates) est obligatoire en plus des autres dispositions constructives prévues dans la norme EN 206-1 ou sa norme équivalente NA 16002, ainsi que le DTR BE1-2, et ce uniquement au droit Du PK 8+391 (sol marneux).

II.2.4. Données climatiques

Sur le plan climatologique, la wilaya de Boumerdes est caractérisée par un climat méditerranéen (hivers froids et humides et étés chauds et secs).

La classification de Köppen-Geiger est de type **Csa** (1re lettre : **type de climat**, 2e lettre : **régime pluviométrique**, 3e lettre : **variations de température**). La pluviométrie est irrégulière et varie entre **500** et **1300** mm/an. Il y a lieu de signaler que la région de Dellys est plus arrosée que le reste de la wilaya avec une pluviométrie moyenne égale à **900** mm/an.

Les amplitudes thermiques annuelles sont en général faibles dans la wilaya ; ceci étant dû à la proximité de la mer. La température moyenne est de 18° près de la côte et de 25° à l'intérieur des terres. (Agence Nationale de Développement de l'Investissement).

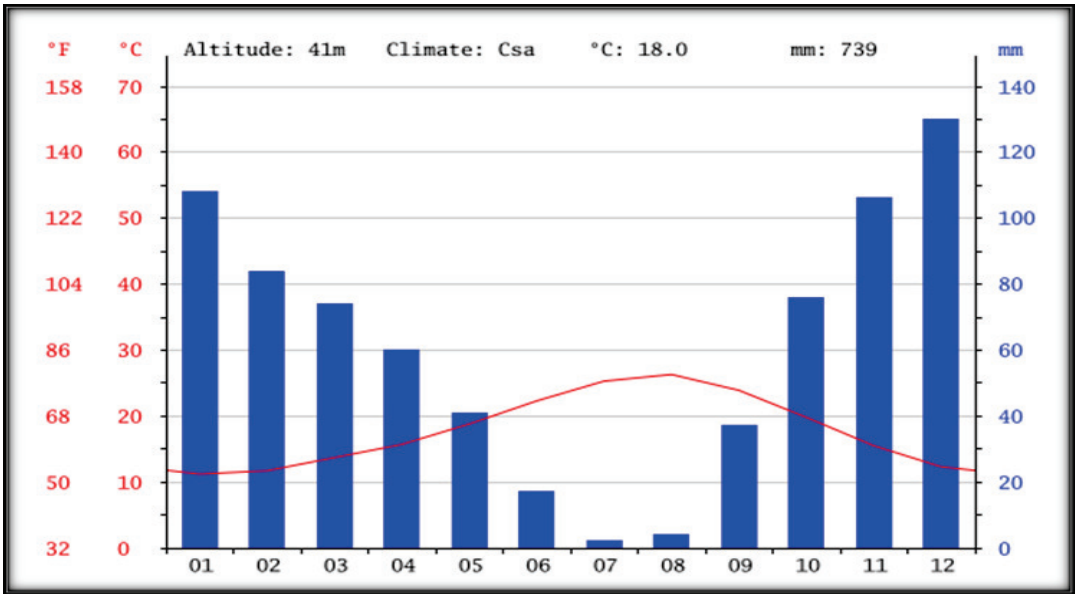


Figure II.3 Précipitation et température annuelles

Le vent :

La wilaya de Boumerdès se trouve classée dans la gamme de vitesses allant de 3 à 4 m/s (classe 2) (Centre de Développement des Energies Renouvelables).

II.2.5. Données sismiques

Classification selon RPOA

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

Tableau II.5 Classification des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe 01	Pont stratégique
Groupe 02	Pont important
Groupe 03	Pont d'importance moyenne

Notre pont est de groupe 2 car c'est une route express

- Selon RPOA la wilaya de BOUMERDES fait partie de zone III : sismicité très élevée
- **Coefficient d'accélération de zone :**

  Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, notre pont et de groupe 2 dans la zone III.

Tableau II.6 Coefficient d'accélération de zone A

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
01	0.15	0.25	0.30	0.40
02	0.12	0.20	0.25	0.30
03	0.1	0.15	0.20	0.25

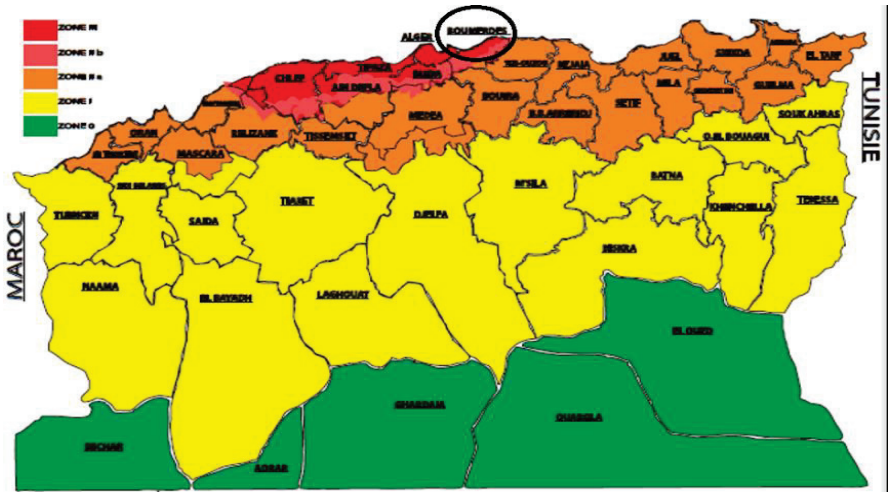


Figure II.4 Carte de zonage sismique de l'Algérie

- **Classification du site :**

Selon la classification du RPOA 2009, le site est classé dans :

✓ La catégorie **S2** parmi les sites fermes. **2.00 Mpa < PL< 5.00 Mpa**

II.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.3.1. Présentation de l'évitement de Boumerdes

Notre ouvrage de projet de fin d'étude s'inscrit dans le cadre d'un projet d'évitement de la ville de Boumerdès sur 10 Km.

L'évitement de Boumerdes est divisé en 2 tranches :

✓ La 1 ère tranche prend naissance au niveau de l'échangeur de la RN05Ajusqu'au viaduc sur voie ferrée (fin de l'évitement de CORSO).

✓ La 2 -ème tranche prend son départ de la localité sud-est de la ville de Boumerdes, son tracé continu sur un terrain vallonné et montagneux jusqu'à l'intersection avec la RN 24 cette tranche est divisé en 2 lots :

- LOT N°01:(CW146-route louz) sur 2.560km comprenant 2 passages supérieurs et un échangeur au niveau de Route LOUZ
- LOT N°02 : (route louz -la RN24) sur 7.50 km croisé avec RN 24, comprenant 2 viaducs V1= 210m et V2=140m, un carrefour, 2 échangeurs au niveau de la RN 24 plus une pénétrante sur cette dernière.

II.3.2. Importance de l'exécution du viaduc

Notre ouvrage se trouve dans le LOT N°2 (route louz -la RN24) sur la RN24 au Pk 8+181.00, ce dernier permet d'alléger la congestion que la wilaya subit ces dernières années. Il s'agit d'un viaduc de deux tabliers indépendants, assurant le franchissement d'une brèche d'environ 210 m sur une hauteur variante entre 15 à 32 m.

II.3.3. Implantation de l'ouvrage



Figure II.5 Position de l'ouvrage au niveau de l'évitement de Boumerdes (2ème tranche) sur google Earth



Figure II.6 Photo du position et terrain de la zone où se trouve le projet sur Google Earth

L'obstacle franchi est un oued traversant une région montagneuse

Les photos qui suivent montrent la région où se trouve notre ouvrage :



Figure II.7 Photo qui montre le début de notre projet



Figure II.8 Photo : CHAABA

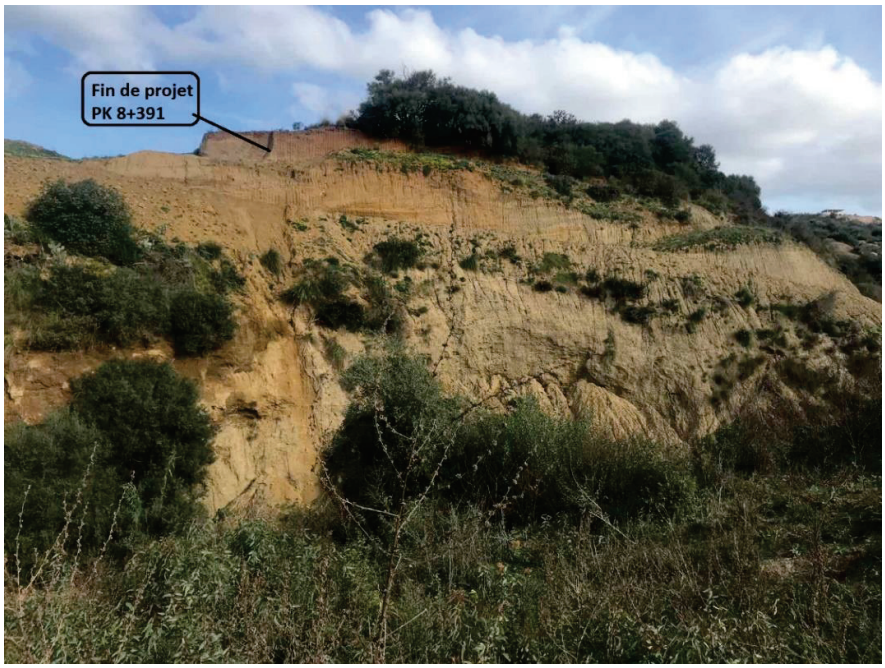


Figure II.9 Photo : fin de notre projet

II.3.4. Tracé en plan

L'ouvrage en plan est droit et de longueur totale de 210 m

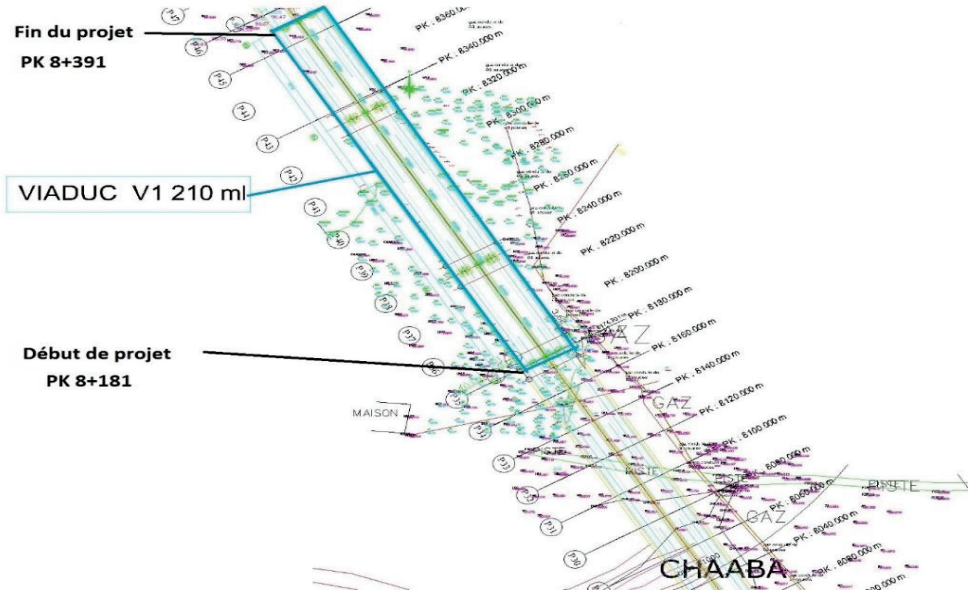


Figure II.10 Implantation du projet

II.3.5. Profil en long

En ce qui concerne la vue en élévation, le tracé routier de l'ouvrage présente une pente de 1.5%

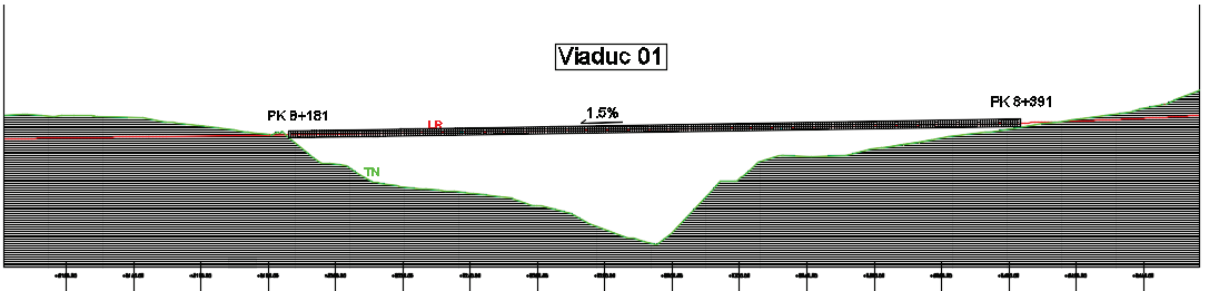


Figure II.11 Profil en long terrain naturel

II.3.6. Profil en travers

Sur chacun des deux tabliers, la chaussée de 12,50m de large se décompose comme suivant :

- Un bord extérieur de 1,2m de largeur dans lequel est implanté un trottoir abritant les gaines techniques, un garde de corps pour les piétons, et une barrière normale de type BN4.
- Une bande dérasée extérieure de 0.70m
- Une bande d'arrêt d'urgence de 2.5m
- Une chaussée à deux voies de 2 x 3.50m
- Une bande dérasée intérieure de 0,50m
- Une barrière normale de type BN4 intérieur.
- Un espacement libre de 1m entre les deux tabliers de chacun Viaduc est mis en place pour permettre le déplacement des équipages mobiles.

Les deux tabliers d'un même viaduc sont miroirs l'eux par rapport l'autre selon un axe vertical situé à mi-distance entre les bords intérieurs des deux tabliers.

Le profil en travers de la voirie est à dévers constant de 2,50%.

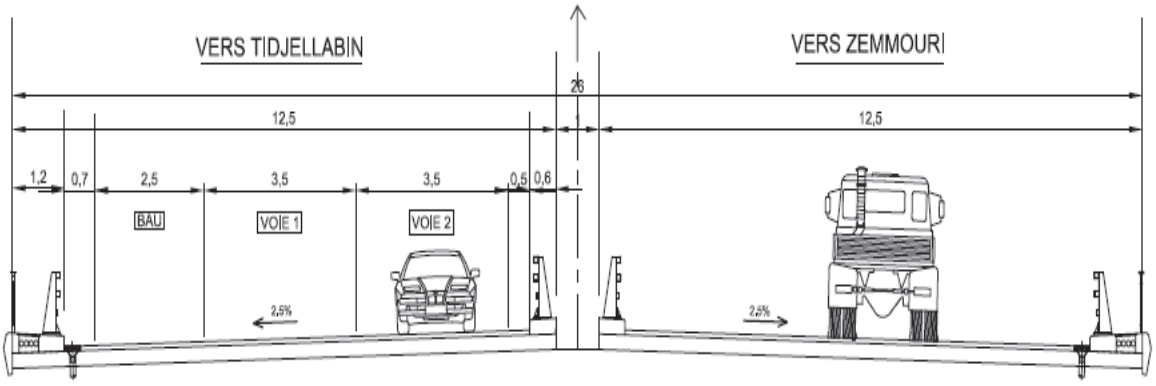


Figure II.12 Profil en travers

II.3.7. Tableau récapitulatif des principaux paramètres de l'ouvrage

Tableau II.7 Principaux paramètres de définition de l'ouvrage

Nombre de Tablier	2
Pente de l'ouvrage	1.5%
Longueur totale	210
Rayon du viaduc	-
Largueur du tablier	12.5
Devers gauche/droit du tablier	2.5%
Nombre de voies de circulation par tablier	2 de 3.5m
Nombre de bande d'arrêt d'urgence par tablier	1 de 2.5m
Classification du pont	Group 02 route Express
Classification de la zone sismique	III
Classification du site	S2 / S3
Actions climatique spécifique	Vent en phase définitive de 200kg/m²

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté la situation géographique du projet ainsi que l'obstacle à franchir, les données naturelles et fonctionnelles, Afin de pouvoir faire la conception la mieux adapté à notre ouvrage. D'après les données déjà citées on constate que notre ouvrage se trouve dans une zone montagneuse avec un terrain difficile.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMT

III.1. INTRODUCTION

La conception est l'étape clé qui permettra l'optimisation d'un ouvrage projeté d'un point de vue technique, économique et environnemental vis-à-vis l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles rencontrées, tout en donnant importance à l'aspect architectural.
Après le recueil des données relatives à l'ouvrage et au site, il faut définir les solutions qui apparaissent les meilleurs, et retenir en fin, une seule qui répond le mieux aux exigences imposées. Cette solution va être étudiée en détail par la suite.

- Dans ce qui suit, le travail sera structuré de la manière suivante :



III.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Pour franchir un obstacle donné, on recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution. Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.
- L'emplacement possible des appuis.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécutions et d'accès à l'ouvrage.

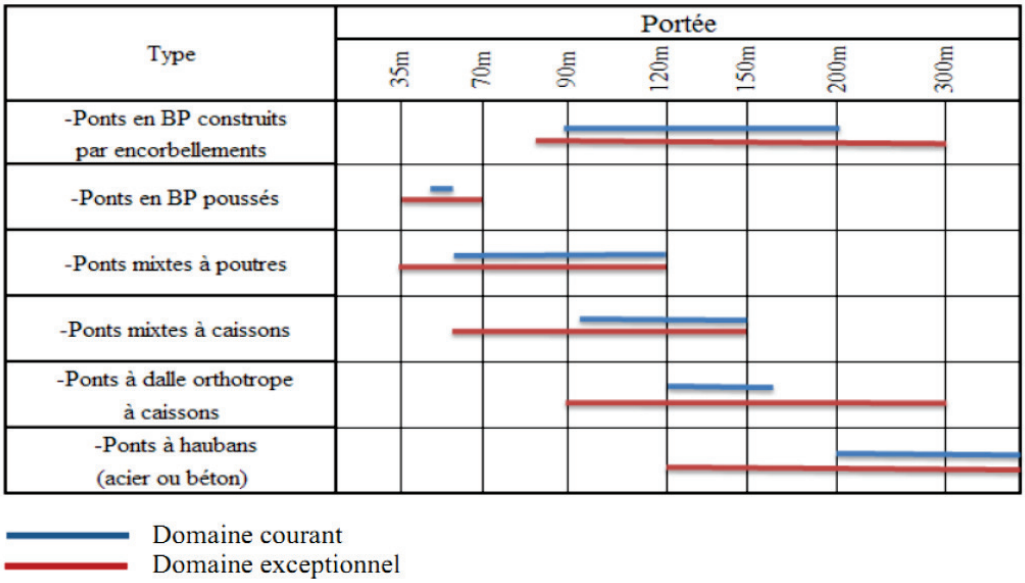


Figure III.1.la portée en fonction de type de l'ouvrage

III.3. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.3.1.Variante N°01 : Pont mixte acier-béton bipoutres

Les ponts mixtes à poutres peuvent être adaptés à plusieurs situations : milieu urbain ou rural ; leur domaine d'emploi est très large (portée déterminante de 30 m à 130 m, longueur totale de quelques dizaines de mètres à plus de 1 km et largeur totale de 7 m à environ de 20 m).

La très grande majorité des ouvrages mixtes à poutres sont du type "bipoutre à entretoises". Leur tablier est composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et d'une charpente métallique constituée de deux poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées entretoises, ne présentant aucun contact avec la dalle.

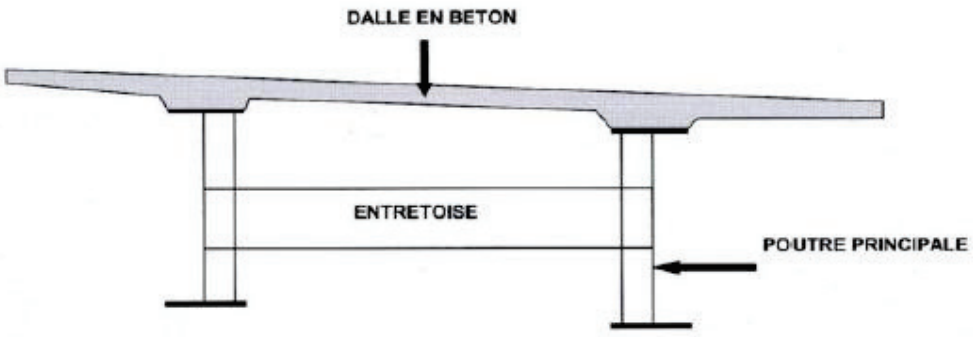


Figure III.2.Bipoutre à entretoises

Les caractéristiques de la poutre ont été déterminées par le guide SETRA 2010.

III.3.1.1. Conception longitudinale

Le pont que nous proposant comprend 5 travées à hauteur constante, (5x40m) ce qui nous donne une longueur totale de 200 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Pour une largeur de tablier de 12.5 m l'écartement entre poutre se situe entre 0.5 et 0.55 fois la largeur du tablier, et une épaisseur de dalle comprise entre 25cm et 30 cm.

L'espacement des entretoises dépend de la largeur du tablier, dans notre cas il est d'environ 7m.

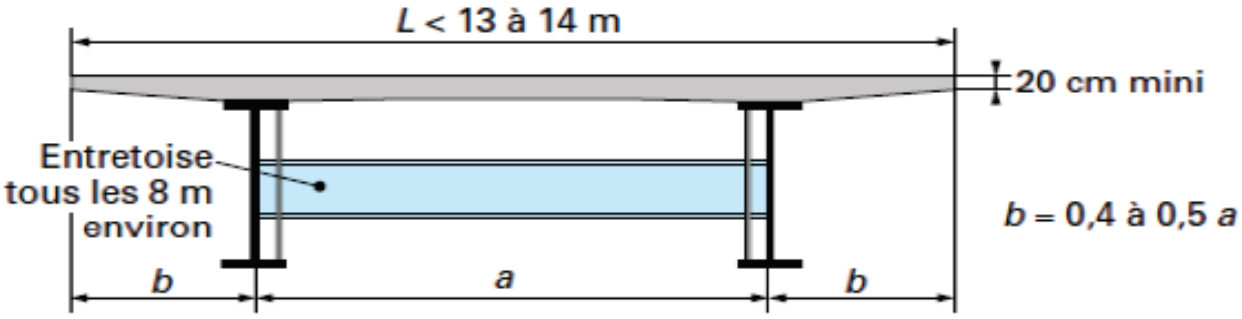


Figure III.3.Valeurs usuelles des éléments en profil en travers.

Tableau III.1.Pré-dimensionnement de la variante 01

Elément	Formule / Intervalle	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle au droit des poutres	0.13+ [(LT -L) /26]	0.3 m
Epaisseur de la dalle au centre du tablier	0.12+ (L/50)	0.25 m
Hauteur des poutres	Max $\{\frac{X}{28}(\frac{LT}{12})^{0.45}, 0.4+\frac{X}{35}\}$	1.55 m
Entraxe des poutres	L = environ 0,55 LT	L=6.9 m
Epaisseur de l'âme	Epaisseur minimale 14 à 16 mm Epaisseur maximale 30 à 35 mm	20 mm
Epaisseur des semelles inferieures	Epaisseur minimale 25 mm Epaisseur maximale 150 mm	35 mm
Largeur des semelle inferieures (B_{inf})	$(0.25+\frac{LT}{40}+\frac{X}{125})(0.92+\frac{LT}{150})$	0.9 m
Epaisseur de la semelle supérieure	Epaisseur minimale 25 mm Epaisseur maximale 150 mm	30 mm
Largeur des semelles supérieures (B_{sup})	B_{inf} - 0,1 pour un tablier à 2 voies B_{inf} - 0,2 pour un tablier à 4 voies	0.75 m
Entretoises	Profilés IPE500 à IPE700 ou équivalents	IPE 600
Hauteur des entretoises	500 à 800 mm	700 mm
Tonnage de charpente	$63+0.9\ X^{1.2}\ (1.34-\frac{LT}{40})+0.25\ X$ en kg/m² de tablier	151.3 kg/m² de tablier

Avec :

LT : largeur de travée

L : entraxe

X : la longueur des travées courantes

- **La nuance d'acier**

La nuance d'acier des profilés est de qualité S355, cette nuance désigne la ténacité de l'acier, donc la capacité d'absorber les chocs sans générer une rupture fragile.

- **Connexion dalle-poutres**

La connexion entre la dalle et les poutres est assurée par des connecteurs type goujons, de 20 mm de diamètre et 200mm de hauteur, leur espacement sera estimé par un calcul plus détaillé.

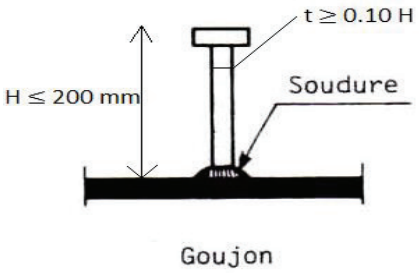


Figure III.4.Connecteur pour dalle en BA : Goujon.

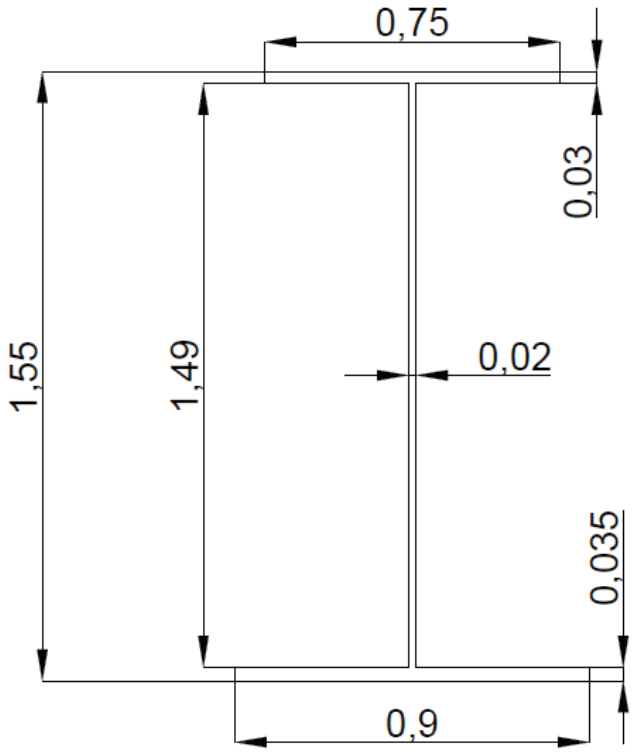
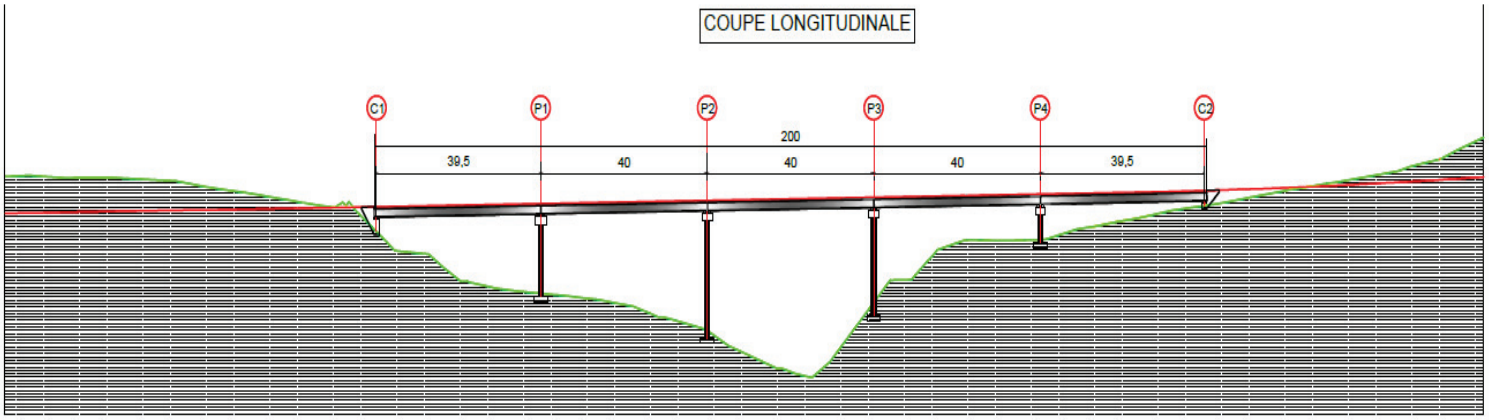


Figure III.5.Dimensions de la poutre de la variante 01.



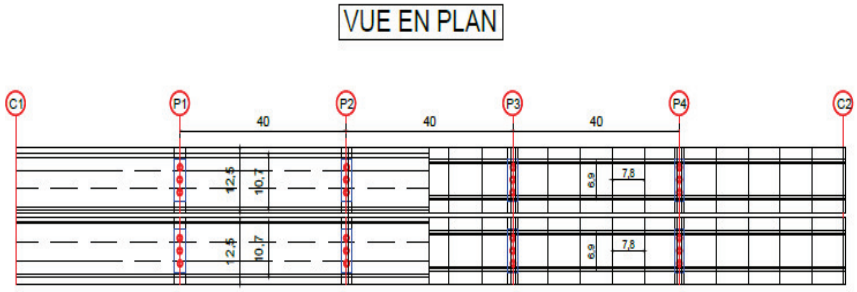


Figure III.6.Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 1.

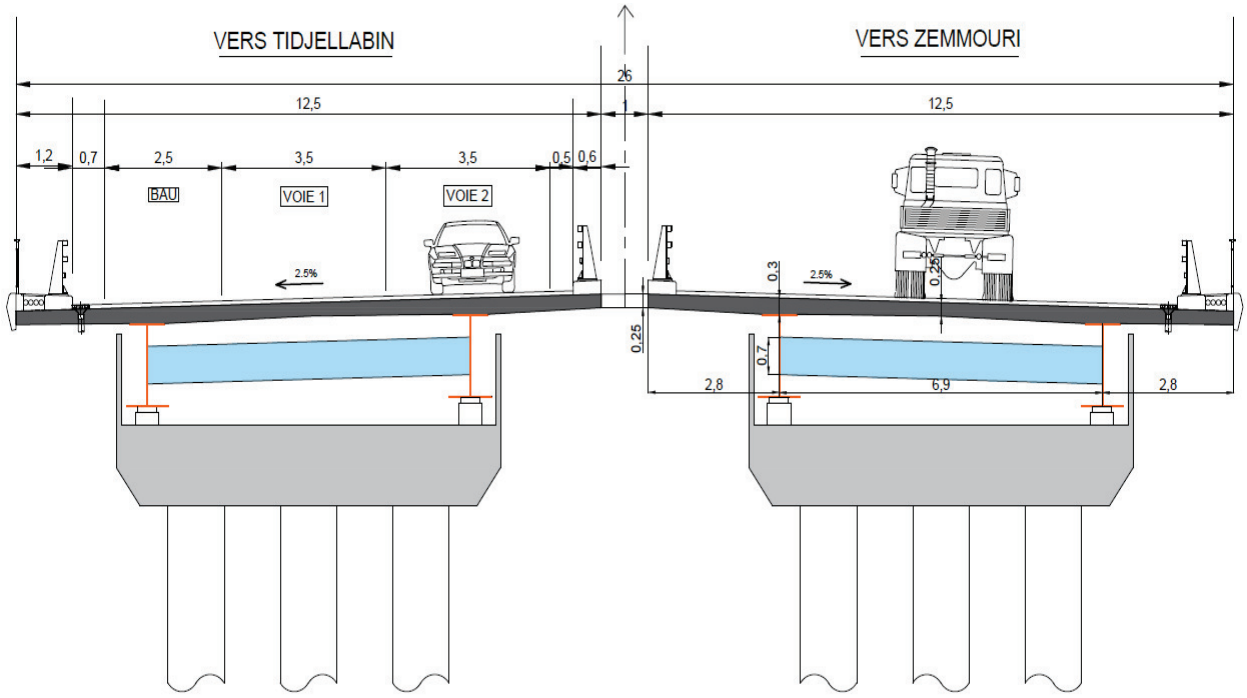


Figure III.7.Coupe transversale de la variante 01.

III.3.1.3. Avantages et inconvénients

- **Avantages**

✓ La légèreté du tablier, qui permet la réduction des fondations.

✓ La consommation optimisée de matériau grâce au rendement mécanique élevé des poutres en I et le choix précis des dimensions.

✓ La rapidité d'exécution.

- **Inconvénients**

✓ La nécessité d'un renouvellement régulier de la protection anticorrosion.

✓ Une main d'œuvre qualifiée (soudeurs).

✓ Le coût de l'acier est très élevé.

✓ Risque de déversement des poutres en I et de voilement des âmes, ainsi que le phénomène de fatigue et le flambement.

✓ La sensibilité (aux chocs et aux incendies) du tablier de l'ouvrage mixte par rapport à celui de l'ouvrage en béton.

✓ Entretien périodique.

III.3.2. Variante N°02 : Pont voussoir à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellement successif

Le domaine d'emploi des ponts caissons en béton précontraint construit par encorbellement successif peut atteindre des portées importantes jusqu'à 150 m, cette technique peut être employé sans problèmes majeurs jusqu'à 200m.

Lorsque les portées principales sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est de hauteur constante avec une hauteur de tablier d'au moins 2.2m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

III.3.2.1. Conception longitudinale

Pour cette variante on a choisi un pont voussoir à hauteur constante coulé sur place de deux travées centrales de 65 m chacune et deux travées de rive de 40m chacune (assurant un ratio 0.6 entre travées de rive et travée centrale) ce qui nous donne une longueur totale de 210m.

- **Segmentation du tablier : découpage en voussoirs selon SETRA**

✓ La longueur des voussoirs courants varie de 2.5 m à 4 m voire 5 m. On prend un voussoir courant avec une longueur de 3.1 m.

✓ Pour les ouvrages coulés sur place, le voussoir sur pile (VSP) doit avoir une longueur suffisante afin de pouvoir supporter les deux équipages mobiles, il faut une longueur d'au moins deux fois la longueur du voussoir courant. On prend un VSP avec une longueur de 7 m.

✓ La longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle du voussoir courant. On prend un voussoir de clavage avec une longueur de 2.2 m.

- En utilisant ces valeurs on obtient un nombre total de voussoir : N=61.
  - 3 voussoirs sur pile
  - 54 voussoirs courants
  - 2 voussoirs de clavage
  - 2 voussoirs sur culée

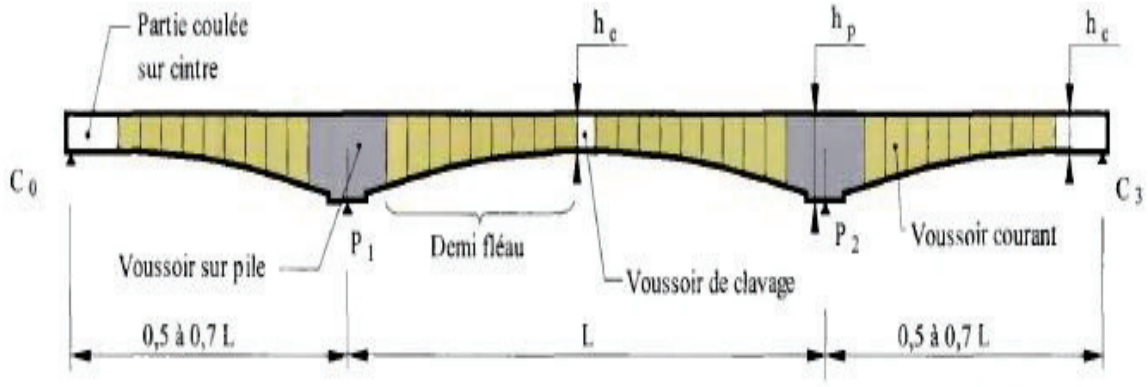


Figure III.8.Découpage en voussoirs (SETRA 2003).

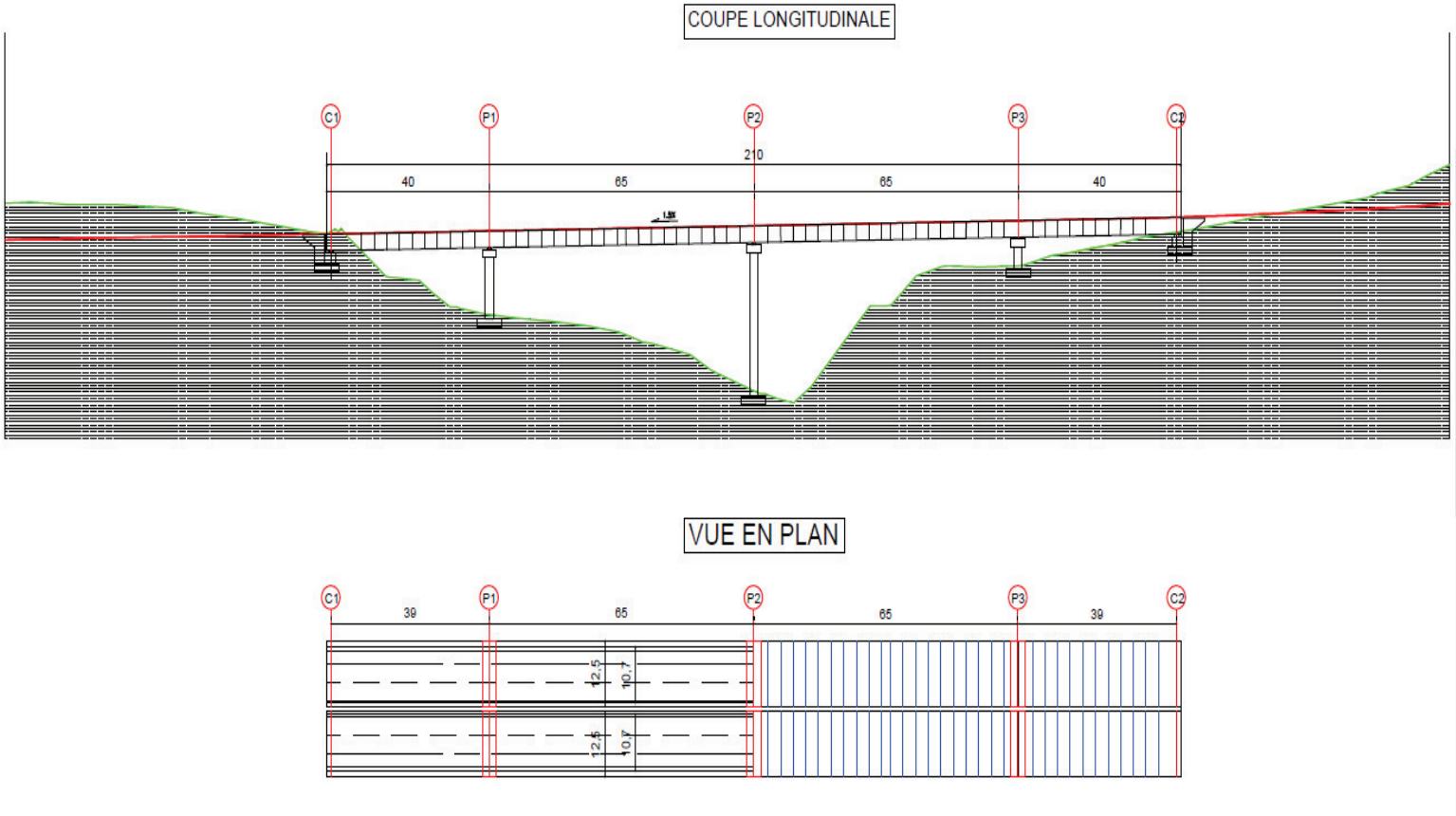


Figure III.9.Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 2.

III.3.2.2. Conception transversale

- **Choix du type du voussoir**

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

- **Prédimensionnement du voussoir**

Dans le tableau suivant les formules et les intervalles de chaque paramètre sont extrait du guide SETRA : Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs / juin 2003.

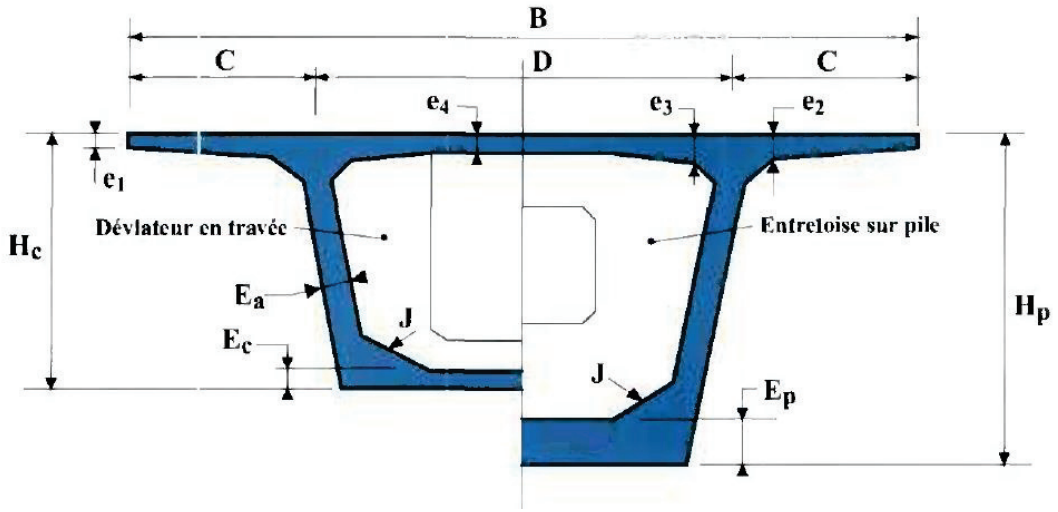


Figure III.10.Notation des dimensions du voussoir.

Tableau III.2.Prédimensionnement des voussoirs de la variante 2.

Elément	Formule / Intervalle	Valeur retenue
Hauteur du voussoir	$L/25 \leq H \leq L/20$	3.2 m
Largeur du voussoir	B	12.5 m
C	B/4	3.125 m
D	B-2C	6.25 m
e_1	$e_1 \geq$16 à 18 cm	0.25 m
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	0.42 m
e_4	$D/30\ 8 \leq e_4 \leq D/25$	0.25 m
e_3	$e_3 \geq e_2$-10 et $e_3 \geq 1.5\ e_4$	0.45 m
Ea	$Ea \geq 0.26 + L/500$	0.5 m
Ep	35 cm $\leq$ Ep $\leq$ 80 cm	0.6 m
Gousset supérieur	$30° \leq \alpha \leq 45°$	45°
Gousset inferieur	$40° \leq \alpha \leq 45°$	40°

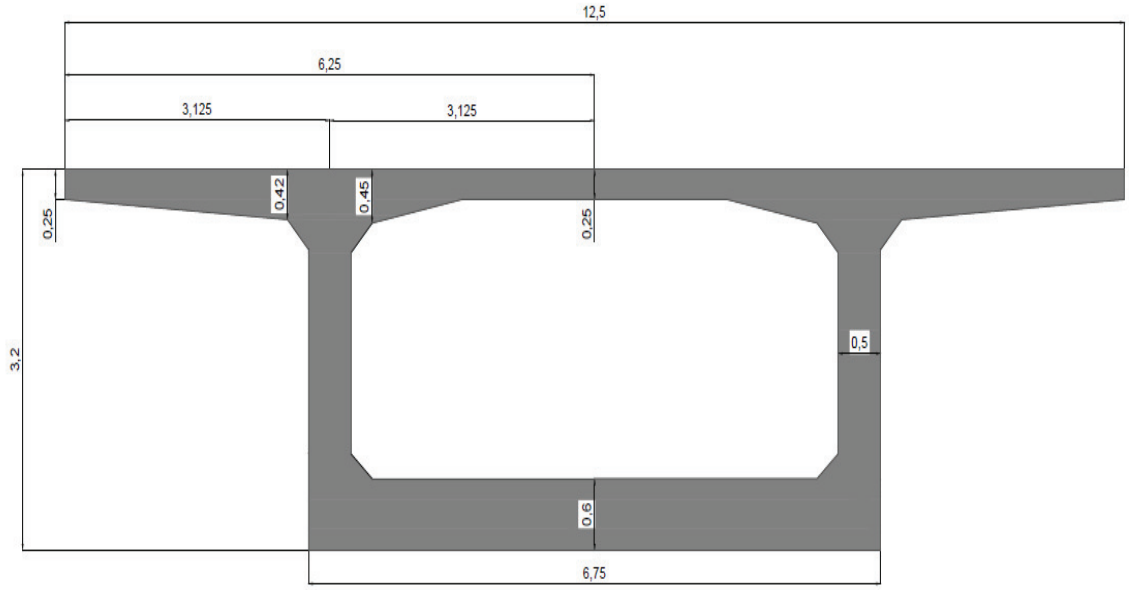


Figure III.11.Dimensions du voussoir de la variante 02.

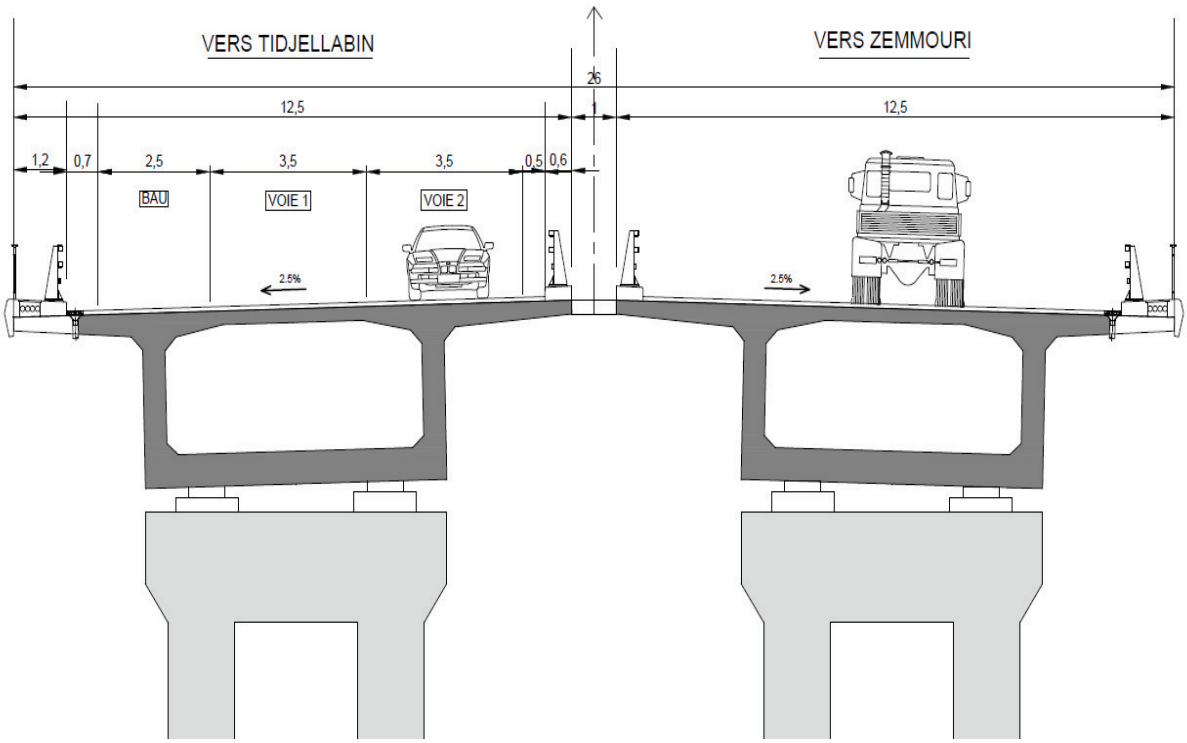


Figure III.12.Coupe transversale de la variante 02.

III.3.2.3. Avantages et inconvénients

- **Avantages**

✓ Le mode de construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières de largeur importante sans faire recours au sol.

✓ Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ.

✓ Son cout concurrence avec succès la construction métallique.

✓ Augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.

✓ Ne nécessite pas d'entretien régulier.

- **Inconvénients**

✓ Ouvrage beaucoup plus lourds qu'un ouvrage mixte, ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes.

✓ Le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites (surtout sur le plan esthétique).

✓ Le nombre d'appuis de cette variante est supérieur à ceux de la variante à hauteur variable.

III.3.3. Variante N°03 : Pont voussoir à hauteur variable en béton précontraint construit par encorbellement successif

Le domaine d'emploi des ponts caissons en béton précontraint construit par encorbellement successif peut atteindre des portées importantes jusqu'à 150 m, cette technique peut être employé sans problèmes majeurs jusqu'à 200m.

Lorsque les portées principales dépassent 65/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée, il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier à hauteur variable.

III.3.3.1. Conception longitudinale

Pour cette variante on a choisi un pont voussoir à hauteur variable (la variation entre la clef et la pile est parabolique) coulé sur place de travée centrale de 95 m et deux travées de rive de

57.5 m chacune (assurant un ratio 0.6 entre travées de rive et travée centrale) ce qui nous donne une longueur totale de 210m.

- **Segmentation du tablier : découpage en voussoirs selon SETRA**

✓ La longueur des voussoirs courants varie de 2.5 m à 4 m voire 5 m. On prend un voussoir courant avec une longueur de 4.1 m.

✓ Pour les ouvrages coulés sur place, le voussoir sur pile (VSP) doit avoir une longueur suffisante afin de pouvoir supporter les deux équipages mobiles, il faut une longueur d'au moins deux fois la longueur du voussoir courant. On prend un VSP avec une longueur de 10m.

✓ La longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle du voussoir courant. On prend un voussoir de clavage avec une longueur de 3 m.

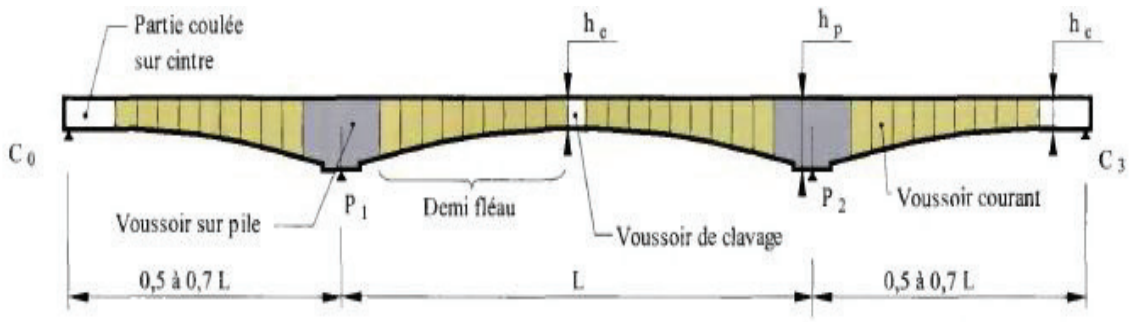


Figure III.13.Découpage en voussoirs (SETRA 2003).

- En utilisant ces valeurs on obtient un nombre total de voussoir : N=45

- 2 voussoirs sur pile
- 1 voussoirs de clavage
- 40 voussoirs courants
- 2 voussoirs sur cintre de 12.5 m.

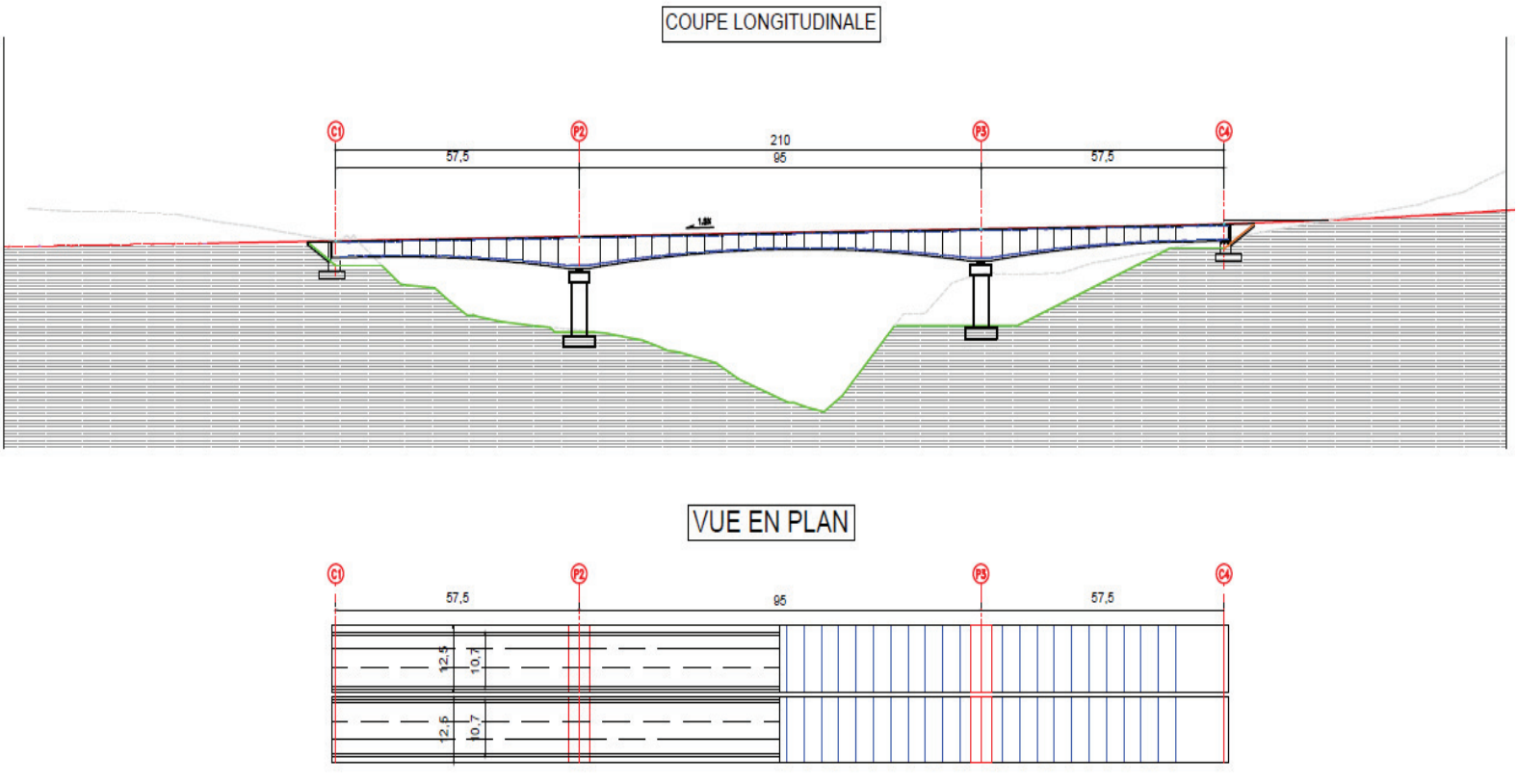


Figure III.14.Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 3.

III.3.3.2. Conception transversale

- **Choix du type du voussoir**

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

- **Prédimensionnement du voussoir**

Dans le tableau suivant les formules et les intervalles de chaque paramètre sont extrait du guide SETRA : Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs / juin 2003.

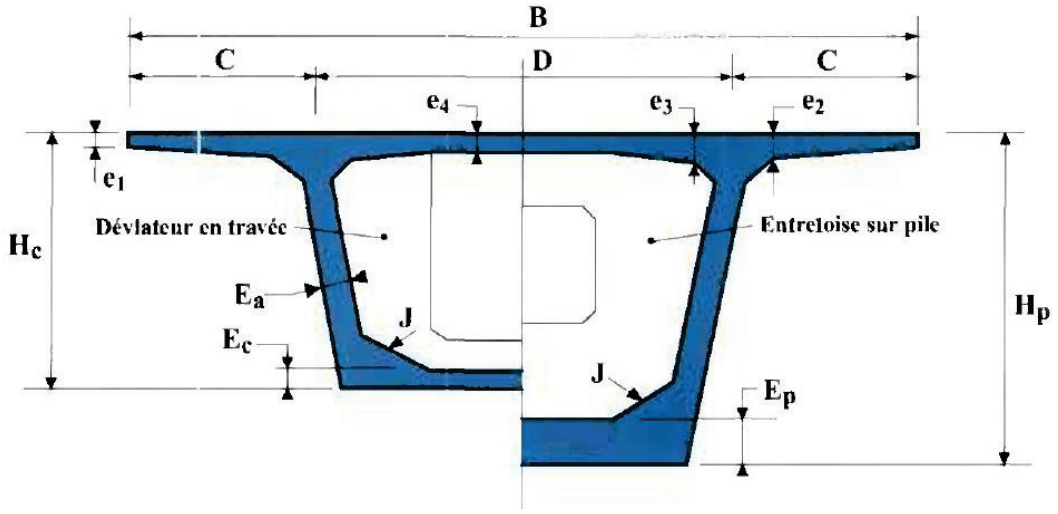


Figure III.15.Notation des dimensions du voussoir.

Tableau III.3.Prédimensionnement des voussoirs de la variante 3.

Elément	Formule / Intervalle	Valeur retenue
Hauteur du voussoir sur pile Hp	L/Hp=14+ L/45	6 m
Hauteur du voussoir en clef Hc	L/Hc=19+L/7	3.1 m
Loi de variation de la hauteur	H(x)= Hp-2(Hp-Hc) (x/L) + (Hp – Hc) (x/L) ²	
Largeur du voussoir	B	12.5 m
C	B/4	3.45 m
D	B-2C	5.6 m
e_1	$e_1 \geq$16 à 18 cm	0.25 m
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	0.45 m
e_4	$D/30\ 8 \leq e_4 \leq D/25$	0.25 m
e_3	$e_3 \geq e_2$-10 et $e_3 \geq 1.5\ e_4$	0.45 m
Ea	Ea ≥0.26 + L/500	0.4 m
Ep	35 cm ≤ Ep ≤ 80 cm	0.6 m
Ec	Ec ≥ 18 à 22 cm	0.25 m
Loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inferieur	$E(x)=Ep-2(Ep-Ec)\ (x/L) +(Ep – Ec)\ (x/L)^2$	
Gousset supérieur	30° ≤ α ≤ 45°	32°
Gousset inferieur	40° ≤ α ≤ 45°	45°

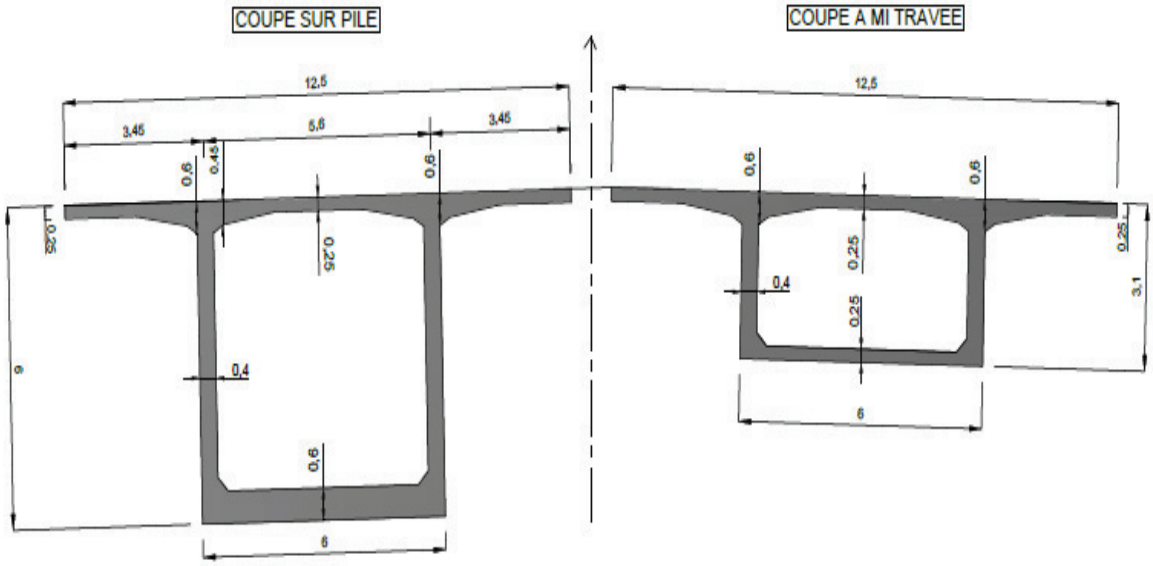


Figure III.16.Dimensions des voussoirs de la variante 03.

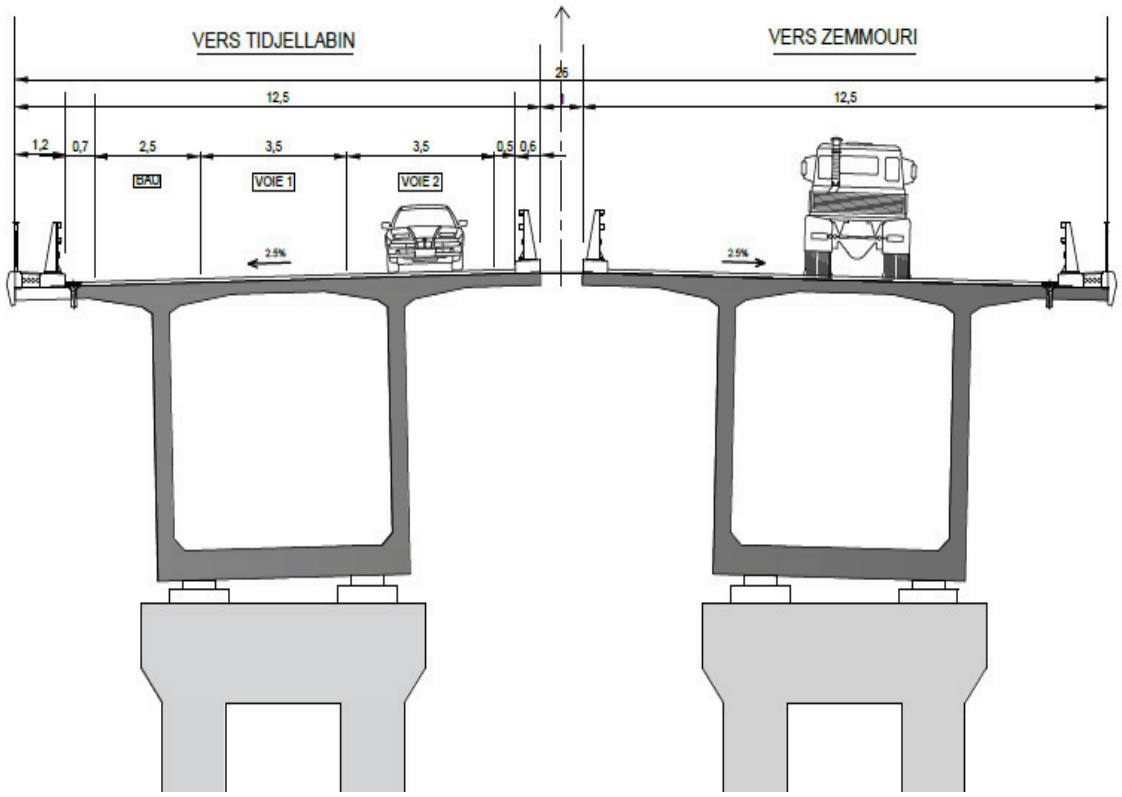


Figure III.17.Coupe transversale de la variante 03.

III.3.3.3. Avantages et inconvénients

- **Avantages**

✓ Le mode de construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières de largeur importante sans faire recours au sol.

✓ Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ.

✓ Son cout concurrence avec succès la construction métallique.

✓ Augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.

✓ Diverses géométries.

✓ Ne nécessite pas d'entretien régulier.

- **Inconvénients**

✓ Ouvrage beaucoup plus lourds qu'un ouvrage mixte, ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes.

✓ Le volume de calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.

III.4. ANALYSE MULTICRITERE

Tableau III.4.Analyse multicritère.

Critère de choix / Variantes	Economie	Réalisation	Esthétique	Entretien
Variante 1 : Pont mixte acier-béton bipoutres	-Appuis en trop par rapport aux autres variantes (4 piles) -Le coût de l'acier est très élevé. -Cout entretien élevé.	-Besoins d'une Main-d'œuvre qualifié surtout pour ce qui concerne le soudage. - La rapidité d'exécution. -le recours aux échafaudages pour la pose des poutres.	Notre ouvrage est situé à l'extérieur de la zone urbaine c'est pour ça le facteur esthétique est un critère très peu décisif dans le choix du type d'ouvrage.	-Entretien périodique (milieu agressif : humidité)
Variante 2 : Pont voussoir à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellement successif	-Un appui en trop par rapport à hauteur variable (3 piles). -Appui centrale avec élancement important. - Le tablier est assez épais par rapport aux deux autres variantes.	- Le mode de construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières de largeur importante sans faire recours au sol. - Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ.		- Ne nécessite pas d'entretien régulier.
Variante 3 : Pont voussoir à hauteur variable en béton précontraint construit par encorbellement successif	-Nombre d'appuis minimale (2 piles) -gain en béton (variation parabolique de la hauteur du tablier et l'épaisseur de l'hourdis inferieur).	- Le mode de construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières de largeur importante sans faire recours au sol. - Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ.		- Ne nécessite pas d'entretien régulier.

III.5. CONCLUSION

Après avoir analyser les trois variantes sur des différents plan de comparaison on remarque que les variantes d'encorbellement successif sont bien meilleures par rapport a celle du bipoutre mixte, cette dernière aurait pu être la solution convenable à ce franchissement cependant le nombre d'appuis, le transport des pièces en acier jusqu'au site et leur entretien périodique s'opposent à ce choix.

En termes de gain de matière et diminution de nombre d'appuis la variante d'encorbellement successif à hauteur variable est la plus optimale, qui fera, désormais l'objet de notre étude définitive.

CHAPITRE IV

CARACTERISTIQUES ET DETAILS DE LA VARIANTE CHOISIE

IV.1. INTRODUCTION

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte.

Dans les ouvrages construits par encorbellement, le poids propre du tablier représente une portion importante de la charge globale.

Les sections en travée, étant beaucoup moins sollicitées que celles se trouvant au niveau des piles, sont dimensionnées en conséquence.

Le tablier qui sera l'objet de cette étude est constitué de voussoirs à hauteur décroissante de la pile vers la clé et dont les caractéristiques et la méthode de construction sont évaluées dans ce chapitre.

IV.2. TECHNIQUE DE L'ENCORBELLEMENT SUCCESSIF

IV.2.1. Description de la méthode

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

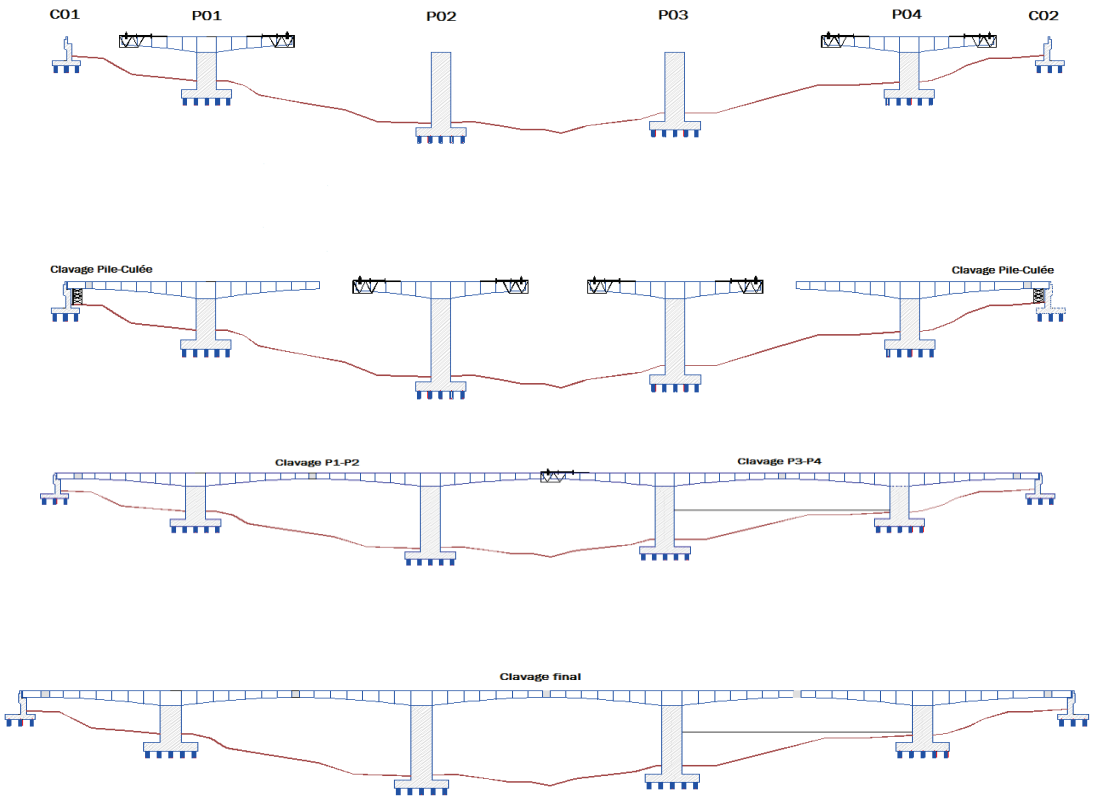


Figure IV.1.Technique de construction : Encorbellement successif.

IV.2.2. Domaine d'emploi

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 70 et 150 m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

IV.2.3. Mode de construction

Pour notre cas on utilise le mode de **coulage sur place** à l'aide d'un équipage mobile sur place. C'est la technique la plus ancienne et qui ne nécessite pas d'aire de préfabrication.

❖ **L'équipage mobile**

Un équipage mobile permet de couler le tablier en avançant par éléments consécutifs appelés voussoirs. La construction se fait symétriquement de part et d'autre de la pile afin d'équilibrer le fléau. Il est donc nécessaire de disposer au minimum de deux équipages mobiles par chantier, chaque voussoir, une fois durcit, est mis en tension, l'équipage mobile se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant (la progression de l'équipage mobile suit donc l'avancement de la construction du tablier).

L'équipage mobile doit jouer deux rôles :

- Être en mesure de supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton.

- Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.



Figure IV.2.Equipage mobile utilisé pour la construction de notre ouvrage (NRS JS).

Il peut être divisé en trois parties distinctes :

- ✓ La partie **« coffrage »** : qui doit s'adapter à la forme de la structure (épaisseur variable, etc.). Il est composé du coffrage extérieur et du coffrage intérieur qui se déplace indépendamment du reste de l'équipage mobile.
- ✓ La partie **« structure porteuse »** : qui supporte le coffrage et doit être mobile de façon à progresser au fur et à mesure de la construction.

- ✓ La partie « **plateforme de travail** » : qui doit permettre au personnel de travailler en sécurité.

IV.2.4. Les avantages et les inconvénients de la méthode

- ❖ **Les avantages**

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages.

Tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.

La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires. La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques du poussage et du lançage, tous les profils en long et tracés en plan peuvent être construits sans difficultés.

Enfin, la construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et, donc, de réduire le coût du matériel de pose.

- ❖ **Les inconvénients**

La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients.

À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.

Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier. Bien évidemment, lorsque les voussoirs sont préfabriqués, l'importance de ces tâches diminue ; elle reste cependant bien plus importante que pour un pont en béton poussé. Lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et/ou celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.

Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites.

IV.3. DECOUPAGE DES VOUSSOIRS

La longueur des voussoirs dépend essentiellement de la géométrie longitudinale de l'ouvrage ainsi que du mode de construction.

Le découpage des voussoirs se fait conformément au règlement du SETRA 2003.

Les voussoirs du tablier sont coulés sur place et suivant une variation parabolique.

On distingue 3 types de voussoirs :

IV.3.1. Les voussoirs sur piles (VSP)

S'agissant de voussoirs coulés sur place, la longueur d'un VSP est d'au moins 8m afin de supporter les 2 équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

- **La longueur des VSP du tablier de notre variante : 10m.**

IV.3.2. Les voussoirs courants (VC)

La longueur des voussoirs courants varie de 2.5 m à 4 m voire 5 m.

- **La longueur des VC du tablier de notre variante : 4.1m.**

IV.3.3. Les voussoirs de clavage (VCL)

La longueur des voussoirs de clavage doit être légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution.

La longueur minimale d'un voussoir de clavage est de 2m.

- **La longueur des voussoirs de clavage du tablier de notre variante : 3m.**

IV.3.4. Les voussoirs sur culée (VSC)

Pour le voussoir sur culée on a opté pour un voussoir coulé sur cintre.

- **La longueur des voussoirs sur culée de notre variante : 12.5m.**

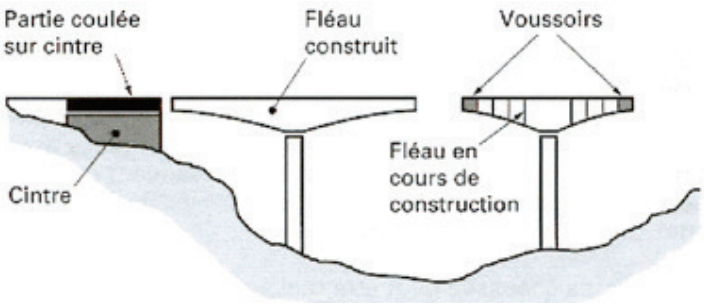


Figure IV.3.Voussoir sur culée coulé sur cintre.

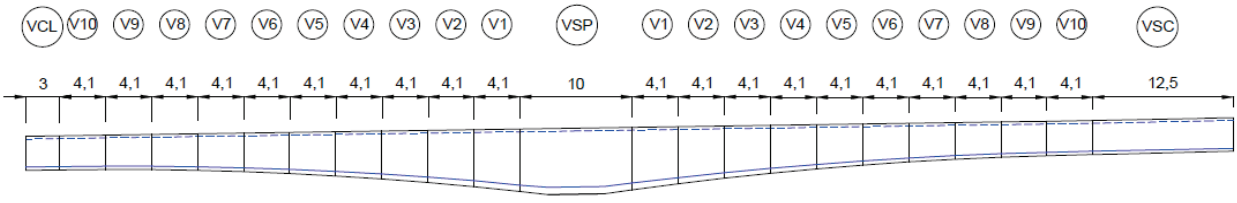


Figure IV.4.Découpage des voussoirs.

IV.4. LOIS DE VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES DU VOUSSOIR

Chacune des expressions permettant de calculer les variations des paramètres des voussoirs est valable pour des valeurs de x variant de 0 à l.

En sachant l, la longueur cumulée des 10 voussoirs séparant le voussoir sur pile du voussoir sur clé.

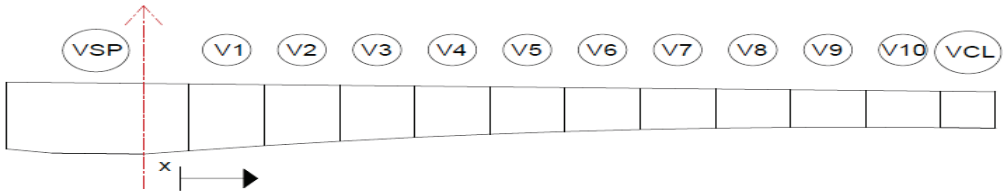


Figure IV.5.Découpage des voussoirs au niveau du demi fléau.

IV.4.1. Hauteur du voussoir

$$H(x)= Hp-2(Hp-Hc)\ (x/l) + (Hp - Hc)\ (x/l)^2$$

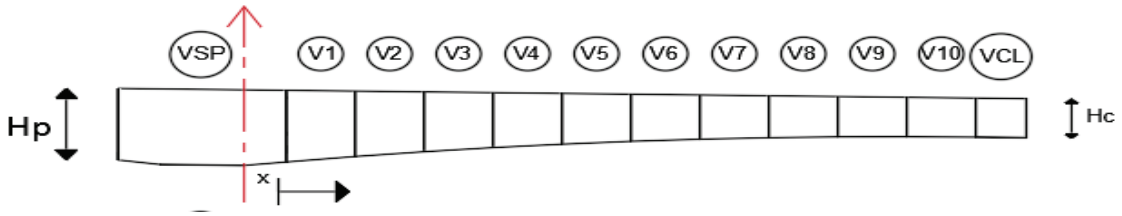


Figure IV.6.Variation de la hauteur des voussoirs.

IV.4.2. Epaisseur de l'hourdis inférieur

$$E(x)=Ep-2(Ep-Ec)\ (x/l) +(Ep - Ec)\ (x/l)^2$$

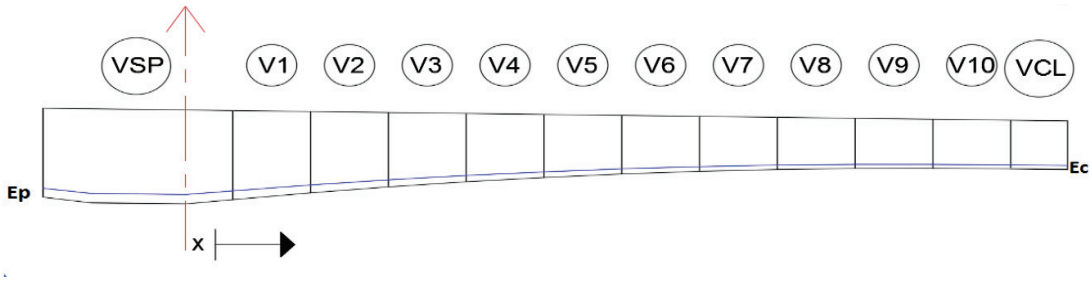


Figure IV.7.Variation de l'épaisseur de l'hourdis inferieur.

IV.4.3. Section des voussoirs

$$S(x)=Sp-2(Sp-Sc)\ (x/l) +(Sp - Sc)\ (x/l)^2$$

Avec : $Sp=11.68m^2$

$Sc=7.54m^2$

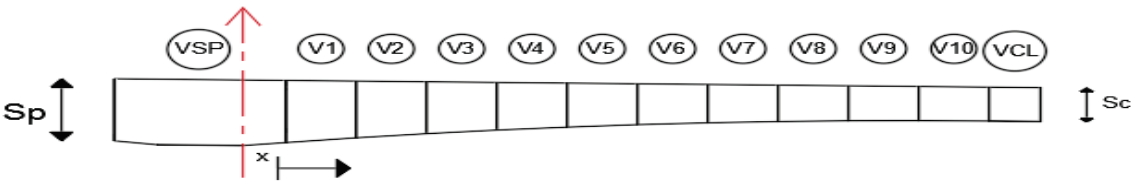


Figure IV.8.Variation de la section des voussoirs.

IV.4.4. Tableau Récapitulatif des caractéristiques géométriques du tablier

Tableau IV.1.Tableau Récapitulatif des caractéristiques géométriques du tablier.

Voussoir	X (m)	L (m)	H (m)	E (m)	S (m^2)	V(m^3)
VSP	0	10	6	0.6	22.9	114.52
V01	5,35	4.1	5,19	0,50	10,52	43,11
V02	9,45	4.1	4,75	0,45	9,90	40,60
V03	13,55	4.1	4,36	0,40	9,33	38,26
V04	17,65	4.1	4,03	0,36	8,86	36,32
V05	21,75	4.1	3,74	0,33	8,47	34,73
V06	25,85	4.1	3,51	0,30	8,13	33,34
V07	29,95	4.1	3,33	0,28	7,88	32,32
V08	34,05	4.1	3,20	0,26	7,88	31,47
V09	38,15	4.1	3,13	0,25	7,57	31,02
V10	42,25	4.1	3,10	0,25	7,54	30,91
VCL	/	3	3.1	0.25	7,54	22,62
VSC	/	12.5	3.1	0.25	7,54	22,62

IV.5. SECTION TRANSVERSALE

La section transversale du tablier est choisie de façon à ce qu'elle soit fermée, car :

- ✓ Le tablier devra supporter des moments de flexion négatifs importants, notamment au voisinage des appuis et sur les appuis, les membrures inférieures devront alors résister fortement à des efforts importants de compression.
- ✓ La résistance à la torsion est beaucoup plus élevée par rapport aux autres formes de poutres.

Il est recommandé de minimiser le nombre de caissons transversalement et d'augmenter plutôt les épaisseurs des âmes (pour des raisons économiques et pratiques) quand cela est faisable, cependant ce nombre dépend de la largeur du tablier.

Pour le cas présent, la largeur du tablier B= 12.5 m (≤13m)

La section transversale retenue est donc le caisson à deux âmes.

L'hourdi supérieur du caisson suit l'inclinaison du profil transversal de la chaussée, l'hourdi inférieur peut alors être parallèle à l'hourdi supérieur (c'est le cas le plus courant) ou alors horizontal (ce cas est déconseillé car complique le plan de répartition des câbles de précontrainte)

- **Les goussets :**

Le gousset supérieur a pour rôle de bien encastrer l'hourdi supérieur dans les âmes

Le gousset doit avoir un tracé « enveloppe » qui comprend toutes les lignes des pressions que peut engendrer les charges roulantes sur le tiers central de l'hourdi supérieur.

- **Dimensionnements retenus**

Le hourdis supérieur est une dalle pleine de 12,50m de large dont l'épaisseur varie transversalement. On retient une épaisseur 0,25m en extrémité au droit de dispositifs de retenue (barrière BN4) et de 0,25m dans l'axe, avec un profil à devers constant de 2,5%. Au niveau du

raccordement aux âmes du caisson, on retient une épaisseur de 0,6m, permettant l'encastrement des ancrages de précontrainte de fléau.

Le caisson se compose de deux âmes verticales d'épaisseur constante égale à 0.4m

Le hourdis inférieur est de 6m de largeur. Son épaisseur varie paraboliquement, passant de 0.6m aux piles à 0.25m à la clé.

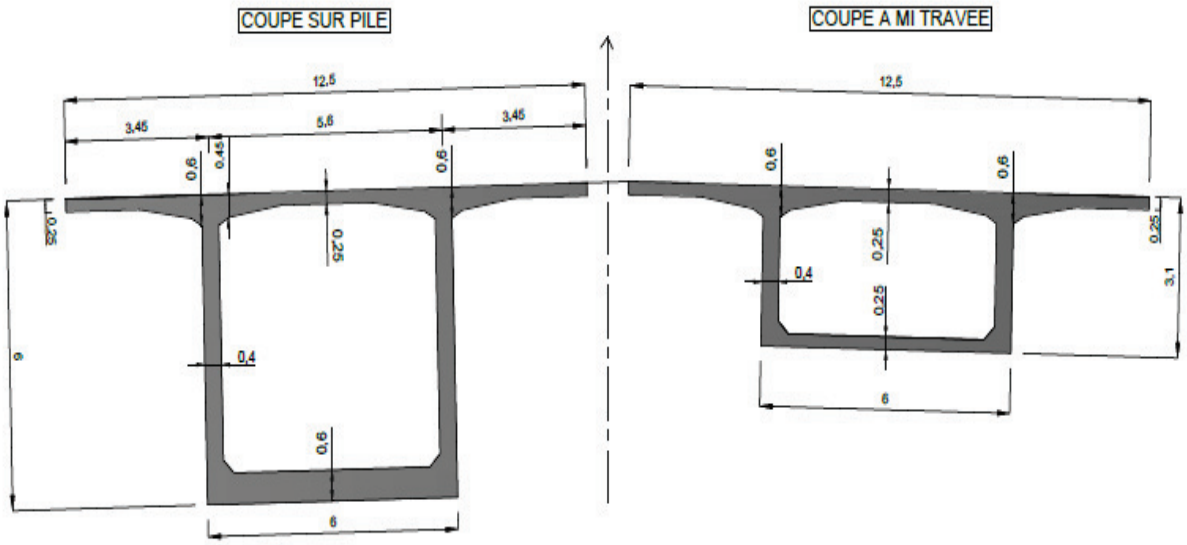


Figure IV.9.Section transversale sur pile et sur clé.

IV.6. LES EQUIPEMENTS

Les équipements sont des éléments du pont qui n'ont pas une importance mécanique c'est-à-dire ne collaborent pas à la résistance de l'ouvrage ; en d'autre part les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception et ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et de calcul de la structure.

La conception complète d'un ouvrage elle doit donc obligatoirement comprend le détail concernant les équipements :

IV.6.1. Revêtements du tablier

❖ **Etanchéité**

Pour protéger les armatures dans le béton -car ce dernier est n'est pas parfaitement étanche- il est donc nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toute les dalles de couvertures en béton.

Il existe des divers types d'étanchéités les choix de du type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (conditions thermo-hydrologique).

- L'étanchéité est assurée par une chape en feuille préfabriquée monocouche de 5mm d'épaisseur.

❖ **Couche de roulement**

La couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux dont l'épaisseur courant et de 7 à 8cm, et dont la masse volumique varie, selon la qualité et la compacité entre 2.2 et 2.5 t/m3.

- Une couche de roulement en béton bitumineux de 7.5cm d'épaisseur est prévue en phase définitive sur le tablier du viaduc.

IV.6.2. Trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les usagers en les isolant, en général par simple surélévation de 10 à 20 cm, ils doivent aussi de largeur convenable pour permet la circulation des piétons (≥1m), il existe de divers types de trottoir.

- Un bord extérieur de 1,2m de largeur dans lequel est implanté un trottoir abritant les gaines techniques, un garde de corps pour les piétons, et une barrière normale de type BN4.

IV.6.3. Dispositifs de retenue

Les dispositifs de retenue sont les équipements, placés sur les bords latéraux des ponts, destiné à retenir des piétons ou des véhicules en perdition.

Pour les garde-corps en plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique (surtout en milieu urbain), leur conception doit respecter les prescriptions du RCPR (règlement algérien des charges et surcharges sur les ponts routiers).

- La chaussée de chaque tablier est bordée de chaque côté par une barrière normale de type BN4, prolongée sur les culées afin d'assurer une transition avec une glissière GS2, conformément aux dispositions de la norme NF P 98-433 (juin 1993).
- Un garde de corps piétons est disposé sur le côté extérieur du trottoir.
- On prévoit une corniche en pièce de béton préfabriqué aux bords extérieurs des tabliers.

IV.6.4. Recueil des eaux – Assainissement

- Les eaux pluviales seront recueillies sur l'ouvrage par l'intermédiaire d'entonnoir disposé au pied du trottoir et connecté à un conduit d'eau de 200mm de diamètre assurant l'évacuation de l'eau jusqu'à la culée inférieure.

IV.6.5. Appareils d'appui

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

- L'ouvrage repose sur des appareils d'appui à pot. Des points de vérinage sont prévus sur les chevêtres pour permettre leur remplacement.

IV.6.6. Joints de dilatation

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

- Le tablier de l'ouvrage est pourvu de joints de dilatation à ses deux extrémités.

IV.6.7. Amortisseurs sismiques

- Des amortisseurs visqueux de type Isosism® FVD sont installés sur la culée.

IV.7. CONCLUSION

Tous les éléments de tablier sont pré dimensionné et ces caractéristiques sont bien définie et calculée on peut maintenant les utiliser pour avancer dans le calcul.

Les caractéristiques géométriques ont été calculées manuellement en se basant sur les équations paraboliques définissant les variations de chaque élément.

CHAPITRE V CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

V.1. INTRODUCTION

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Le présent chapitre est réservé à la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage, ainsi que les charges à appliquer pour le calcul.

V.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le calcul de structure sera effectué conformément aux :

1. 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 ;
2. 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 ;
3. **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
4. **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
5. **Fascicule 62 -** Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;

V.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

V.3.1. Béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée "f_{c28}"elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Tableau V.1. Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure	
		Pile/Culée	Fondations
f_{c28}	40	35	30
Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350	350
$f_{t\,28}$	3	2.7	2.4

NB : La densité du béton armé est de 24.5 kN/m^3.

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours notée « f_{t28} » est conventionnellement définie par la relation suivante :

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{c28}$ (MPa).

V.3.2. Armatures

V.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- ✓ La limite d'élasticité : **fe = 500 Mpa**
- ✓ Coefficient de fissuration **η=1.6** (fissuration préjudiciable)
- ✓ Coefficient de scellement **Ψ_s=1.5**
- ✓ Modules de la déformation élastique : **Es = 2. 10^5 MPa**
- ✓ Poids volumique : **ν = 78,5 kN/m3**
- ✓ Enrobage minimale : **c=40 mm**

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendantes sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12m.

V.3.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **T15.7 nus TBR** (très basse relaxation), classe **1860**.

- ✓ Type de toron : **T15s**
- ✓ Résistance ultime : **$f$prg = 1860 MPa**
- ✓ Limite élastique : **$f$peg = 1 640 Mpa**
- ✓ Contrainte maximale à la mise en tension $f_{p,0}=min\ (0{,}8\times f_{pk}\ ;0{,}9 f_{p0,1\%}) = 1476\ MPa$
- ✓ Module d'élasticité : **Ep = 195 000 MPa**
- ✓ Section droite d'un toron : **Ap 1toron = 150 mm²**
- ✓ Section d'un câble : **Ap = 1 668 mm²**
- ✓ Diamètre du gain : **Φ = 80 mm**
- ✓ Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- ✓ Coefficient de Recul d'encrage **g = 2 mm**

Avec :

$f$peg : limite élastique conventionnelle à 0,1%.

$f$prg : contrainte de rupture garantie.

V.3.3. Les contraintes admissibles

V.3.3.1. Béton

V.3.3.1.1 . Contrainte admissible à la compression

- ❖ **A l'ELU**

$$f_{bu} = 0{,}85\ f_{cj} / \theta.\ \gamma_b \quad \text{(MPa)}.$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

❖ **A l'ELS**

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

Tableau V.2.Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	
				Pile / culée	Fondations
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	22.67	19.83	17
		$\gamma_b = 1,15$	34.78	30.43	26.08
ELS	f_{bc} (MPa)		24	21	18

V.3.3.1.2 . Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton "Eij" définit par les règles B.P.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée du béton pour < 24h :

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

- Module de déformation sous chargement de langue durée :

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

Tableau V.3.Modules de déformation longitudinal

Elément structural	Classe	f_{c28} (MPa)	$E_{i,28}$ (MPa)	$E_{v,28}$ (MPa)
Tablier	B40	40	37600	12600
Pile/culée	B35	35	36000	12500
Fondations	B30	30	34200	11500

V.3.3.2. Armatures

V.3.3.2.1 . Contrainte limite de traction

Tableau V.4.Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure	
				Pile/culée	Fondations
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434.78	434.78	
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500	
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6		250	250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ 0,4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6		200	200	200

V.3.3.2.2 Classe de justification de la précontrainte

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

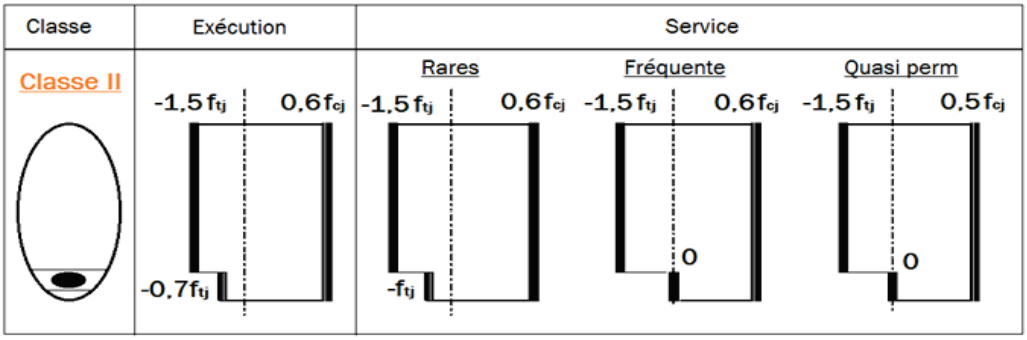


Figure V.1.Limitation des contraintes des sections en B.P.

V.4. EVALUATION DES ACTIONS

V.4.1. Evaluation des actions hors trafic

V.4.1.1. Actions permanentes

❖ **Poids des voussoirs**

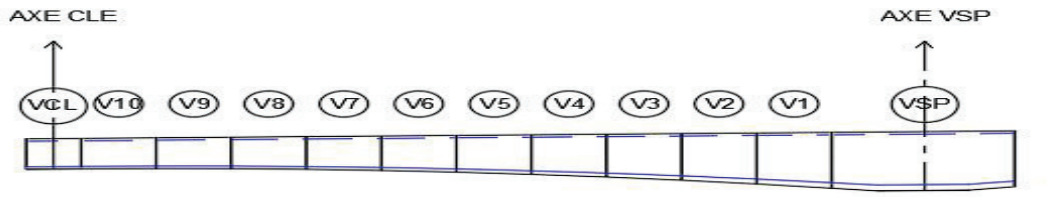


Figure V.2.Découpage des voussoirs d'un demi-fléau.

Tableau V.5.Estimation du poids total des voussoirs.

Poids Voussoirs d'un Fléau			
N° voussoir	**L voussoir (m)**	**Section (m^2)**	**Poids (KN)**
½ VSP	5	11.45	1431.44
V01	4.1	10,52	1077,84
V02	4.1	9,90	1015,11
V03	4.1	9,33	956,48
V04	4.1	8,86	908,10
V05	4.1	8,47	868,33
V06	4.1	8,13	833,48
V07	4.1	7,88	808,06
V08	4.1	7,68	786,74
V09	4.1	7,57	775,62
V10	4.1	7,54	772,85
VCL	3	7,54	565,50
VSC	12.5	7.54	2356.25
Poids total du demi-fléau	10 516,79		
Poids total du tablier Gpv	**44 23,39**		

❖ **Les compléments de charges permanentes CCP**

Tableau V.6.Estimation du poids dû aux CCP.

Elément	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Etanchéité (Ep 5mm)	12.8	0.68	144.16
Couche de roulement (Ep 7.5cm)	24	19.26	4083.12
Trottoir	25	12.485	2646.82
Barriere de sécurité type BN4	/	0.65	137.8
Garde corp	/	0.35	74.2
Corniche préfabriquée en BA	25	5.15	1091.8
Collecteur des eaux	/	0.75	159
Poids CCP G_{CCP}	**8336.9**		

- **Poids total du tablier : G_{total}=Gpv+G_{CCP}=** 44 423,39+8336.9=**52760.29 kN**

V.4.1.2. Action thermique

V.4.1.2.1 . Variations uniformes

En Algérie du nord, on adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C.

T_{moy} = 35-15=20°C

V.4.1.2.2 . Gradient thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le **tableau 3.2 -RCPR,** en phase de construction ΔT (ΔΘ) = ± 12°C et en phase de service ΔT (ΔΘ) = ± 7°C.

V.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

V.4.2.1. Système de charge à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes : :

- ✓ Système de charge routière type **A(l)** ;
- ✓ Système de charge routière type **B (Bc, Bt)** ;
- ✓ Système de charge militaire **Mc 120** ;
- ✓ Convoi exceptionnel **D240** ;
- ✓ Convoi exceptionnel **D280 ;**
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.

V.4.2.2. Caractéristiques du pont

❖ **Largeur roulable**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. L_R =10.7

❖ **Largeur chargeable**

Elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue). $L_C = L_R - 2(0.5)$ =9.7m

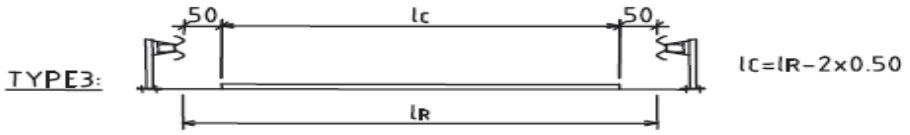


Figure V.3.Largeur roulable et chargeable (RCPR. Fig. 4.1).

❖ **Nombre de voies et la largeur d'une voie**

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

N=Lc/3 ⟶ N= 9.7/3=3.23 ⟶ **N=3 voies**

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

V=Lc/3 ⟶ **V=3.23m**

Tableau V.7.Caractéristiques du pont.

Largeur roulable	**10.7 m**
Largeur chargeable	**9.7 m**
Nombre de voie	**3**
Largeur d'une voie	**3.23 m**

❖ **Classe du pont**

Les ponts routes sont classés en 3 classes ; selon la largeur roulable et leur destination, le tableau suivant résume les caractéristiques de chaque classe de ponts :

Tableau V.8.Les classes des ponts routes.

Classe du pont	Description
1ère Classe	**$L_R \geq 7m$**
2ème Classe	$5,50\ m < L_R < 7m$
3ème Classe	$L_R \leq 5,50\ m$

L_R=10.7 > 7m donc notre ouvrage est de **1ère classe.**

❖ **Les cas de chargement**

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

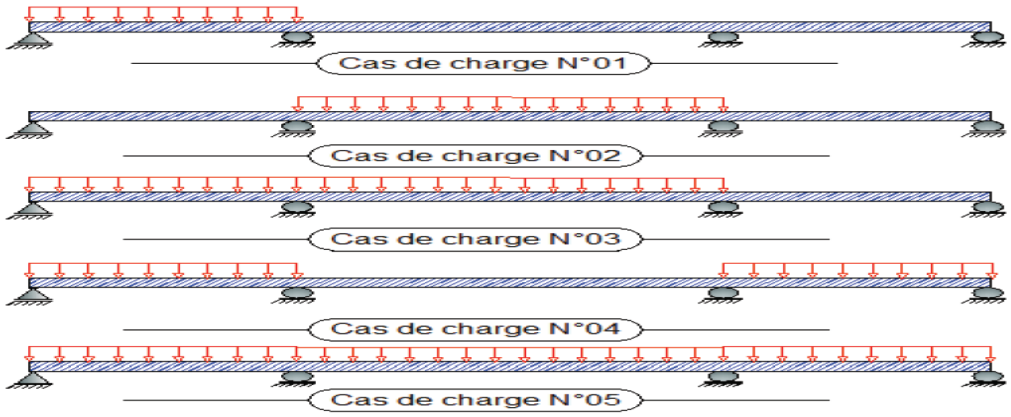


Figure V.4.Les 5 cas de chargement possibles

V.4.2.3. Système de charge A

La charge A(l) (kN/m^2) est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2{,}30 + \frac{360}{L + 12} \qquad A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0{,}002L \end{cases}$$

Avec :

L : la longueur chargée du tablier en (m).

- En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients **a_1** du tableau suivant :

Tableau V.9.Coefficient a1.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
1	**1**	**1**	**0,9**	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

- La charge A_1 Obtenue est multipliée par un coefficient **$a_2 = v_0/v$**, v étant la largeur d'une voie et, v_0= 3.50m.
- La charge $A_2 = a_2 A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10.Valeurs de A(l) pour les 5 cas possibles.

Cas de charge	L(m)	A(l) (KN/m2)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	58.5	7.41	25,92	51,84	69,99
Cas 2	95	5.66	19,82	39,65	53,53
Cas 3	153.5	4.48	15,66	31,33	42,29
Cas 4	117	5.09	17,82	35,63	48,11
Cas 5	212	3.91	13,67	27,35	36,92

V.4.2.4. Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- ✓ Le système **B_c** qui se compose de camions types (300 kN) ;
- ✓ Le système **Br** se compose d'une roue isolée ;
- ✓ Le système **B_t** se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » ;

V.4.2.4.1 . Système de charge Bc / Article 4.5.1 RCPR

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **B_c** prise en compte est multipliée par le coefficient **b_c**, donné par le tableau au-dessous.

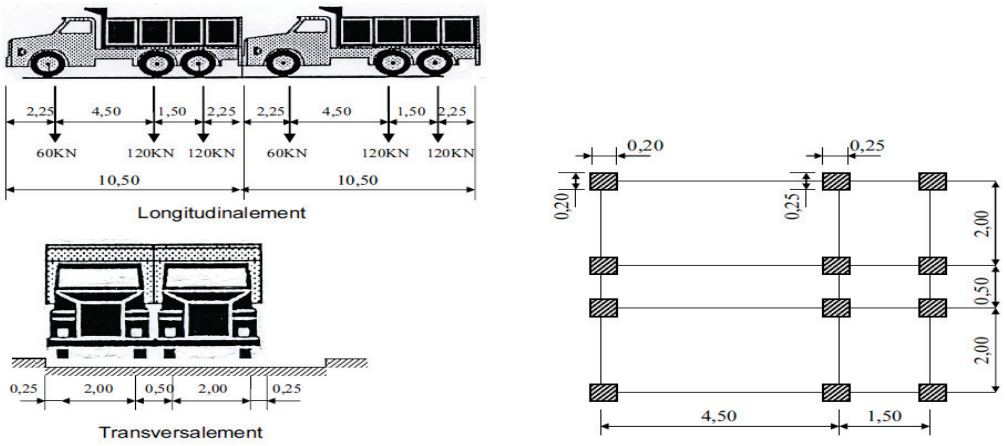


Figure V.5.Système de chargement Bc.

Tableau V.11.Les valeurs de bc.

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

Tableau V.12.Valeurs obtenues sous système de charge Bc.

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	**1710**

V.4.2.4.2 . Système de charge Br / Article 4.5.2 RCPR

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.

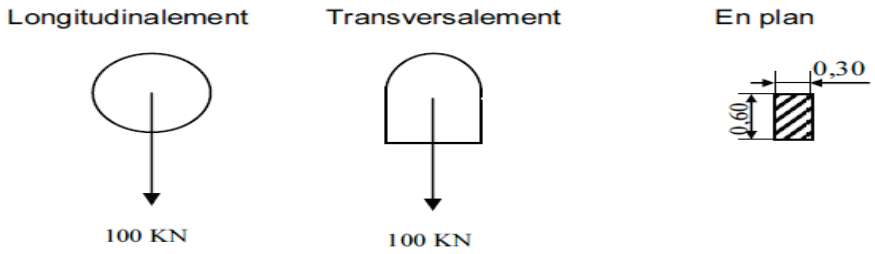


Figure V.6.Systeme de chargement Br.

V.4.2.4.3 . Système de charge Bt / Article 4.5.3 RCPR

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système $\mathbf{B_t}$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_t}$.

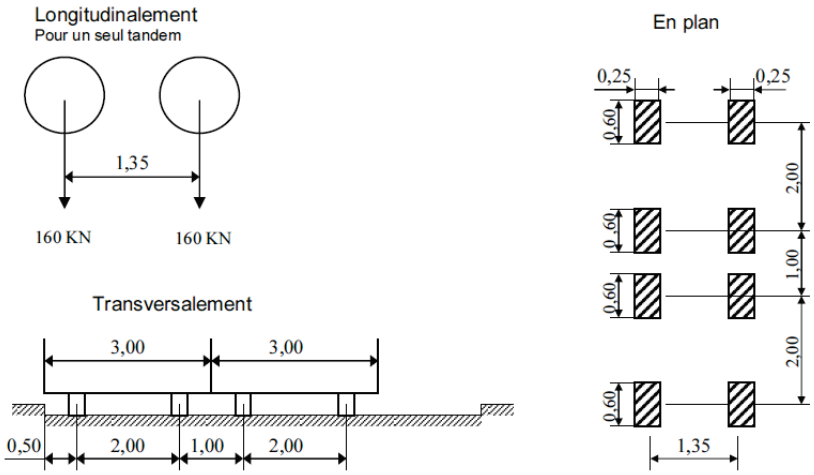


Figure V.7.Systeme de chargement Bt.

Tableau V.13.Valeurs de bt.

Classe de pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Tableau V.14.Valeurs obtenues sous système de charge Bt.

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3 - 4	640	1,2	**768**

V.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique

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

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

Avec

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.15.Les valeurs de δ.

Système de charge B	L(m)	G(KN)	S (KN)	δ
Bc	58.5	12470.0	1710	1.051
Bt	58.5	12470.0	768	1.041

V.4.2.6. Efforts de freinage

❖ **Système de charge Bc**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système **Bc** se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

❖ **Système de charge A**

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

$$F = \frac{A.S}{20 + 0{,}0035 \times S}\ (kN)$$; **S** : surface chargée en (m^2).

Tableau V.16.Valeurs de l'effort de freinage sous système de charge A pour les 5 cas de chargement.

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
Cas 1	567,45	7,22	186,23
Cas 2	921,50	5,52	218,96
Cas 3	1488,95	4,36	257,49
Cas 4	1134,90	4,96	234,79
Cas 5	2056,40	3,81	**287,81**

➔ $F_{max\text{-}3voies}$ **=287,81 KN**

V.4.2.7. Charges militaires : Mc 120

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient **δ**, qui est égal **1.043.**

Tableau V.17.Valeur de δ pour système de charge Mc120.

Système de charge Mc120	L(m)	G(KN)	S (KN)	δ
	58.5	12470.0	1100	1.044

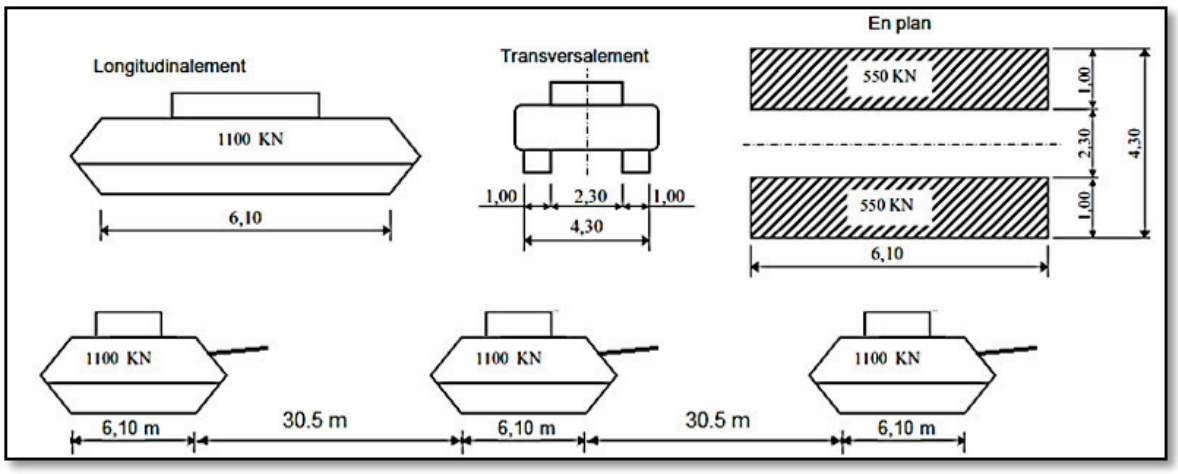


Figure V.8.Convoi de charge Mc 120.

V.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240

Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges), Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

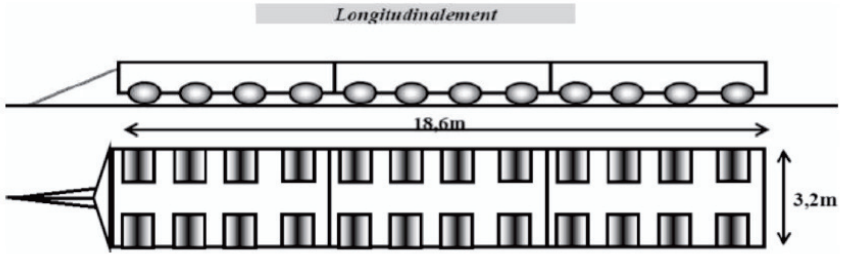


Figure V.9.Convoi exceptionnel D240.

V.4.2.9. Convoi exceptionnel : D280

Le convoi type D280 comporte deux remorques supportant chacune 1400 KN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.30 m de large et 11 mètres de long, la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

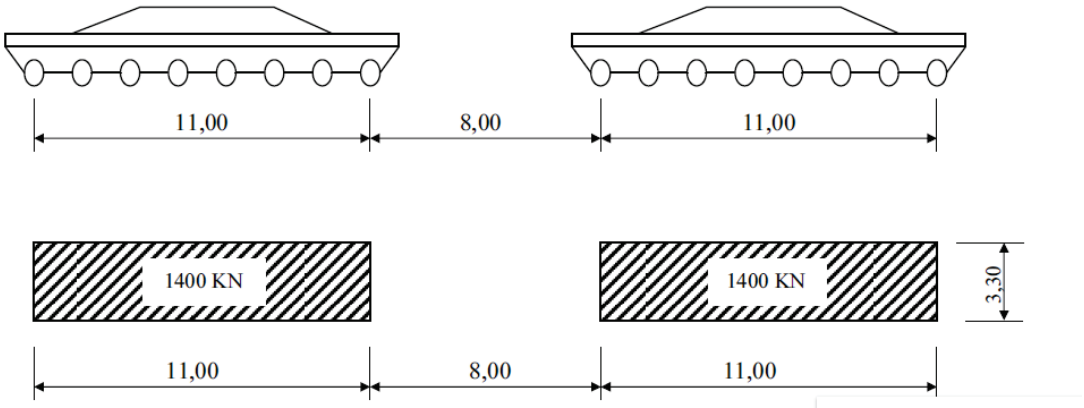


Figure V.10. Convoi exceptionnel D280.

V.4.2.10. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de **1,5 KN/m²** réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

V.5. CONCLUSION

A travers ce chapitre on a pu définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

CHAPITRE VI ETUDE LONGITUDINALE

VI.1. INTRODUCTION

En générale, le fonctionnement d'un tablier de pont est d'abord étudié dans le sens longitudinal, puis on s'intéresse au sens transversal pour mieux apprécier son comportement.

Les ponts construits en encorbellements successifs font partie des ouvrages, dont le dimensionnement et la justification doivent tenir compte de différentes phases de construction, ce qui constitue un volume de calcul important et souvent avec des résultats peu fiables. Donc le recours aux méthodes numériques est indispensable afin de bien réaliser notre étude, pour cela nous utiliserons le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional** conçu spécialement pour l'étude et le dimensionnement de différentes structures de génie civil.
La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés en phase de construction puis en phase de service.

VI.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

VI.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau

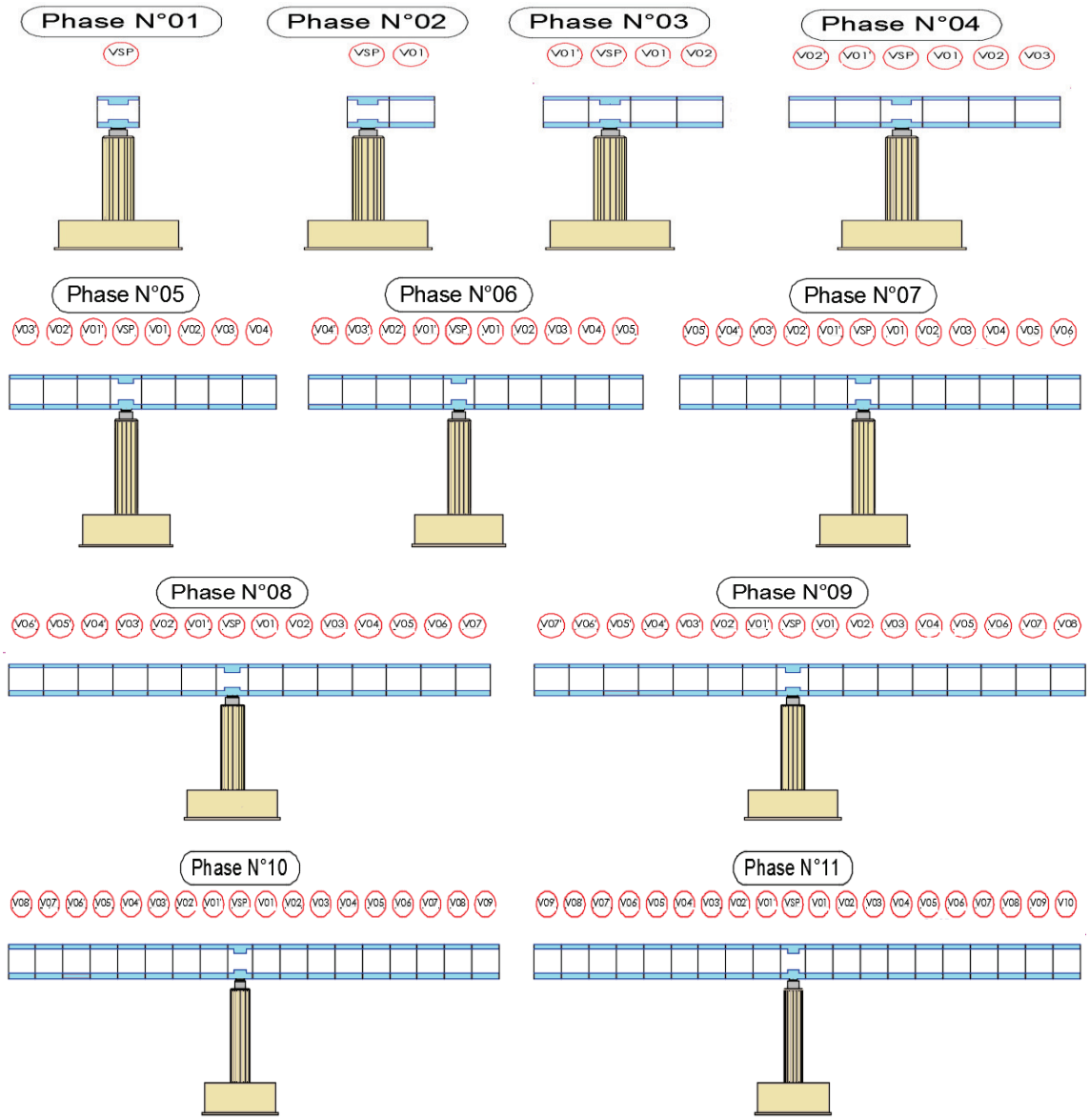


Figure VI.1.Cheminement de la réalisation d'un fléau.

VI.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont celle d'une situation d'exécution les charges à prendre en compte sont définies par les documents **SETRA** dont, les charges permanentes et les charges d'exécution connues Q_{PRC} ou aléatoires Q_{PRA}. Des situations accidentelles sont aussi à envisagées.

VI.2.2.1. Poids propre du fléau

Tableau VI.1.Poids des voussoirs d'un demi fléau.

N° voussoir	Poids (KN)
½ VSP	1431.44
V01	1077,84
V02	1015,11
V03	956,48
V04	908,10
V05	868,33
V06	833,48
V07	808,06
V08	786,74
V09	775,62
V10	772,85

Tableau VI.2.Poids du demi-fléau pour chaque phase de construction.

N° de phase	Poids (KN)
Phase 02	2509.28
Phase 03	3524.39
Phase 04	4480.87
Phase 05	5388.97
Phase 06	6257.7
Phase 07	7090.78
Phase 08	7898.84
Phase 09	8685.58
Phase 10	9461.2
Phase 11	10234.05

Le poids du demi- fléau situé du côté de déséquilibre est majoré de 2%, alors que le poids de son symétrique est minoré de 2%.

$$G_{max} = G \times 1{,}02 \qquad G_{min} = G \times 0{,}98.$$

VI.2.2.2. Charges d'exécution

On distingue deux types :

VI.2.2.2.1. Charges de chantier connues

Dans notre cas les voussoirs sont coulés sur place donc la charge est celle de l'équipage mobile utilisé.

Le poids de l'équipage mobile NRS JS utilisé pour notre ouvrage : $Q_{PRC1} = 460\ kN$

Cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% de l'autre côté de l'ouvrage.

$Q_{PRC1\ Max}$ **= 487.6 KN**

$Q_{PRC1\ Min}$ **= 441.6 KN**

VI.2.2.2. Charges de chantier aléatoires

- ✓ Une charge répartie : Q_{PRA1} **= 0,2 KN/m² = 2.5 KN/m** sur un demi-fléau dans les cas courants, cette charge qui inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé, s'applique sur les voussoirs terminés et équipage mobile.
- ✓ Une charge concentrée : Q_{PRA2} **= (50+ 5B) = 50 + 5×12.5 = 112.5 KN** appliquée en bout du fléau à l'extrémité du l'avant dernier voussoir (B : désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson) cette charge correspond aux matériaux stockés sur le tablier (rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (compresseurs) et également aux personnels.

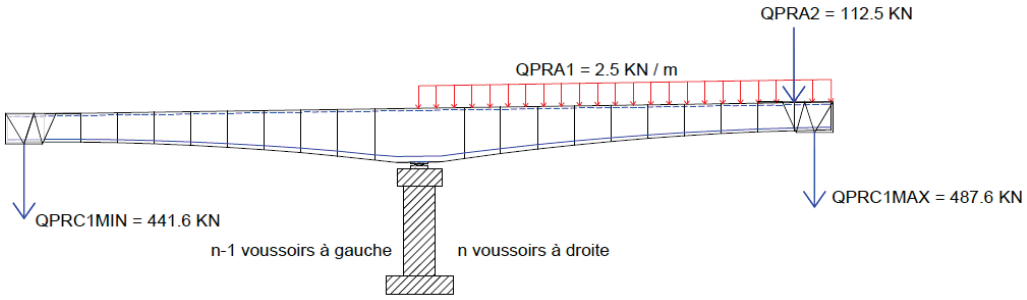


Figure VI.2.Situation temporaire à considérer en construction.

VI.2.2.3. Actions accidentelles

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage Q_{PRC1} **max**

F_A = - 487.6 KN.

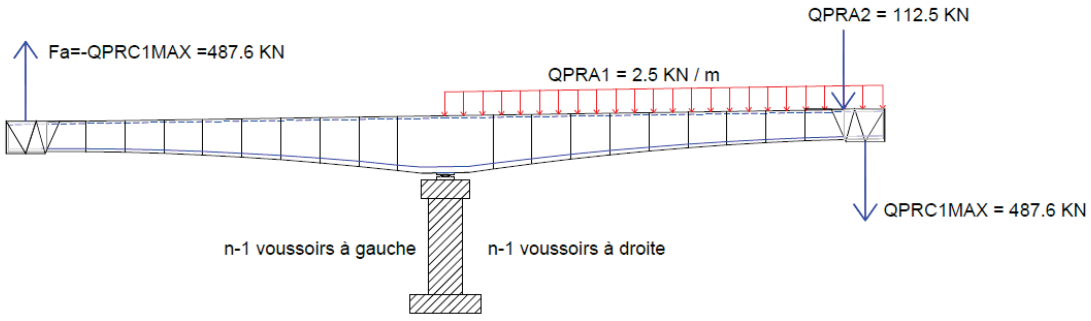


Figure VI.3.Situation accidentelle à considérer.

VI.2.3. Combinaisons d'action

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin, ou avec la partie coulée sur cintre. L'accident à éviter à ce stade est le basculement du fléau sur la pile.

Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager.

VI.2.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

Pour les ouvrages coulés en place. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire ou à donner lieu à un vidange de l'équipage provoquer par un défaut du béton.

Il est indispensable de prendre en compte systématiquement ce déséquilibre même si la cinématique de pose ou de bétonnage prévoit des opérations simultanées, le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

Combinaison A1 :1,1 (G max + G min) + 1,25($Qprc_{1\ max}$ + $Qprc_{1\ min}$) + 1,25($Qpra_1$ + $Qpra_2$)
Combinaison A2 : 0.9 (G max + G min) + 1,25($Qprc_{1\ max}$ + $Qprc_{1\ min}$) +1,25 ($Qpra_1$ + $Qpra_2$)

VI.2.3.2. Combinaisons accidentelles de construction (type B)

La situation correspond à la chute d'un équipage mobile, donc l'ouvrage doit pouvoir résister à cette chute.
Les combinaisons d'actions à considérer sont :

Combinaison Bl : 1,1 (G max + G min) + $Qprc_{1\ max}$ + FA + ($Qpra_l$ + $Qpra_2$)
Combinaison B2 : 0.9 (G max + G min) +$Qprc_{1\ max}$ + FA + ($Qpra_l$ + $Qpra_2$)

VI.2.4. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

❖ **Combinaison fondamentale**

Tableau VI.3.Evaluation des efforts en situation fondamentale.

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Axe VSP	276816,00	12301	233028.58	10227.43
Fin VSP	219346,00	10694.09	185202.85	8909.39
Fin V01	178009,00	9470.31	150731.74	7905.78
Fin V02	141534,00	8322.35	120248.23	6964.22
Fin V03	109642,00	7234.88	93523.68	6072.14
Fin V04	82083,00	6208.35	70354.45	5229.92
Fin V05	58644,00	5225.60	50564.89	4423.52
Fin V06	39151,00	4283.02	34014.18	3649.99
Fin V07	23450,00	3376.10	20575.14	2905.64
Fin V08	11429,00	2487.68	10156.91	2176.42
Fin V09	3020,00	1614.17	2703.48	1459.40
Fin V10	0	0	0	0

❖ **Combinaison accidentelle**

Tableau VI.4..Evaluation des efforts en situation accidentelle.

Phase	Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Axe VSP	232207.17	11271.55	195222.01	9352.20
Fin VSP	179880.22	9667.21	151764.64	8037.28
Fin V01	142748.16	8445.99	120863.93	7036.24
Fin V02	110467.65	7300.60	93940.30	6097.24
Fin V03	82759.24	6215.69	70765.14	5207.72
Fin V04	59374.05	5191.72	51134.78	4368.06
Fin V05	40097.38	4211.53	34873.59	3564.23
Fin V06	24757.13	3271.52	21840.74	2793.26
Fin V07	13197.84	2367.16	11909.05	2051.47
Fin V08	5308.49	1481.31	4987.68	1324.81
Fin V09	1020.59	610.35	1020.59	610.35
Fin V10	0	0	0	0

NB : Les moments pour chaque phase de construction pour les différentes combinaisons sont mentionnés dans l'**ANNEXE B**

VI.2.5. Stabilisation du fléau avec précontrainte de clouage

Parmi les méthodes qui sont utilisées pour la stabilité du fléau c'est la stabilité du fléau par les câbles de clouages.

VI.2.5.1. Calcul du nombre de câbles

Pour calculer le nombre de câbles en phase de construction, on utilise les sollicitations

M et **N** résultantes des combinaisons **A** et **B**, avec **e** la distance entre axes des deux cales

Provisoires.

On commence par le calcul de l'excentricité $\frac{e}{2}$ et le rapport $\frac{M}{N}$

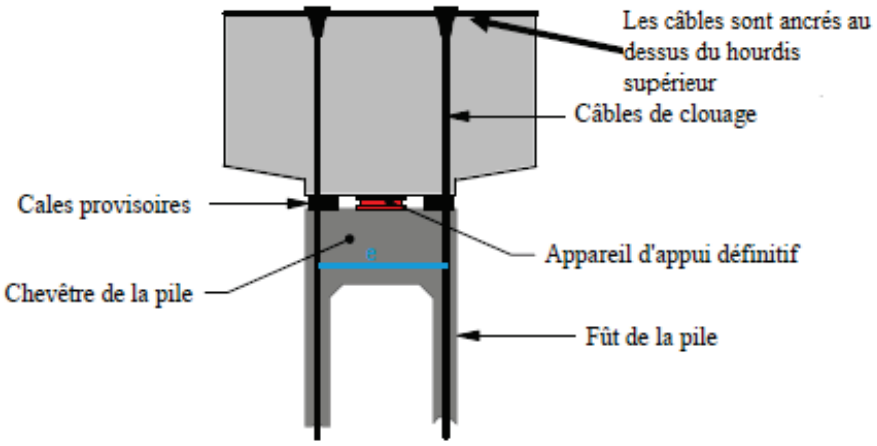


Figure VI.4.Stabilité du fléau avec clouage.

- Si $\frac{M}{N} < \frac{e}{2}$: le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires, on les dispose pour des raisons de sécurité, au minimum de deux paires de câbles.
- Si $\frac{M}{N} > \frac{e}{2}$: les câbles de clouage sont nécessaires pour équilibrer le fléau,

Le nombre de câble est calculé par cette formule :

$$n = \frac{\Delta M/e - \Delta N/2}{(1-\rho)F_{p0}}$$

ρ : L'estimation initiale des pertes **9%**

F_{p0} : Effort de précontrainte d'un câble de 12T15s classe 1860.

F_{p0} =min (0.8 Fprg, 0.9 Fpeg) x S Avec **S**=12x150=1800mm^2 **F_{p0} = 2656.8 KN.**

Tableau VI.5.Calcul de nombre de câbles de clouage.

Combinaison	ΔM_{max} sur pile (KN.m)	ΔN_{max} sur pile (KN)	$\frac{\Delta M}{\Delta N}$ (m)	$\frac{e}{2}$ (m)	Nbr de câbles
A1	57470	22996.02	2.49	1.9	1.46
A2	48861.73	19077.82	2.56	1.9	1.37
B1	58195.98	20926.42	2.78	1.9	2
B2	56745.58	17162.99	3.3	1.9	2.627

Donc nous optons pour un nombre pair de câble ,8 câbles de 12T15s avec une disposition de quatre câbles dans chaque côté.

VI.2.5.2. Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale. Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte f_{cf}.

La combinaison prise en considération pour le dimensionnement de la surface des cales est celle de la situation accidentelle, qui donne des réactions maximales dans les appuis provisoires.

$$f_{cf} = f_{cj} \times (1 + 2 \times \rho_t \frac{f_e}{f_{cj}})$$

ρ_t : le pourcentage d'acier dans un noyau fretté < 4%

Pour un ρ_t de 2% f_{cf}=60 MPa.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites de calcul pour éviter le fendage de la pile :

Tableau VI.6.Valeurs limite de la contrainte de compression.

Types de combinaisons à l'ELU	$f_{c\,lim}$
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0,61 à 0,65 f_{cj}
Combinaison fondamentale avec actions variables	0,72 à 0,75 f_{cj}
Combinaisons accidentelles	0,94 à 0,98 f_{cj}

Donc on prend $f_{c\,lim} = 0.96\ f_{cj}$ $f_{c\,lim} = 38.4$ MPa.
La contrainte à ne pas dépasser $f_{c\,Max} = \min(f_{c\,lim}, f_{cj}) = 38.4$ MPa.
On a deux cales par ligne d'appuis, d'où :

$$\mathbf{S = 2 \times a \times b = \frac{R}{f_{c\,Max}}} \text{ Avec : } \mathbf{R = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + F_i} \text{ et } \mathbf{F_i = (1 - \rho) \times n \times F_{p0}}$$

- **Application Numérique :**

$F_{p0} = 2656.8$ KN, $\rho = 9\%$, n=4 câbles (un seul côté), e=3.8m

$\Delta M = 58195.98$ KN.m, $\Delta N = 20926.42$ KN

$F_i = 9670.75$ KN

R=35448.69 KN

S=0.923 m^2

Donc on prend 4 cales de dimension (1x0.5) m^2.

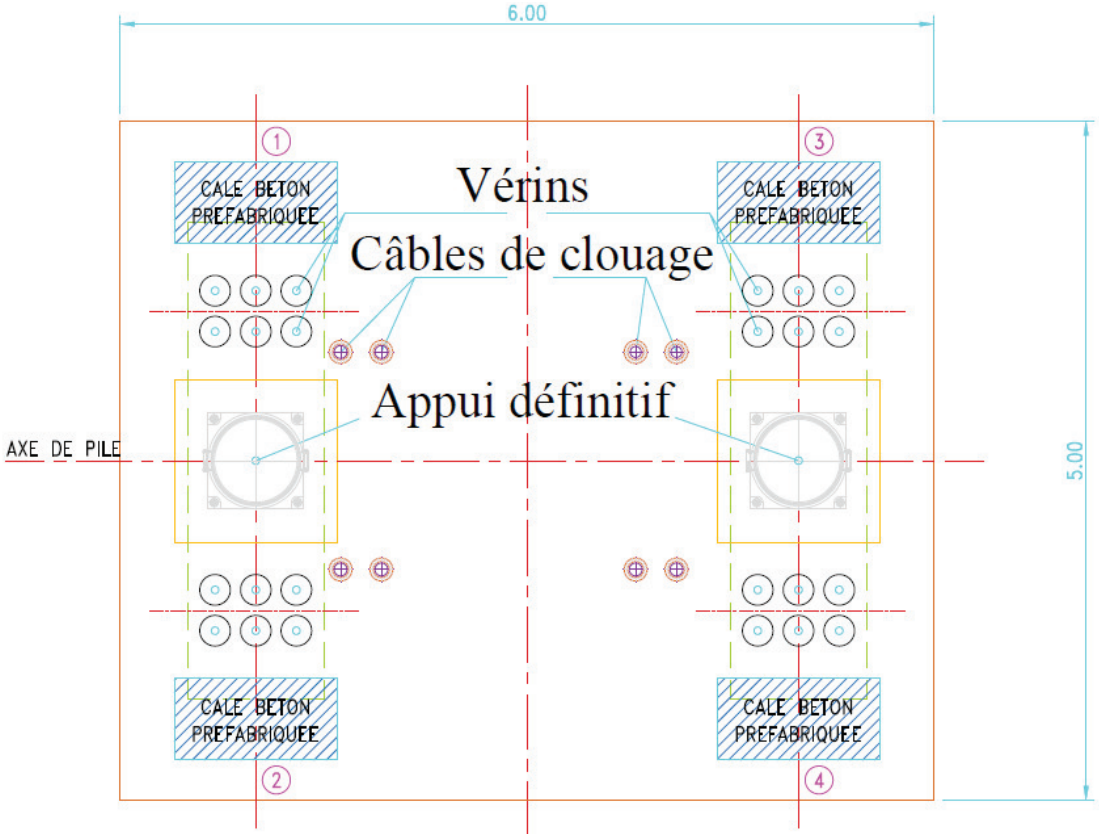
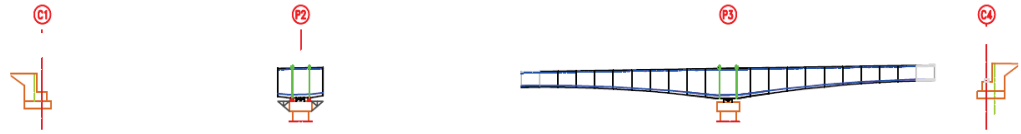
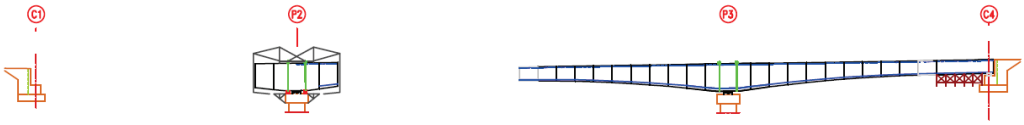


Figure VI.5.Aménagement des têtes de piles en phase de construction.

VI.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

VI.3.1. Phases de réalisation du tablier

Tableau VI.7.Phasage de construction du tablier.

Phase 01	Coulage du VSP pour la pile N°03 et la mise en œuvre de la précontrainte de clouage 
Phase 02	Installation de l'équipage mobile et coulage du premier segment du fléau 
Phase 03	Disposition du reste des voussoirs du fléau et coulage du VSP de la pile N°02 et la mise en œuvre de sa précontrainte de clouage. 
Phase 04	Coulage du 1er segment du 2ème fléau et coulage du VSC par cintrage au sol 
Phase 05	Disposition du reste des voussoirs pour le 2ème fléau 
Phase 06	Coulage du VSC par cintrage au sol 
Phase 07	Enlèvement des câbles de clouages et clavage de la travée centrale 

VI.3.2. Modélisation

Modéliser une structure consiste à l'idéaliser en un système d'éléments appropriés et qui permettent d'analyser le comportement avec une précision suffisante et un volume de calcul raisonnable.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La déclaration des lignes de construction
- La déclaration des nœuds
- Relier les nœuds par des éléments rectilignes (Barre).
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
- Définition et affectation des différentes sections.
- Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

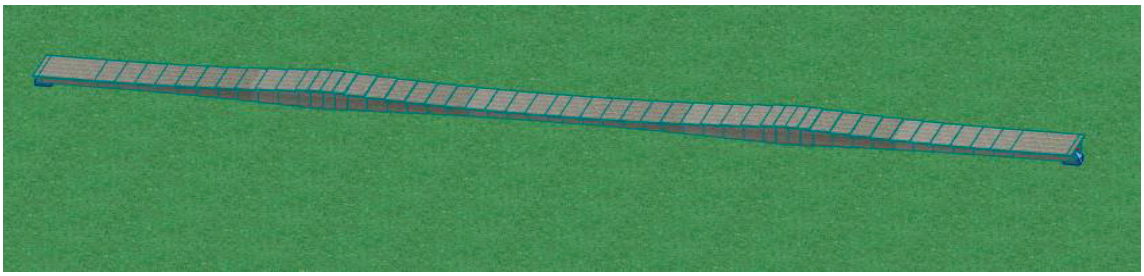


Figure VI.6.Modele de calcul.

VI.3.3. Combinaisons d'action

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

Tableau VI.8.Combinaisons de charge en phase de service à l'ELU.

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240	D280	St
ELU	COMB 1	**1,35**	**1,6**	0	0	0	0	0	**1.6**
	COMB 2	**1,35**	0	**1,6**	0	0	0	0	**1.6**
	COMB 3	**1,35**	0	0	**1,6**	0	0	0	**1.6**
	COMB 4	**1,35**	0	0	0	**1,35**	0	0	0
	COMB 5	**1,35**	0	0	0	0	**1,35**	0	0
	COMB 6	**1.35**	0	0	0	0	0	**1.35**	0

Tableau VI.9.Combinaisons de charge en phase de service à l'ELS.

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240	D280	St
ELS	COMB 1	**1**	**1,2**	0	0	0	0	0	**1**
	COMB 2	**1**	0	**1,2**	0	0	0	0	**1**
	COMB 3	**1**	0	0	**1,2**	0	0	0	**1**
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0	0	0
	COMB 5	**1**	0	0	0	0	**1**	0	0
	COMB 6	**1**	0	0	0	0	0	**1**	0

VI.3.4. Résultats

Le logiciel de calcul utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

Après avoir procéder au calcul de la structure à E.L.U et à E.L.S, les résultats à prendre en compte sont celle du CP et du CCP ainsi que des surcharges les plus défavorables.

- Les figures suivantes représentent les efforts les plus défavorables :

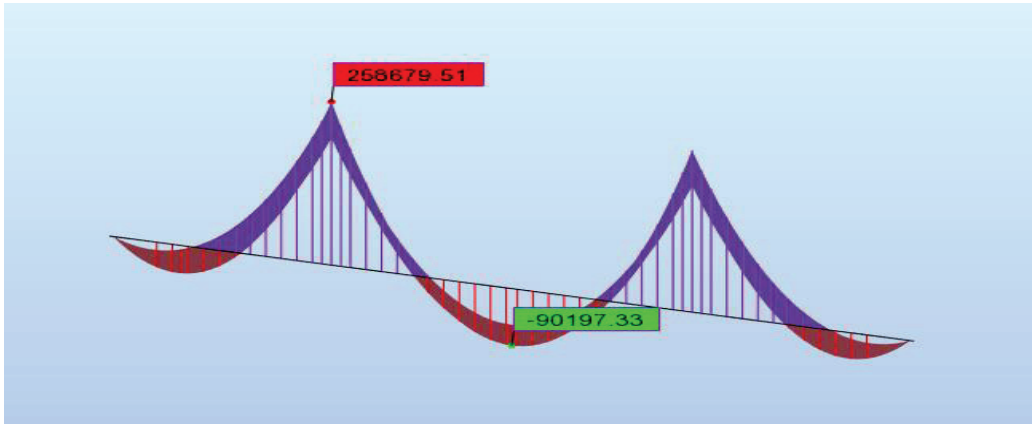


Figure VI.7.Moment Max à l'ELS (G+1.2Al+St)

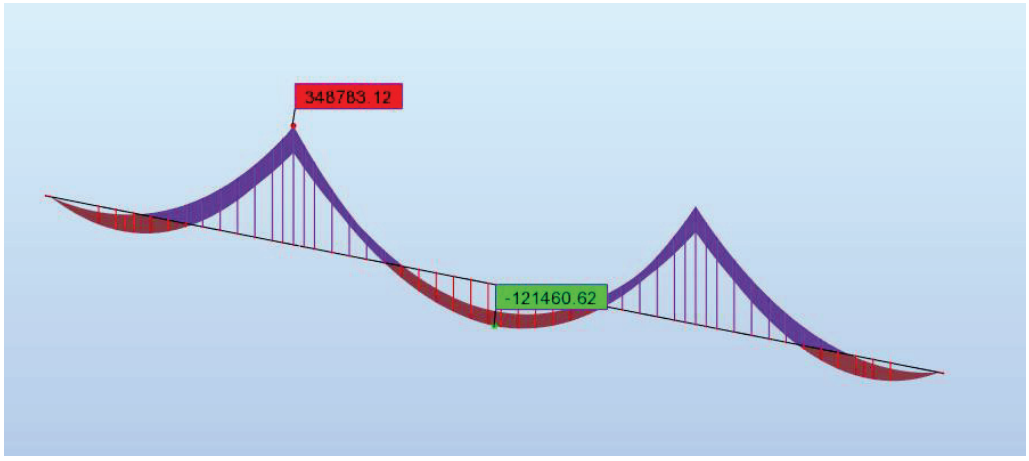


Figure VI.8.Moment Max à l'ELU (1.35G+1.6(AL+St))

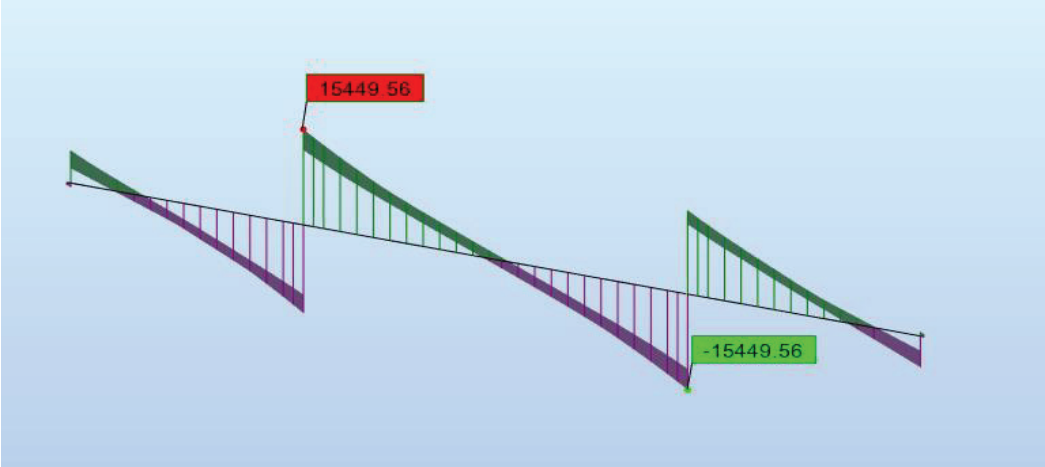


Figure VI.9.Effort tranchant Max à l'ELS (G+1.2Al+St)

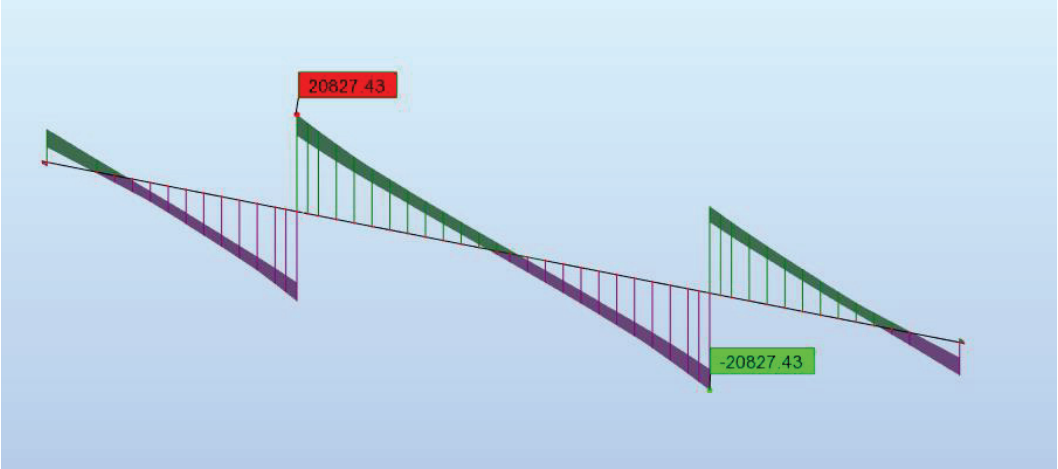


Figure VI.10.L'effort tranchant à l'ELU (1.35G+1.6(AL+St))

VI.4. CONCLUSION

On a donc procédé dans ce chapitre au calcul des sollicitations dues aux charges permanentes, aux surcharges routières à l'aide du logiciel. Toutes les sollicitations étant connues à travers les combinaisons d'actions que nous avons définies plus haut, on étudiera la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.

CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs est assurée par deux familles de câbles : « les câbles de fléau et les câbles de continuité ».

- Les câbles de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction, Ces câbles de fléau sont dimensionnés :

- ✓ En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges de chantier.
- ✓ En service, pour participer, avec les câbles de continuité extérieurs au béton, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

- Les câbles de continuités :

Ils sont enfilés au voisinage de la clef de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation, ils sont :

- ✓ Soit filants dans la membrure inférieure et ancrés dans les bossages, certains câbles sont toutefois disposés au droit de la membrure supérieure afin d'assurer la sécurité à la rupture du tablier vis-à-vis des moments fléchissant négatifs dus aux surcharges d'exploitation.
- ✓ soit relevés dans les âmes.

❖ **L'objectif de ce présent chapitre :**

- Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage.
- Calcul des pertes de précontraintes.
- Vérification des contraintes.

VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VII.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$n \geq \frac{\mathbf{P}}{\Delta \mathbf{P} \times \mathbf{P0}}$$

Avec :

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de **12T15s** peut créer, *il est estimé à ΔP=25% de perte.*

La tension d'origine : $\boldsymbol{\sigma_{p0} = \min (0{,}8\, f_{prg} ; 0{,}9\, f_{peg})}$ ➔ $\boldsymbol{\sigma_{p0} = 1476\ MPa}$

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0**

$\boldsymbol{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble12T15s}}$ **, s = 1800 mm²** ➔ $\boldsymbol{P_0 = 2.66\ MN}$

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P

Le diagramme des moments dû à l'exécution de fléau sous l'effet du poids propre et des surcharges de chantier est négatif, donc il se développe en différentes sections des tractions au niveau de la fibre supérieure et des compressions au niveau de la fibre inferieure. Les contraintes normales sont :

Fibres supérieures (traction) : $\boldsymbol{\sigma}_{sup} = \frac{MV}{I}$ Avec : $M \leq 0$

Fibres inférieures (compression) : $\boldsymbol{\sigma}_{inf} = -\frac{MV'}{I}$

Afin de remédier au problème de traction du béton au niveau de la fibre supérieure, on applique un effort de précontrainte « p » à une distance « e » du CDG de la section. Cet effort engendrera des contraintes de compression au niveau de la fibre supérieure et des contraintes de traction au niveau de la fibre inferieure.

$$\boldsymbol{\sigma}_{sup} = \frac{p}{s} + \frac{p.e.V}{I} \qquad \text{Avec : } e > 0$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{inf} = \frac{p}{s} - \frac{p.e.V\prime}{I}$$

En respectant les contraintes admissibles c.à.d. pour reprendre entièrement la traction sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées on aura :

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} + \frac{MV}{I} \geq \boldsymbol{\sigma_{bt}}^{=}$$

$$\frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} - \frac{MV'}{I} \leq \boldsymbol{\sigma_{bc}}^{=}$$

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M} \times \mathbf{v}}{\mathbf{I}}}{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}} + \frac{\mathbf{e} \times \mathbf{v}}{\mathbf{I}}} \qquad \mathbf{e = v - d}$$

P : La force de précontrainte ;

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure ;

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section ;

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité ;

M : Moment maximal dû au poids propre et surcharge ;

S : La section du voussoir sur l'axe de la pile.

$\boldsymbol{\sigma}_{bt}^{=}$ $\boldsymbol{\sigma}_{bc}^{=}$: contrainte admissible de traction et de compression respective.

Application Numérique :

M=276815.83 KN.m
(Combinaison de charge A1- Axe VSP)
d=0.13
I=66,94 m^4
S=11,68 m^2
v=2,84 m

P=58,57 MN

D'où : **n ≥ 29.39**
On prend **n = 32 câbles de 12T15s**

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation sont résumés dans le tableau ci-après.

NB : les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent.

Tableau VII.1.Estimation du nombre de câbles du fléau.

Phases	x (m)	M (KN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N° câbles	N° retenus
Axe VSP	0	276816,00	2,84	66,94	11,68	2,71	58,57	29,39	32
Fin VSP	5	219346,00	2,64	57,63	11,22	2,51	49,24	24,71	32
Fin V01	9,1	178009,00	2,33	45,00	10,52	2,20	44,09	22,13	28
Fin V02	13,2	141534,00	2,07	35,33	9,90	1,94	38,63	19,39	24
Fin V03	17,3	109642,00	1,84	27,77	9,33	1,71	32,96	16,54	20
Fin V04	21,4	82083,00	1,64	22,26	8,86	1,51	26,98	13,54	18
Fin V05	25,5	58644,00	1,48	18,10	8,47	1,35	20,99	10,54	16
Fin V06	29,6	39151,00	1,35	15,05	8,13	1,22	15,11	7,58	14
Fin V07	33,7	23450,00	1,26	12,95	7,88	1,13	9,63	4,84	12
Fin V08	37,8	11429,00	1,18	11,47	7,68	1,05	4,93	2,48	10
Fin V09	41,9	3020,00	1,14	10,72	7,57	1,01	1,34	0,67	8
Fin V10	46	0,00	1,13	10,48	7,54	1,00	0,00	0,00	4

Tableau VII.2.Le nombre de câbles arrêtés pour chaque voussoir

N° de voussoir	X (m)	Nbre de câbles	N^{bre} de câbles par âme	N^{bre}de câbles arrêtés par âme
Axe VSP	5	32	16	0
V01	9.1	28	14	2
V02	13.2	24	12	2
V03	17.3	20	10	2
V04	21.4	18	9	1
V05	25.5	16	8	1
V06	29.6	14	7	1
V07	33.7	12	6	1
V08	37.8	10	5	1
V09	41.9	8	4	1
V10	46	4	2	2

VII.2.2. Position et enrobage des câbles

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g$ ➔ $e_h \geq 16$ cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g$ ➔ $e_v \geq 16$ cm.
- L'enrobage: **C = max (3/4 a, Φ, d)** ➔ C ≥ 8 cm.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits ;

Φ : diamètre de la gaine (**Φ = 80 mm**) ;

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VII.2.3. Tracé des câbles en plan

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage (fin de ce dernier), mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps une variation en élévation, ce qui pose beaucoup de problèmes au niveau de l'exécution.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible.

Théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé, Car une telle courbure permet de réduire la composante transversale de l'effort de précontrainte en plan.

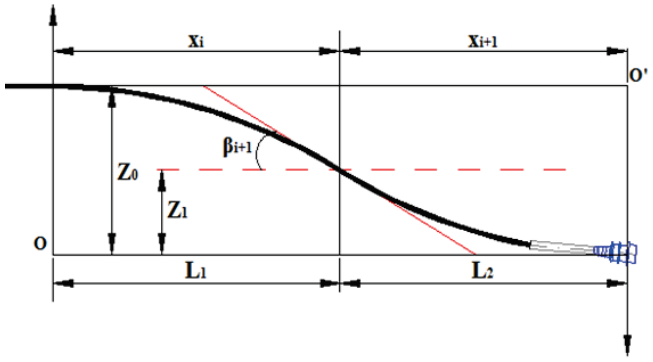


Figure VII.1.Tracé en plan des câbles de fléau.

- L'équation de la parabole :

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\left(\frac{X}{l}\right)^2$$

- ✓ Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})}$
- ✓ L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \text{Arctg}\frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}$
- ✓ L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg}\frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}}$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : $X_i = X_{i+1}$.

VII.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

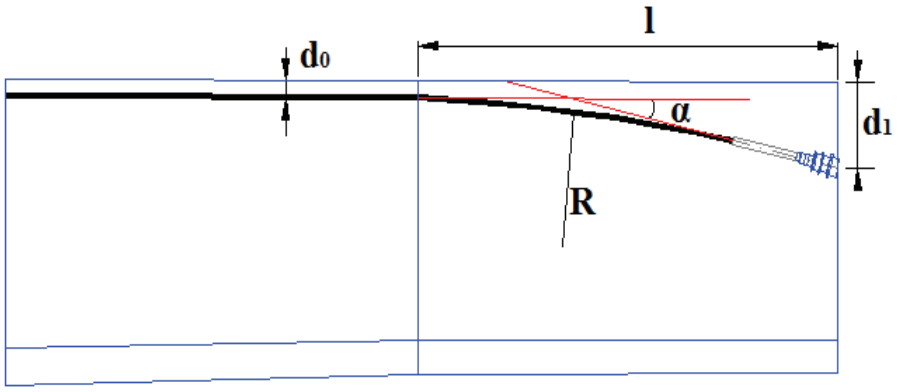


Figure VII.2.Tracé en élévation des câbles du fléau.

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (\frac{x}{l})^2$

  ✓ Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$

  ✓ L'angle de déviation : $\alpha_n = \mathbf{artg}(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}$

Avec :
d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
R_{min} : rayon minimal pour les câbles **12T15s**, R_{min} **>3m**

NB :

Les restes des résultats sont élaborés dans les tableaux ***VII.3*** et ***VII.4*** tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans les figures ***VII.3*** et ***VII.4***.

Tableau VII.3.L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Voussoirs	Câbles	$L_{1,2}$ (m)	Z_i (m)	Z_{i+1}(m)	X_i /X_{i+1} (m)	R (m)	βi / βi+1 (rad)	Equation y(x)
VSP	C1 ; C2	Rectiligne						
V1	C3 ; C4							
V2	C5 ; C6	2,05	0,19	0,095	2,05	22,12	0,092	0,19-0.0226 x^2
V3 / V4	C7 / C8	2,05	0,38	0,19	2,05	11,06	0,183	0,38-0.0452 x^2
V5 / V6	C9 /C10	2,05	0,57	0,285	2,05	7,37	0,271	0,57-0.0678 x^2
V7/ V8	C11 / C12	2,05	0,76	0,38	2,05	5,53	0,355	0,76-0.0904 x^2
V9 / V10	C13 ; C14 / C15 ; C16	Rectiligne						

Tableau VII.4.L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Voussoirs	Câbles	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Equation y(x)
VSP	C1 ; C2	Rectiligne					
V1/V2 V3/V4/V5/V6/V7/V8	C3 ; C4/C5 ; C6/ C7/C8/C9/C10/C11/C12	4.1	0.13	0.357	37.026	0.1	0.13+0.014 x^2
V9 / V10	C13 ; C14 / C15 ; C16	Rectiligne					

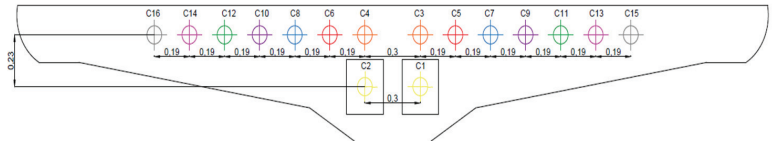


Figure VII.3.Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP.

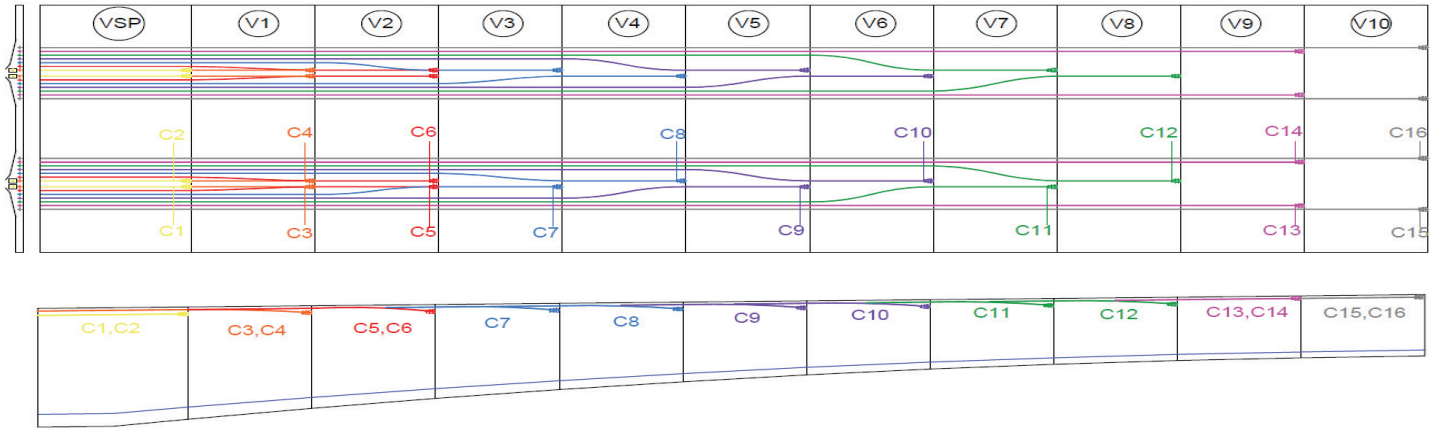


Figure VII.4.Tracé en élévation et en plan des câbles de fléau.

VII.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

VII.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \qquad \text{Avec : } \mathbf{e = v'-d\ ;} \qquad n \geq \frac{P}{0{,}75 \times P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

Application Numérique:

M = 90197,33 KN.m (COMB-ELS: G + 1.2 Al +St)

d = 0.13 m
I = 10.48 m^4
S = 7.54 m
v =1.13 m ; e = 1 m
P_0 = 2.66 MN; ΔP = 25%

P = 40,45MN

D'où : **n ≥ 20.3**

On prend **n = 22 câbles de 12T15s**

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir à la clé.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.5.Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

Voussoirs	x (m)	M (kN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
FIN V5	4,1	19195,77	1.48	18.1	8.47	1,35	6,87	3,45	4
FIN V6	8,2	41573,47	1,35	15,05	8,13	1,22	16,05	7,84	8
FIN V7	12,3	60447,66	1,26	12,95	7,88	1,13	24,84	12,14	12
FIN V8	16,4	74517,30	1,18	11,47	7,68	1,05	32,17	15,73	16
FIN V9	20,5	85643,43	1,14	10,72	7,57	1,01	38,02	19,08	20
FIN V10	24,6	89870,57	1,13	10,48	7,54	1,00	40,31	20,23	22
AXE VSC	26,1	90197,33	1,13	10,48	7,54	1,00	40,45	20,30	22
FIN V10	24,6	89870,57	1,13	10,48	7,54	1,00	40,31	20,23	22
FIN V9	20,5	85643,43	1,14	10,72	7,57	1,01	38,02	19,08	20
FIN V8	16,4	74517,30	1,18	11,47	7,68	1,05	32,17	15,73	16
FIN V7	12,3	60447,66	1,26	12,95	7,88	1,13	24,84	12,14	12
FIN V6	8,2	41573,47	1,35	15,05	8,13	1,22	16,05	7,84	8
FIN V5	4,1	19195,77	1.48	18.1	8.47	1,35	6,87	3,45	4

VII.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

Application Numérique:

M = 44032, 73KN.m (COMB-ELS: G + 1.2 Al +St)

d = 0.13 m

I = 10.72 m^4

S = 7.57 m

ν =1.14 m ; e = 1.01 m

P_0 = 2.66 MN ; ΔP = 25%

P = 19,55 MN

D'où : **n ≥ 9,81**

On prend **n = 10 câbles de 12T15s**

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V09 à x = 16.6 m.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.6. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
VSC	0	0	1,13	10,48	7,54	1,00	0,00	0,00	2
	4.17	17698,97	1,13	10,48	7,54	1,00	7,94	3,98	6
	8.33	30994,71	1,13	10,48	7,54	1,00	13,90	6,98	8
V10	12,5	39732,10	1,13	10,48	7,54	1,00	17,82	8,94	10
V9	16,6	44032,73	1,14	10,72	7,57	1,01	19,55	9,81	10
V8	20,7	43102,35	1,18	11,47	7,68	1,05	18,61	9,34	10
V7	24,8	36896,42	1,26	12,95	7,88	1,13	15,16	7,61	8
V6	28,9	25353,91	1,35	15,05	8,13	1,22	9,78	4,91	6
V5	33	8375,87	1,48	18,10	8,47	1,35	3,00	1,50	2

VII.3.3. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par trois pièces. Tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les tableaux **VII.7**, **VII.8** **VII.9** et **VII.10**.

Tableau VII.7.L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales.

Voussoirs	Câbles	$L_{1,2}$ (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i /X_{i+1} (m)	R (m)	βi / βi+1 (rad)	Equation y(x)
V10	C1	Rectiligne						
V9	C2	2.05	0.16	0.08	2.05	26.27	0.078	0.16-0.019 x^2
	C3	Rectiligne						
V8	C4	2,05	0,32	0,16	2,05	13.13	0,155	0,32-0.038 x^2
	C5	2.05	0.16	0.08	2.05	26.27	0.078	0.16-0.019 x^2
V7	C6 ; C7	2,05	0.16	0,08	2,05	26.27	0,078	0.16-0.019 x^2
V6	C8 ; C9	2,05	0,32	0,16	2,05	13.13	0.155	0,32-0.038 x^2
V5	C10 ; C11	2.05	0.48	0.24	2.05	8.76	0.23	0.48-0.057 x^2

Tableau VII.8.L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales.

Voussoirs	Câbles	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Equation y(x)
V10	C1	4.1	0.13	0.56	19.322	0.175	0.13+0.435 x^2
V9	C2	4.1	0.13	0.56	19.322	0.175	0.13+0.435 x^2
	C3	4.1	0.13	0.44	26.683	0.137	0.13+0.315 x^2
V8	C4	4.1	0.13	0.56	19.322	0.175	0.13+0.435 x^2
	C5	4.1	0.13	0.44	26.683	0.137	0.13+0.315 x^2
V7	C6	4.1	0.29	0.56	30.564	0.123	0.29+0.275 x^2
	C7	4.1	0.13	0.44	26.683	0.137	0.13+0.315 x^2
V6	C8	4.1	0.29	0.56	30.564	0.123	0.29+0.275 x^2
	C9	4.1	0.13	0.44	26.683	0.137	0.13+0.315 x^2
V5	C10	4.1	0.29	0.56	30.564	0.123	0.29+0.275 x^2
	C11	4.1	0.13	0.44	26.683	0.137	0.13+0.315 x^2

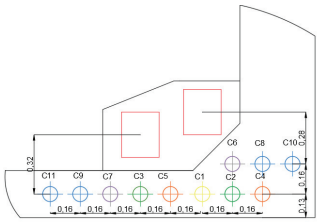


Figure VII.5.Disposition des câbles de continuité pour la travée centrale.

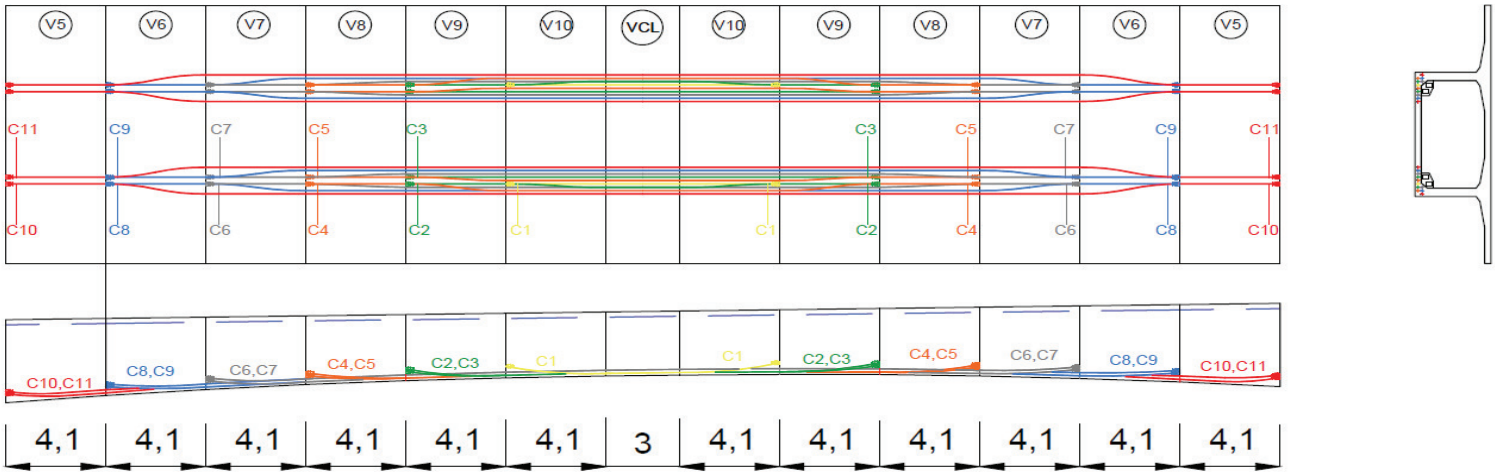


Figure VII.6.Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée centrale (au niveau clavage P2/P3)

Tableau VII.9.L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rives.

Voussoirs	Câbles	$L_{1,2}$ (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i /X_{i+1} (m)	R (m)	βi / βi+1 (rad)	Equation y(x)
V8/V7	C1/C2	Rectiligne						
V6	C3 ; C4	2,05	0,16	0,08	2,05	26.27	0,078	0,16-0.019 x^2
V5	C5	2,05	0,16	0,08	2,05	26.27	0,078	0,16-0.019 x^2

Tableau VII.10.L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rives.

Voussoirs	Câbles	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Equation y(x)
V8	C1	4.1	0.13	0.56	19.32	0.17	0.125+0.435 x^2
V7	C2	4.1	0.13	0.44	26.68	0.14	0.125+0.315 x^2
V6	C3	4.1	0.13	0.56	19.32	0.17	0.125+0.435 x^2
	C4	4.1	0.13	0.44	26.68	0.14	0.125+0.315 x^2
V5	C5	4.1	0.29	0.56	30.56	0.12	0.285+0.275 x^2

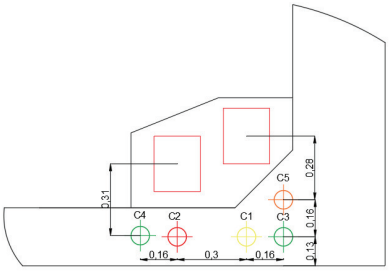


Figure VII.7.Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive.

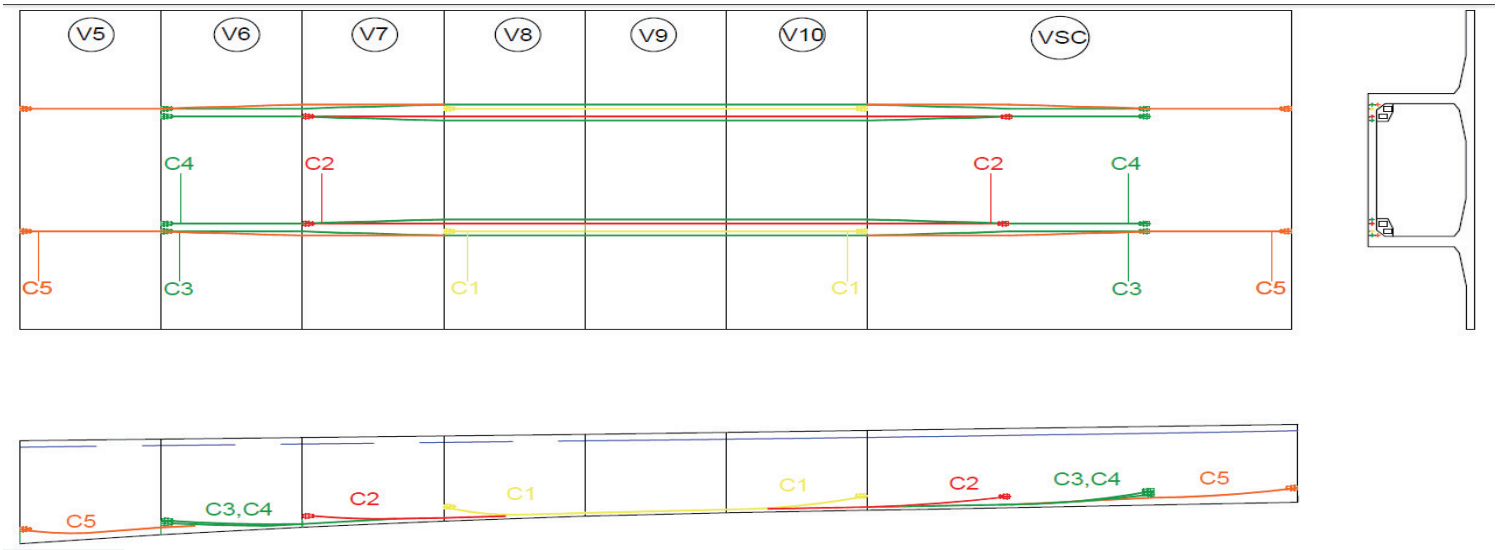


Figure VII.8.Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée de rive (au niveau clavage C1/P2,P3/C4)

VII.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

D'une manière générale, on désigne par « perte de précontrainte » la différence entre la force exercée par le vérin pendant la mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à un temps donné.

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Le calcul se fait phase par phase, nous évaluons ainsi le déficit de tension dans les deux sections extrêmes de chaque voussoir relatif à chaque avancée.

L'origine d'un déficit de précontrainte est essentiellement due à deux facteurs :

- ✓ D'une part, à court terme, la difficulté d'assurer une continuité effective de la pente du tracé des gaines, entrainant fréquemment une majoration des frottements, de telles majorations sont aussi constatées au niveau des zones où les câbles sont soumis à de faibles rayons de courbure ;
- ✓ D'autre part, à long terme, la redistribution par fluage peut s'avérer plus importante que celle calculée par des formules empiriques ou forfaitaires, d'où la nécessité éventuelle de renforcer ultérieurement la précontrainte de continuité.

On conclut donc que les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- ✓ Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte ;
- ✓ Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VII.4.1. Pertes de tension instantanées

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

- Les pertes de tension par frottement ;
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Les pertes de tension 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 : $\Delta\sigma_{Pi}(x)$.

VII.4.1.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. En effet le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

Avec :

σ_{p0} : la tension à l' origine ;

e : la base des logarithmes népériens ;
f (rd^{-1}) = 0.20: coefficient de frottement en courbe;
β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;
φ(m^{-1}) = 0.003 : coefficient de frottement en ligne;
x : la distance de la section considérée (m).

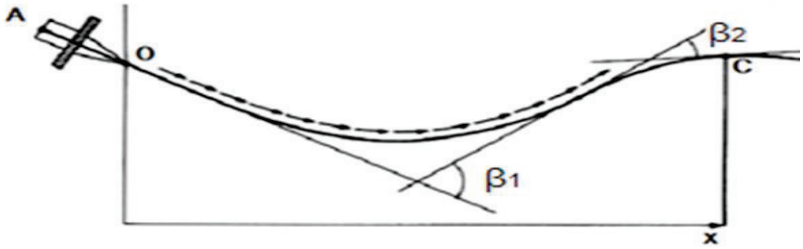


Figure VII.9.Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée : $\mathbf{tg\,\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}}$

Application Numérique :

φ= 0.003 m^{-1}

f=0.2 rad^{-1}

σ_{p0}= 1476 MPa

$\mathbf{\Delta\sigma_{\varphi\ Moy\text{-}max} = 154{,}997\ MPa}$

Voir **ANNEXE C**

VII.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm. Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte.

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times k\,(d - x)$$

$$k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \qquad d = \sqrt{\frac{E_p\, g}{\sigma_{p0}\, k}}$$

Avec
k : fonction croissante ; **d** : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;
σ_{p0} : Contrainte initiale ;
g =2 mm : l'intensité du recul d'ancrage ;
E_p = 195 000 MPa : module d'élasticité des aciers.

Application Numérique :

Ep =195000 Mpa

σ_{p0}= 1476 MPa

g=0.002 m

$\mathbf{\Delta\sigma_{g\ Moy\text{-}max} = 83.11\ \ MPa}$

Voir **ANNEXE C**

VII.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Les pertes dues à la non simultanéité de la mise en tension résultent des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures précontraintes.

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, un raccourcissement au niveau du deuxième câble une fois sa mise en tension effectuée entrainera un raccourcissement des câbles suivants. Cette opération sera répétée au fur et à mesure de la mise en tension de la totalité des câbles.

La formule permettant le calcul de la perte de tension due au raccourcissement élastique du béton est la suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{N - n}{N} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \qquad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :
σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
P : effort de précontrainte, $P = P_0 (1 - \Delta P)$;
M_p : moment dû au poids propre.

Application Numérique :

Ep =195000 MPa

Ebi=37 600 MPa

P_0=2.66 MN

$\Delta\sigma_{e\ Max}$=14.14 MPa

Voir **ANNEXE C**

- Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

$\Delta\sigma_i$ = 12,075 %

VII.4.2. Pertes de tension différées

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de déformations et de contraintes des matériaux en présence de retrait, fluage du béton et relaxation de l'acier.

Ces pertes différées se produisent simultanément mais le BPEL a retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité (la non indépendance des phénomènes).

VII.4.2.1. Pertes par retrait

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$.

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p\ \varepsilon_r\ [1 - r\ (t_0)]$

Très souvent, on peut négliger r (t_0) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

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

Avec
ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée ;
r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Application Numérique :

E_p = 195 000 MPa

$\xi_r = 2\times10^{-4}$

$\Delta\sigma_r$ = 39 MPa ➔ $\Delta\sigma_r$ = 2,64 %

VII.4.2.2. Pertes par fluage

A la différence du retrait, le fluage du béton est un phénomène qui se produit sous charge, le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant.

Le **BPEL 91** propose une formule simplifiée applicable aux pièces soumises à partir de leur mise en précontrainte à des actions permanentes.

La perte finale par fluage vaut donc **:** $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \dfrac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5\ \sigma_b$

σ_b : Contrainte normale finale du béton au niveau de câble moyen, elle est en fonction des charges permanentes et de la précontrainte

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{ij}}$$

Application Numérique :

E_p = 195 000 MPa

E_{bi}=37 600 MPa

P_0=2.66 MN

$\Delta\sigma_{fl\ Max}$ = 67,37 MPa

Voir **ANNEXE C**

VII.4.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. 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 :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\,(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \quad \text{et} \quad \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

Avec

$\rho_{1\,000}$ **(%) = 2.5** : relaxation garantie à 1 000 h ;

μ_0 **:** coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation ;

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Application Numérique :

$\rho_{1\,000}$ = 2.5 %

μ_0=0.43

f_{prg}= 1860 MPa

$\Delta\sigma_{rel\,Max}$ **= 66.26 MPa**

Voir **ANNEXE C**

VII.4.2.4. Pertes différées 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 :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho$$

$$\Delta\sigma_d = 10.149\%$$

VII.4.3. Pertes totales

D'après les résultats dans l'**ANNEXE C** on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%). Pour la suite de calculs on prend : **$\Delta\sigma$=22.22%**

VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inferieurs aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante :

$\overline{\sigma_{bt1}} < \overline{\sigma_c} <= \overline{\sigma_{bc}}$ dans la fibre supérieure;

$\overline{\sigma_{bt2}}' < \overline{\sigma'_c} <= \overline{\sigma_{bc}}$ dans la fibre inférieure ; avec $\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I}y$

Avec

P : effort de précontrainte ;

B : surface de la section considérée ;

I : inertie de la section considérée ;

e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen ;

M : moment extérieur ;

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

VII.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24$ **MPa** ;
$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3 = 4.5$ **MPa**, Hors section d'enrobage ;
$\sigma_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 3 = 2.1$ **MPa**, Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.11.Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Voussoirs	N Câble	P (MN)	M (MN.m)	B (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	e (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
Axe VSP	32	66,12	276816	11,68	66,94	2,84	3,16	2,68	1,44	10,37	✓
Fin VSP	32	66,12	219346	11,22	57,63	2,64	3,04	2,48	3,36	8,82	✓
Fin V01	28	57,86	178009	10,52	45,00	2,33	2,86	2,20	2,88	8,71	✓
Fin V02	24	49,59	141534	9,90	35,33	2,07	2,68	1,94	2,35	8,44	✓
Fin V03	20	41,33	109642	9,33	27,77	1,84	2,52	1,71	1,84	7,99	✓
Fin V04	18	37,19	82083	8,86	22,26	1,64	2,39	1,51	2,29	6,96	✓
Fin V05	16	33,06	58644	8,47	18,10	1,48	2,26	1,35	2,76	5,63	✓
Fin V06	14	28,93	39151	8,13	15,05	1,35	2,16	1,22	3,22	4,10	✓
Fin V07	12	24,80	23450	7,88	12,95	1,26	2,07	1,13	3,58	2,43	✓
Fin V08	10	20,66	11429	7,68	11,47	1,18	2,02	1,05	3,75	0,88	✓
Fin V09	8	16,53	3020	7,57	10,72	1,14	1,99	1,01	3,64	-0,36	✓
Fin V10	4	8,27	0,00	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,99	-0,46	✓

VII.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- ✓ Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- ✓ Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24$ **MPa** ;
$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3 = 4.5$ **MPa**, Hors section d'enrobage ;
$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3 = 3$ **MPa**, Section d'enrobage.

Les résultats sont mentionnés dans l'***ANNEXE C***.

VII.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VII.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

VII.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

Cette détermination sera faite à partir des équations de la résistance des matériaux en chaque point d'abscisse.

Effort due aux charges extérieures de résultante V tels que :

$$V_{Ser} = Vg + Vq$$

- **Effort tranchant dû à la précontrainte :**

Les actions exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- ✓ Un effort tranchant positif ;
- ✓ Une composante verticale de la précontrainte **Psinα** qui vient se retrancher à l'effort tranchant (le câble incliné relève les charges).

On obtient : $\mathbf{Vp=P \times \sin \alpha \times (1 - \Delta P) \times N}$

Application Numérique :

$\mathbf{P_0}$ = 2.66 MN, $\Delta\mathbf{P}$ = 22.22 % ;

$\boldsymbol{\alpha}$: la moyenne des variations angulaires des câbles en élévation ;

$\boldsymbol{\alpha} = 0.10\ rad.$

N= 20 câbles.

Vp = 4.13 MN

- **Effet hyperstatique :**

A cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment **:** $\mathbf{V_h=} \frac{dM}{dx}$

L'effort tranchant est calculé à l'aide du Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, sous une combinaison de charge à l'ELS :

V_{ser}= 15.45 MN.

Selon les combinaisons à l'état limite de service on détermine l'effort tranchant réduit est obtenu à partir :

$$\mathbf{V_r = V_{ser} - Vp = 15.45 - 4.13 = 11.32\ MN}$$

VII.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2), \quad \text{avec :} \quad \tau = \frac{Vred}{Z \times bn}$$

Tels que :

$$\bar{\tau}^2_1 = 0.4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right]$$

$$\bar{\tau}^2_2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0.6 \times f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right]$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_x}$ **:** contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;

z : le bras de levier (**z = I/S)** , et par simplification : $\boldsymbol{z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h}$

$\boldsymbol{\rho}$: le rendement mécanique de la section vaut $\boldsymbol{\rho = \frac{I}{B.v.v'}}$

$\mathbf{b_n}$: Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme, comme il n'existe pas de gaine dans l'âme donc $\mathbf{b_n = E_a}$, tels que $\mathbf{E_a}$ est l'épaisseur de l'âme**.**

Application Numérique :

fc_{28} = 40 MPa ; f_{t28} = 3.0 MPa $\quad\quad$ $\boldsymbol{\tau_{max} = 2.89\ MPa}$

P= 66.13 MN $\quad\quad$ $\boldsymbol{\sigma_x = 5.66\ MPa}$

V_{red} = 11.32 MN ; ρ = 63.86 % $\quad\quad$ $\boldsymbol{\tau_1 = 3.22\ MPa}$

b_n = 0.8 m ; z = 4.91 m $\quad\quad$ $\boldsymbol{\tau_2 = 4.88\ MPa}$

On constate que : $\boldsymbol{\tau_{max} < \tau}$ la condition est vérifiée.

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

VII.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle $\boldsymbol{\beta_u}$ que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\boldsymbol{\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}} \text{ , avec } \boldsymbol{\beta_u \geq 30^0}$$

$\boldsymbol{\sigma_x}$ **,** $\boldsymbol{\sigma_y}$: représente les contraintes normales au niveau de G ; $\quad$ $\boldsymbol{\sigma_x = P/B_n}$.

$\boldsymbol{\tau_u}$: Contrainte tangentielle ultime, $\quad$ $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_{ured}}{Z \times bn}}$

Application Numérique :

$V_{max\ ELU}$ = 20.827 MN $\quad\quad$ $\mathbf{V_{u\ red} = 16.697\ MN}$

P= 66.13 MN $\quad\quad$ $\boldsymbol{\tau_u = 4.25\ MPA}$

B_n=11.68 $\quad\quad$ $\boldsymbol{\beta_u = 28.17^0}$

σ_x= 5.66 MPa $\quad\quad$ **On prend :** $\boldsymbol{\beta_u = 30^0}$

Z= 4.91 m

b_n= 0.8m

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale $\mathbf{A_t}$, donnée par :

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

Avec :

At : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

st : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

***f*e** : limite d'élasticité de l'acier ;

γs= 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n : largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

τ_u = 4.25 MPa

f_{t28} = 3 MPa ; fe = 500 MPa

γs = 1,15 ; bn = 0.8 m ; βu = 30º

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 34.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t} \geq 11.04\ cm^2/m$$

La vérification des bielles comprimées est donnée par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{MPa}$$ Condition vérifiée

VII.7. CONCLUSION

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées. Comme indiqué dans ce chapitre, nous avons calculé les câbles de fléau, nécessaires à l'assemblage des voussoirs successifs, et les câbles de continuité destinés à reprendre toutes les actions après réalisation des fléaux. Nous sommes parties du principe de la décroissance des moments à partir de l'encastrement pour déterminer l'arrêt des câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi-travée et en rive on a déterminé le besoin des câbles de continuités, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.

CHAPITRE VIII ETUDE TRANSVERSALE

VIII.1.INTRODUCTION

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieur et inférieur.

Cette section assure la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de cette dernière sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses, qui sont : la section sur pile et à la clé (ou les moments de flexions y sont max), on traitera aussi lors de cette étude une section intermédiaire comme exemple de voussoir courant.

VIII.2.EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VIII.2.1. Modélisation

La modélisation et la détermination des sollicitations qui agiront sur la section en caisson seront effectuées par la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel de calcul de structure Autodesk Robot Structural Analysis.
On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

- Soit une section sur pile, une section à la clé et une dernière du voussoir courant N°05.

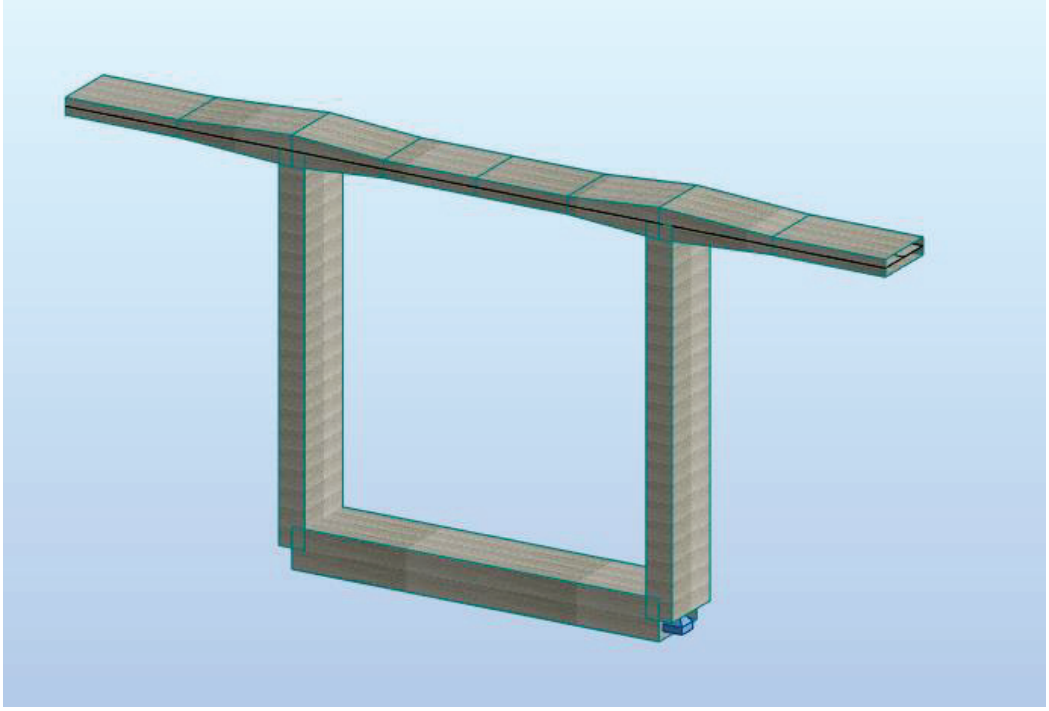


Figure VIII.1.Vue en 3D du voussoir sur pile (VSP)

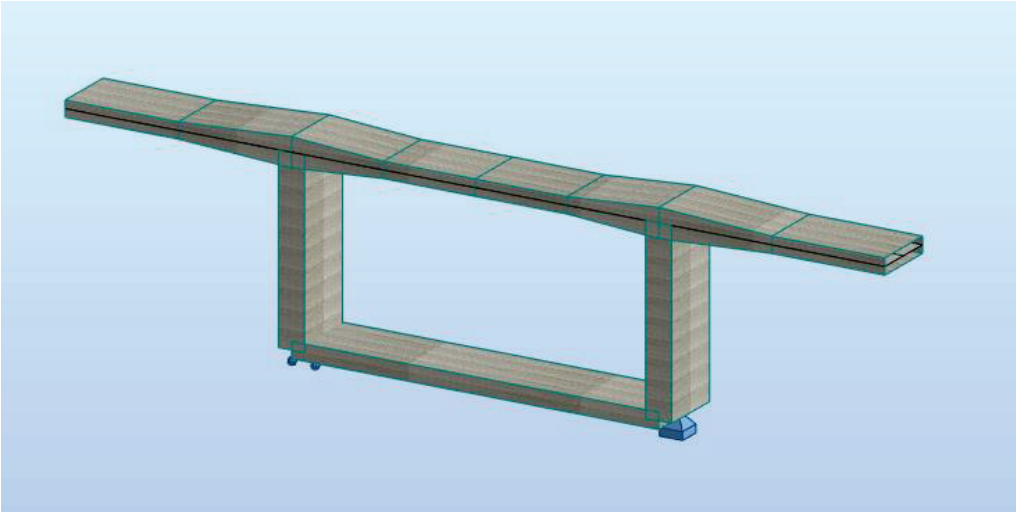


Figure VIII.2.Vue en 3D du voussoir en clé (VCL).

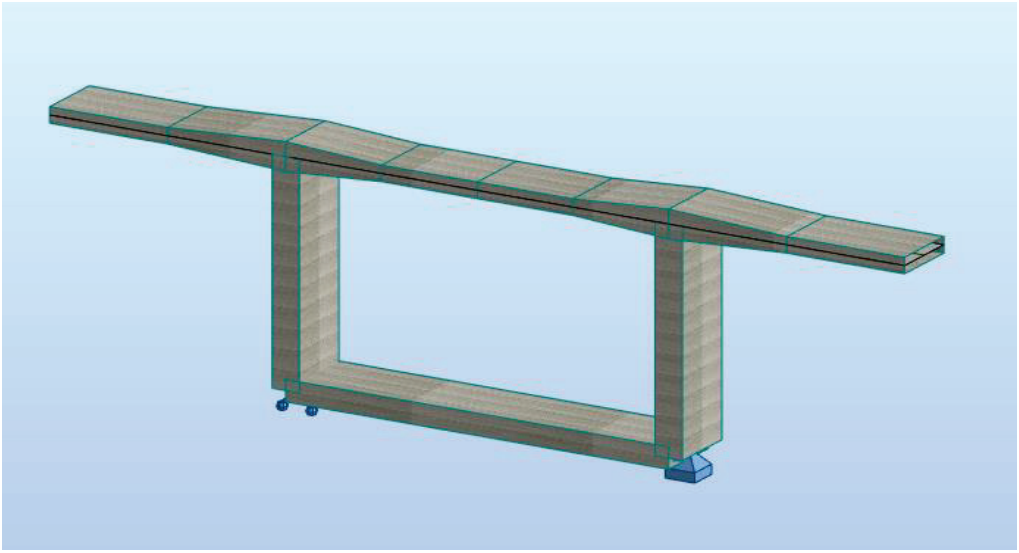


Figure VIII.3.Vue en 3D du voussoir courant N°05.

VIII.2.2. Combinaisons de charges

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons possibles

Tableau VIII.1.Combinaisons des charges appliquées.

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240	St
ELU	COMB 1	**1,35**	**1,6**	0	0	0	0	**1.6**
	COMB 2	**1,35**	0	**1,6**	0	0	0	**1.6**
	COMB 3	**1,35**	0	0	**1,6**	0	0	**1.6**
	COMB 4	**1,35**	0	0	0	**1,35**	0	0
	COMB 5	**1,35**	0	0	0	0	**1,35**	0
ELS	COMB 1	**1**	**1,2**	0	0	0	0	**1**
	COMB 2	**1**	0	**1,2**	0	0	0	**1**
	COMB 3	**1**	0	0	**1,2**	0	0	**1**
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0	0
	COMB 5	**1**	0	0	0	0	**1**	0

VIII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2.Moments extrêmes dans les voussoirs.

		M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)		N (KN)	
		M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}	N_{ult}	N_{ser}
VSP	Hourdis supérieur	196.63	145.65	-626.18	-462.04	/	/
	Hourdis inférieur	148.1	117	-128.64	-98	/	/
	Âme	287.67	227.7	-199.91	-227.6	723.91	556.02
VCL	Hourdis supérieur	177.65	131.59	-617.85	-462.02	/	/
	Hourdis inférieur	36.81	27.63	-55.21	-40.89	/	/
	Âme	318.24	240.02	-231.54	-236.71	691.56	530.06
VC	Hourdis supérieur	183.37	135.83	-617.85	-462.02	/	/
	Hourdis inférieur	64.03	47.92	-80.88	-59.91	/	/
	Âme	311.96	238.69	-215.35	-240.24	698.71	535.25

VIII.3.FERRAILLAGE

Pour le ferraillage, on subdivise les voussoirs en plusieurs éléments, on a :

- ✓ Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple ;
- ✓ Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple ;
- ✓ Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VIII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur du VSP

- **Nappe supérieure :**

Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

Application Numérique :

- b = 1.00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire ;
- h = 0.45 m; c = 0.05 m; M_{ser} (sup) =462.04 KN.m;
- $\overline{\sigma_{bc}}$=24 MPa; $\overline{\sigma_s}$=250 MPa; d = 0.9 h = 0.9 × 45 = 40.5 cm;
- $x=\frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}}\times d$=23.9cm ; $z=d-\frac{x}{3}$=32.53cm
- M_1=0.5 × b × x × $\overline{\sigma_{bc}}$ × z =932.96 KN.m ;
- **$M_1 \geq M_{ser}$(sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;**
- $A_{ser}=\frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}}$ = 56.81 cm² **➔ On propose une nappe de 7HA32 ;**
- $A_{(C.N.F)}=0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d$ =5.59 cm² ≤ A_{ser} **➔Condition de non fragilité est vérifiée.**

- **Nappe inférieure**

Application Numérique :

- b = 1.00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire ;
- h = 0.25 m ; c = 0.05 m ;

- M_{ser} (sup) = 145.65 KN.m ;
- d = 0.9 h = 0.9 × 25 = 22.5 cm;
- $x=\frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}}\times d=13.28cm$; $z=d-\frac{x}{3}=18.07cm$
- $M_1=0.5\times b\times x\times\overline{\sigma_{bc}}\times z=287.96$ KN.m ;
- **$M_1 \geq M_{ser}$(sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;**
- $A_{ser}=\frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}}=32.24\ cm^2$ **➔ On propose une nappe de 8HA25 ;**
- $A_{(C.N.F)}=0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d=3.105\leq A_{ser}$ **➔Condition de non-fragilité est vérifiée.**

- **Ferraillage longitudinal**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$$A_{sl}=\frac{A_{st}}{3}=18.27\ cm^2$$ **➔ On propose une nappe de 7HA 20**

$$A(C.N.F)=0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d=3.105\ cm^2\leq A_{ser}$$ **➔ Condition de non-fragilité est vérifiée.**

VIII.3.2. Ferraillage passif du voussoir

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3.Ferraillage passif des voussoirs.

		Transversal		Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Sup	7HA32	7HA20
		Nappe Inf	8HA25	7HA20
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	7HA16	7HA14
		Nappe Inf	7HA16	7HA14
	Âme	Nappe Interne	7HA20	7HA16
		Nappe Externe	7HA20	7HA16
VCL	Hourdis supérieur	Nappe Sup	7HA32	7HA20
		Nappe Inf	7HA25	7HA20
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	7HA16	7HA14
		Nappe Inf	7HA14	7HA12
	Âme	Nappe Interne	7HA20	7HA14
		Nappe Externe	7HA20	7HA14
VC	Hourdis supérieur	Nappe Sup	7HA32	7HA20
		Nappe Inf	7HA25	7HA20
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	7HA16	7HA14
		Nappe Inf	7HA14	7HA12
	Âme	Nappe Interne	7HA20	7HA16
		Nappe Externe	7HA20	7HA16

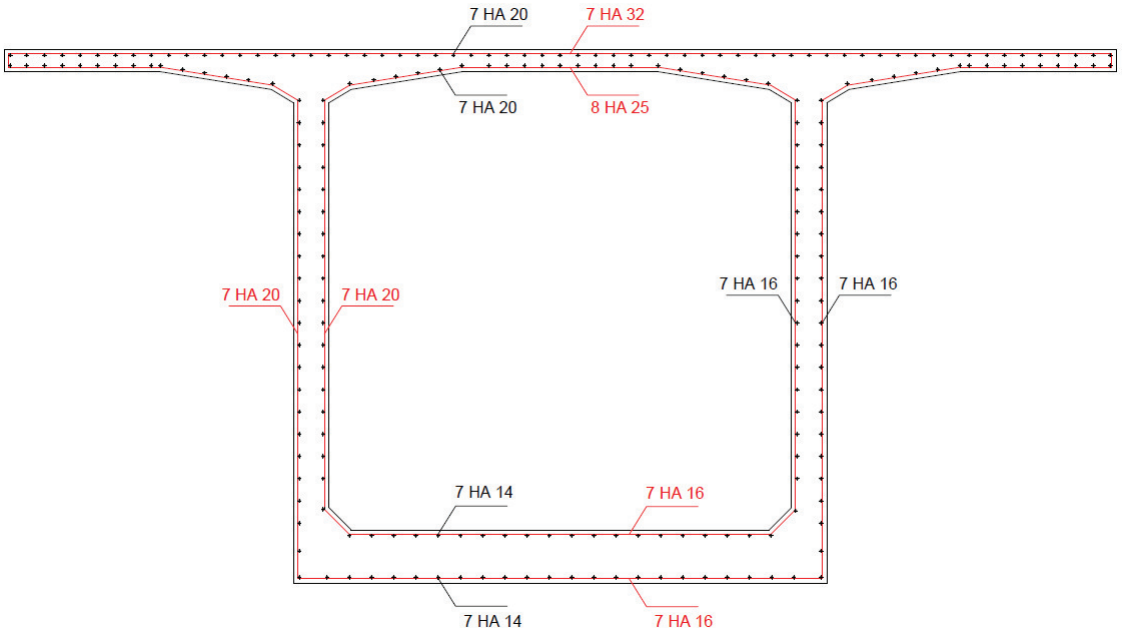


Figure VIII.4.Ferraillage du voussoir sur pile.

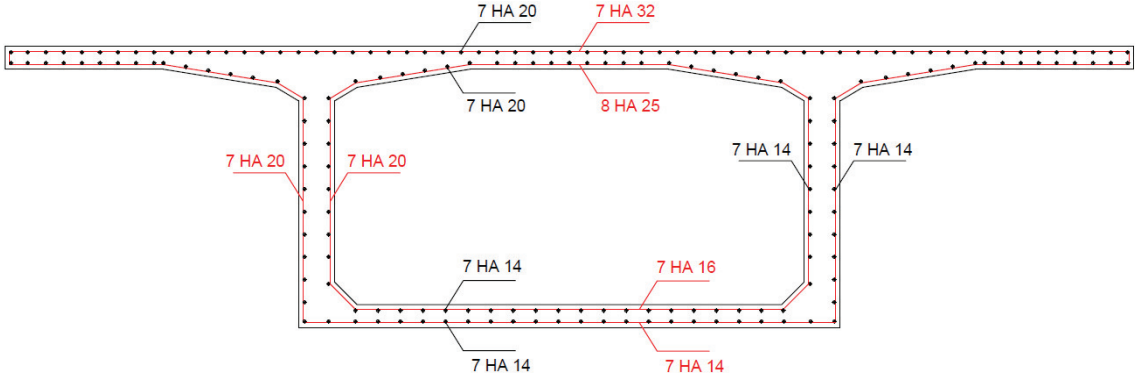


Figure VIII.5.Ferraillage du voussoir de clavage.

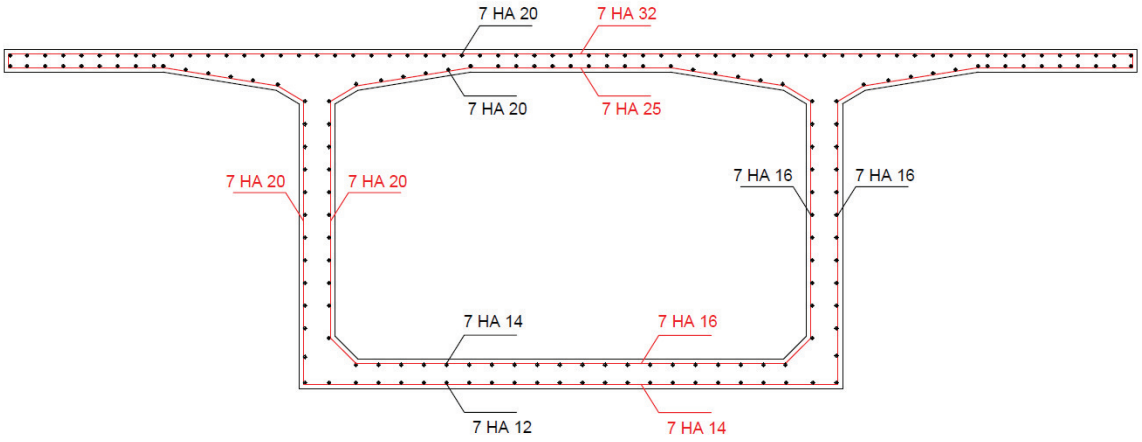


Figure VIII.6.Ferraillage du Voussoir courant N05.

N.B :

Les diagrammes des moments pour chaque section sont représentés dans l'**ANNEXE B.**

Les calculs du ferraillage a l'aide du logiciel de calcul sont detaillées dans l'**ANNEXE D.**

VIII.4.ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

L'effort à l'ancrage introduit sur le voussoir une forte contrainte de compressions sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps du voussoir. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de saint venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire. On distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte :

- Câble centré rectiligne ;
- Câble excentré rectiligne ;
- Câble multiple rectiligne ;
- Cas général : câbles multiples courbes inclinés.

Soit :

Sa = section d'about où sont ancrés les câbles
Sr = section de régularisation se trouvant à une distance de d=hauteur de la section Sa

La mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement du béton :

$f_{cj}=0.68f_{c28}\log(j+1)=19.01$ MPa;
$f_{tj}=1.74$ MPa.

VIII.4.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L

VIII.4.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface **:**

$$A_S=0.04\frac{P_{max}}{\overline{\sigma_S}}$$

Avec
P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, $P_{max}=2.66$ MN ;

$$\overline{\sigma_S}=\frac{2}{3}F_e.$$

Donc :

$$A_S=0.04\frac{2.66}{333.33}=3.19\ cm^2 \text{ Soit 4HA10.}$$

VIII.4.1.2. Effet d'éclatement

- Contrainte de traction du béton :

$$\sigma_{tj}=0.5\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)\frac{P_{max}}{ed_j}\leq 1.25f_{tj}$$

$$\sigma_{tj}=0.5\left(1-\frac{0.25}{0.7}\right)\frac{2.66}{0.8\times 0.7}=1.53\ MPa \leq 2.18MPa \rightarrow$$ ✓

Avec
dj = 0.7 m : hauteur de prisme symétrique de niveau j ;
aj=0.25m : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ;
e=2×0.4=0.8m :largeur de l'âme.

- Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{xj}=\frac{P_{max}}{ed_j}\leq\frac{2}{3}f_{cj}=>\frac{2.66}{0.8\times0.7}=4.75\ Mpa\leq 12.67\ MPa$$

- Frettage d'éclatement :

On calcul pour chaque encrage, de niveau j, l'acier nécessaire :

$$A_{ej}=\frac{0.25\left(1-\frac{a_j}{d_j}\right)P_{max}}{K_j\frac{2}{3}f_e}=\frac{0.25\left(1-\frac{0.25}{0.7}\right)2.66}{1.5\times\frac{2}{3}\times500}=8.55\ cm^2$$

N.B : K_j vaut 1.5 pour un encrage intermédiaire.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e=Max\left(A_{ej};0.15\frac{P_{max}}{\frac{2}{3}f_e}\right)=11.97\ cm^2$$

N.B : Ces aciers sont à répartir sur une longueur d_j.

VIII.4.2. Etude de bossage

Les câbles de continuité arrêtés dans le hourdis inférieur sont relevés dans des bossages, il s'agit de l'ancrage des câbles au niveau des sections de jonction des voussoirs. La section du béton au niveau de l'ancrage subit une forte compression sur une faible surface, il se produit un effet de « poinçonnement » qui engendre des contraintes de traction transversales ayant tendance à fissurer ou même à éclater la pièce transversalement, il convient alors de disposer un réseau d'armatures transversales s'opposant à l'ouverture des fissures, ces armatures sont appelées « **frettes** » et elles constituent le « **frettage** ».



Figure VIII.7.Feraillage du bossage d'un voussoir.

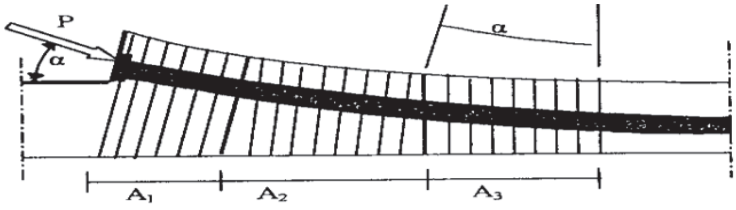


Figure VIII.8.Aciers de bossage.

- On utilise un ferraillage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives. Pour un câble de 12T12s :
- Aciers d'éclatement A1

Ils se situent sur une distance de1.2C en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$\mathbf{A_1=\frac{0.15\,F_d}{f_{yd}}=\frac{0.15\times 3.19}{434.78}=11.01\ cm^2}$$

Avec : $\mathbf{F_d= 1.2 \times P = 3.19\ MN}$

P : force précontrainte à l'ancrage ;

$$\mathbf{f_{yd}=\frac{f_e}{1.15}=434.78\ MPa.}$$

- Aciers intermédiaires de couture

Les Aciers intermédiaires de couture sont repartis entre la tête de bossage et le début de la courbure du câble.

$$\mathbf{A_2=\frac{0.4F_d}{f_{yd}}=29.35cm^2}$$

- Acier de reprise de la poussée au vide

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$\mathbf{A_3=\frac{2}{3}\frac{F_d}{f_{yd}}\sin\alpha=8.27\ cm^2}$$

Avec

α= 0.17 rad : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

A_1=11.01 cm^2 soit **6 HA20**

A_2=29.35 cm^2 soit **10 HA20**

A_3= 8.27 cm^2 soit **8 HA12**

VIII.5.CONCLUSION

La modélisation du voussoir à l'aide du logiciel, nous a permis de déterminer les différents efforts sous différentes combinaisons. Ce qui nous a permis, par la suite, de procéder au calcul du ferraillage passif des éléments constructifs du voussoir (hourdis supérieur, hourdis inferieure et âmes).

Le but de ce ferraillage est de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

CHAPITRE IX

EQUIPEMENTS DU TABLIER

IX.1. INTRODUCTION

Les équipements conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure. Ils doivent faire l'objet d'une étude très fine au stade de l'avant-projet car leur modification au stade de construction de l'ouvrage est, impossible.

Les équipements sont, par conséquent, des éléments qui jouent un rôle important dans la durée de vie d'un pont car ils assurent la durabilité, le confort et le fonctionnement optimal de ce dernier.

Dans ce chapitre, il sera question de la conception et du dimensionnement de l'ensemble des équipements qui constituent le tablier. Parmi ces équipements, citons : Appareils d'appui ; dé d'appui et joints de chaussée.

IX.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils d'appui à pot représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en Algérie. Si, aux extrêmes du domaine d'emploi, les raisons conduisant au choix de l'un ou de l'autre type d'appareil sont assez évidentes, la question est plus délicate à la frontière commune.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

Pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculé à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Cette valeur correspond à des dimensions en plan de l'ordre de 700 x 700 mm. Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif.

D'après une comparaison entre les deux types d'appareil d'appuis, nous a conduits d'opter à des appareils d'appuis type **à pot**.

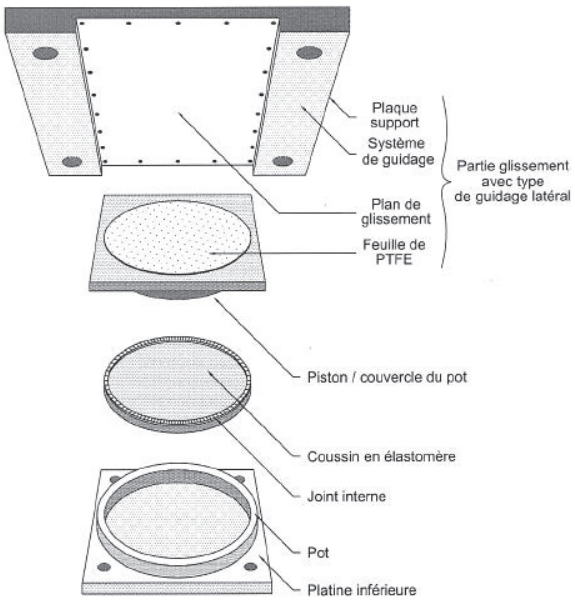


Figure IX.1.composition schématique d'un appareil d'appui à pot.

IX.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculés à l'ELU :

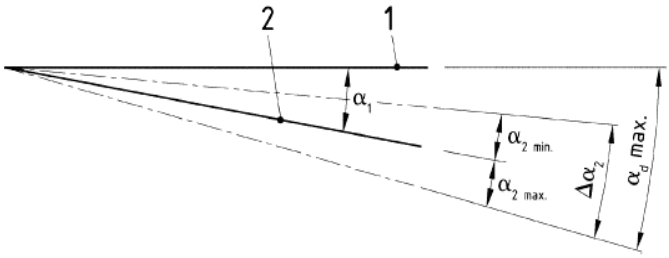
Tableau IX.1.Les efforts normaux appliquées aux appareils d'appuis.

	Culée N°01	Pile N°2	Pile N°3	Culée N°4
R_{Max} (KN)	7522.71	38816.44	37646.96	7490.97
N_{sd} (KN)	3761.36	19408.22	18823.48	3745.49

IX.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

❖ **Limitation de la rotation**

La relation entre l'angle de rotation permanent et l'angle de rotation variable est illustre sur la Figure suivante :



Légende

1 Position de départ (après installation)

2 Position due à la rotation α_1 provenant des actions permanentes

α_{2min}, α_{2max} Angles de rotation négatif et positif dus aux charges variables

$\Delta\alpha_2$ Plage des angles de rotation, définie par les positions extrêmes dues aux charges variables

$$\alpha_{max} = \alpha_1 + \alpha_{2max}$$

Figure IX.2.Reprsentation en forme de diagramme des angles de rotation. [EN 1337-5]

Tableau IX.2.La rotation maximale pour chaque appui.

	Culée N°01	Pile N°2	Pile N°3	Culée N°4
α_{dmax} (rad)	0.002	0.003	0.003	0.002

Sous la combinaison caractéristique d'actions, la rotation maximale α_{dmax} ne doit pas être supérieure 0,03 rad et dans notre cas c'est vérifié.

❖ **Coussin en élastomère**

- **Contrainte de contact**

La force axiale de calcul N_{Sd} doit remplir la condition suivante sous la combinaison fondamentale d'actions :

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

Où :

$N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{C_M}$: est la valeur de calcul de la résistance du coussin en élastomère.

N_{Rk} : est la valeur caractéristique de résistance du coussin en élastomère.

La valeur caractéristique de la résistance doit être déterminée comme suit :

$$N_{Rk} = \frac{\pi}{4} \times d^2 \times f_{e,k}$$

Où :

d : est le diamètre du coussin en élastomère (mm) ;

$f_{e,k}$: est la pression caractéristique de contact de l' élastomère, donnée par $f_{e,k}$ = 60 N/mm^2

Le coefficient partiel C_M peut être choisi dans l'Annexe Nationale de l'Eurocode applicable.

La valeur recommandée de C_M est 1,30.

- **Epaisseur minimale**

Les dimensions du coussin en élastomère doivent être telles que, sous la combinaison caractéristique d'actions, la rotation totale α_{dmax} (voir Figure IX.2) ne provoque pas, sur le périmètre, une d formation t supérieure 15 % de l'épaisseur du coussin t

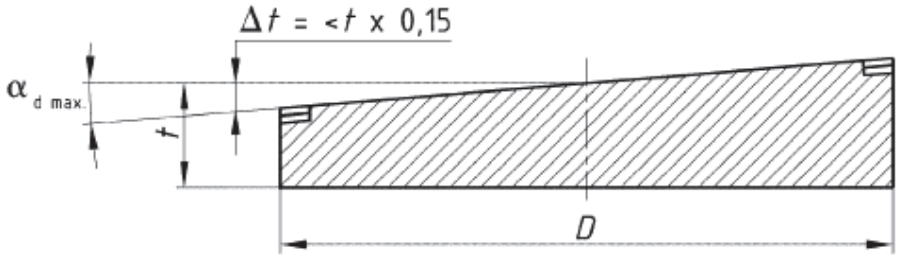


Figure IX.3.Déformation admissible dans le coussin en élastomère

Pour satisfaire cette exigence, l'épaisseur minimale du coussin en élastomère doit être :

$$t_{min} = 3.33 \times \alpha_{dmax} \times d$$

De plus, l'épaisseur du coussin en élastomère, $t_{min,}$ doit être au moins égale à $\frac{d}{15}$.

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IX.3.Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	**Cas de la culée**
R_{max}	38.82 MN	7.52 MN
N_{max}	19.41 MN	3.76 MN
d	d > 732 mm	d > 322 mm
t_{min}	$t_{min} \geq$ 50 mm	$t_{min} \geq$ 21.47 mm
On prendra	• d = 750 mm • t_{min}= 55 mm	• d = 350 mm • t_{min}= 25 mm

IX.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

IX.2.3.1. Actions statiques

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \varepsilon$$

Avec

X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;
K_i : la rigidité des appuis (***Voir chapitre X***) ;
ε_T : coefficient de la température. $\varepsilon_T = \lambda \times \Delta T$; avec $\Delta T = 12°C$ et $\lambda = 10^{-5}$;
ε_f : coefficient du fluage $\varepsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}$;
K_{fl} : vaut à t =0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $K_{fl} = 3$;
$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait.

IX.2.3.2. Actions dynamiques

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal dû à un camion Bc : $F_{fr} = 0.30$ MN ;(***Voir chapitre V***).

IX.2.3.3. Déplacement horizontale

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$$

Avec :
V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \varepsilon_T$;
V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = L \times \varepsilon_f$;
V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \varepsilon_r$;
L : longueur de délitation (entre les joints de chaussée) qui vaut 212 m ;
V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$v_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 MPa ;
T_q : épaisseurs d'élastomère.

Tableau IX.4.Déplacement horizontal du tablier.

	$\lvert X_i \rvert$ (m)	K_i (MN/m)	$K_i/\sum K_i$	H_T (MN)	H_{flu} (MN)	H_r (MN)	H_{fr} (MN)	V_{xT} (m)	V_{xfl} (m)	V_{xr} (m)	V_{xfr} (m)
C_1	105,00	9.23	0,165	0.080	0,291	0,194	0,007	0,013	0,032	0,021	0,0005
P_2	47,50	18.8	0,335	0.137	0,268	0,179	0,014	0,006	0,014	0,010	0,0048
P_3	47,50	18.8	0,335	0.068	0,268	0,179	0,561	0,006	0,014	0,010	0,1980
C_4	105,00	9.23	0,165	0.081	0,291	0,194	0,007	0,013	0,032	0,021	0,0005

Avec :

X_{CR}: centre de rigidité ; $X_{CR} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i} = 105$ m ;

$|X_i|$:la distance entre l'appui et le contre de rigidité ;

Ki : raideur d'appui ;(***voire chapitre X***).

Donc :

$V_{x\ pile\ max}$= 0.035 m.

$V_{x\ culée\ max}$=0.0665 m.

Et d'après l'étude sismique (***voire chapitre X)***

$V_{x\ pile\ dynamique} = V_{x\ culée\ dynamique}$ = 0.033 m.

Donc :

$V_{x\ pile\ max}$= 0.068 m.

$V_{x\ culée\ max}$=0.0995 m.

IX.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions représentées dans le tableau suivant :

Tableau IX.5.Dimensions des dés d'appuis.

	Cas de la pile	**Cas de la culée**
a=b	800 mm	400 mm
h	$h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0.4 \mp 0.12\ m$	$h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0.2 \mp 0.12\ m$
a_1=b_1	$a_1 \geq a + {}^{h}/_{2} = 1m$	$a_1 \geq a + {}^{h}/_{2} = 0.5m$
On prendra (a_1x$b_1$xh)	**(1000 x 1000 x 400)**	**(600 x 600 x 250)**

IX.3.2. Ferraillage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

IX.3.2.1. Armatures de chainage

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

IX.3.2.2. Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}$$

IX.3.2.3. Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s}$$

IX.3.2.4. Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s}$$

Les résultats des différentes sections de ferraillage et le ferraillage choisi sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.6.Sections et ferraillage des dés d'appuis

	Cas de la pile	**Cas de la culée**
σ_s	**434.78 Mpa**	
N	**19.408 MN**	**3.76 MN**
Armatures de chainage	A_c=111.6 cm^2 → **Soit 36 HA 20**	A_c=21.62 cm^2 → **Soit 16 HA 14**
Armatures horizontales	A_h=55.8 cm^2 → **Soit 18 HA 20**	A_h=10.81 cm^2 → **Soit 10 HA 12**
Frette supérieure	A_s=17.86 cm^2 → **Soit 16 HA 12**	A_s=3.46 cm^2 → **Soit 5 HA 10**
Frette inférieure	A_i=44.64 cm^2 → **Soit 24 HA 16**	A_i=8.65 cm^2 → **Soit 8 HA 12**

IX.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

IX.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

W : souffle total du joint ;
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
W_T : souffle thermique ;
W_S : souffle sismique.
Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws =0.033 m).

Le souffle thermique : $W_T = L \times \varepsilon_T$
Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) **:** $W_D = L \times (\varepsilon_f + \varepsilon_r)$
L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé) qui vaut 212 m
ε_T : coefficient de la température. $\xi_T = 0{,}0002$
ε_f : coefficient de fluage $\varepsilon_f = 3\times10^{-4}$
ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2\times 10^{-4}$

W =0.106+0.3 x 0.0424+0.033/3=0.129 m

Donc : **W=13 cm**

IX.4.2. Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide d'un catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 13 cm il faut considérer la famille des joints, qui sont appelés Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console, qui sont conçus pour une circulation lourde et intense.
Ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.
La figure ci-dessous montre la forme de ce joint :

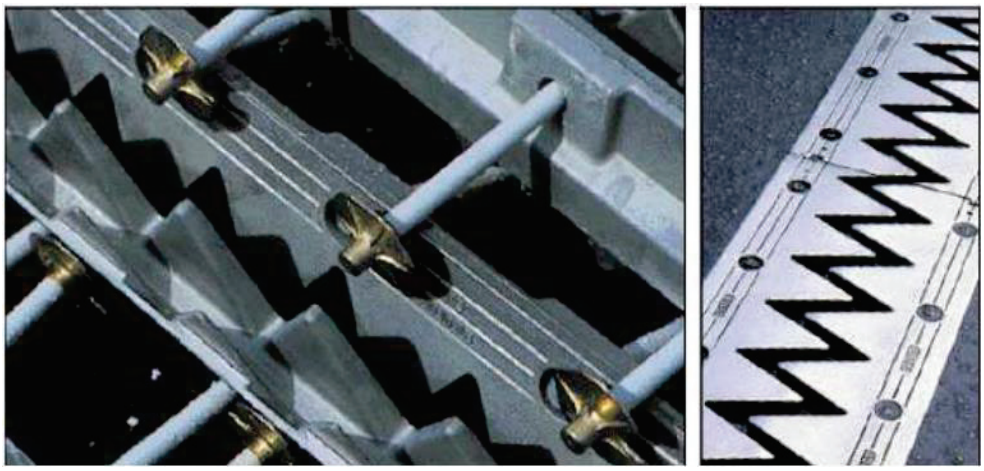


Figure IX.4.Joint du type Wd.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

Tableau IX.7.Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd160**.

IX.5. CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passée à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE X ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1. INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Dans le présent, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

X.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont. La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

X.2.1. Conception de la pile

Le choix du type de la pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques, mécaniques du site d'implantation de l'ouvrage et des déférents types. Pour notre ouvrage, on a opté pour le modèle de pile à futs rectangulaires (1mx3.5m) et un chevêtre de 6x5x2.

Tableau X.1.Implantation et hauteurs des piles.

Piles	P1	P2
Hauteur (m)	12	12
Position	PK 8+238.5	PK 8+333.5

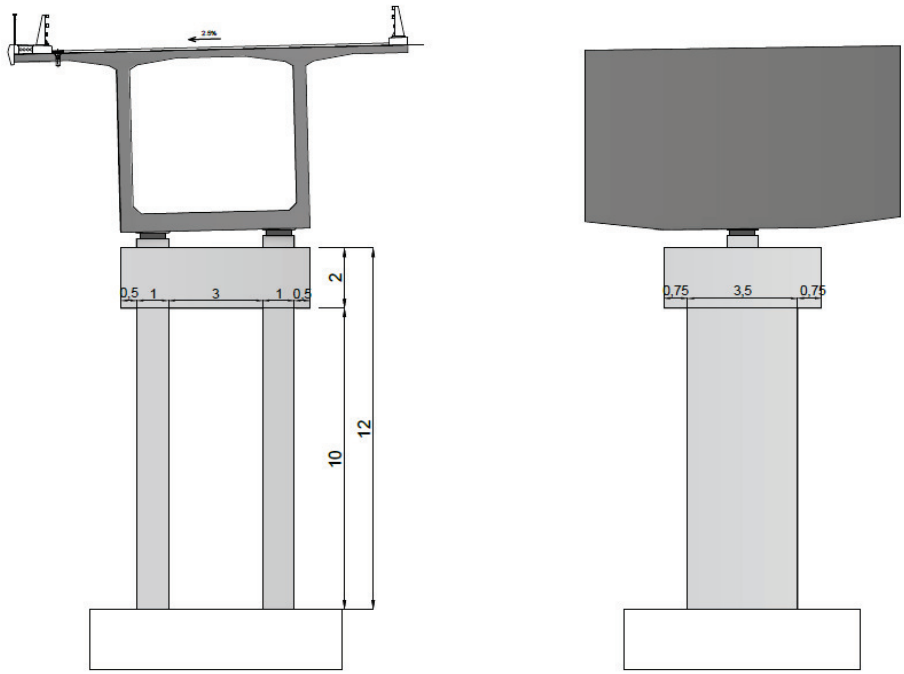


Figure X.1.Dimensions de la pile.

X.2.2. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis.

$$K_{A\text{-}APP}=G\times\frac{\pi D^2/4}{T} \qquad k_{Pile}=\frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{App}=\frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}}+\frac{1}{k_{A-APP}}}$$

Avec

D, T : sont respectivement le diamètre, et l'épaisseur d'élastomère ;

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui**, G = 0.9 MPa** en cas statique, et **1.2 MPa** en cas dynamique ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} **= 35 MPa**.

Tableau X.2.Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis longitudinale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	/	3.46	4.62	Infinie	6.92	9.23
P_2	10	7.23	9.63	770,71	14.19	18,80
P_3	10	Infinie	Infinie	770,71	770,71	770,71
C_4	/	3.46	4.62	Infinie	6.92	9.23

Tableau X.3.Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis transversale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	/	3.46	4.62	Infinie	6.92	9.23
P_2	10	Infinie	Infinie	1762,71	1762,71	1762,71
P_3	10	Infinie	Infinie	1762,71	1762,71	1762,71
C_4	/	3.46	4.62	Infinie	6.92	9.23

X.2.3. Evaluation de l'effort sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- ✓ Le présent pont est de 2eme groupe ;
- ✓ Le sol est de catégorie S2 (site ferme) ;
- ✓ L'ouvrage est classé en zone III ;
- ✓ L'accélération de zone A= 0.3.

X.2.3.1. Méthode de calcul

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.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

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 autrement dit, la masse des piles **MP** doit être inférieure à **43 %** de la masse du tablier : **MT=G+αQ**

- G : poids propre du tablier (voir ***Chapitre V***).
- Q : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 3 voies chargées).
- α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

Application Numérique :

$M_P = \rho \times \Sigma (si \times hi) = 25 \times (2\times (3.5\times10) + 2 \times (3.5\times10) + 2 \times (6\times5\times2))$

➔ **M_P = 6500 KN**

$M_T = G+\alpha Q$ ➔ $M_T = 52760.29 + 0,2 \times (69.99\times212)$

➔ **M_T =55727.866 KN**

$M_P \leq 0,43\ M_T = 23962.98$ KN

➔ **Condition Vérifiée.**

❖ **Angle de biais**

L'angle de biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

➔ **Condition Vérifiée** (il s'agit d'un pont sans biais).

❖ **Courbure de pont**

Il s'agit d'un pont droit ➔ **Condition Vérifiée.**

❖ **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis (excentricité théorique eo) ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$\mathbf{e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\%L}$$

Avec :

$$\boldsymbol{X_M = \frac{L}{2}\ et\ X_R = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}}$$

Application Numérique

$$X_M = \frac{210}{2} = 105\ m$$

X_R =149.2m donc :

$$\mathbf{e_0 = |105 - 149.2| = 44.2\ m > 5\%\ 210 = 10.5\ m}$$

➔ **Condition Non Vérifiée**

➢ Alors on utilise « la méthode du spectre de réponse ».

X.2.3.2. Spectre de réponse

On réutilisera le modèle longitudinal pour faire notre calcul multimodal en utilisant un logiciel de calcul.

On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

❖ **Spectre de dimensionnement**

Pour les deux directions longitudinale et transversale on utilise le spectre montré dans la figure suivante :

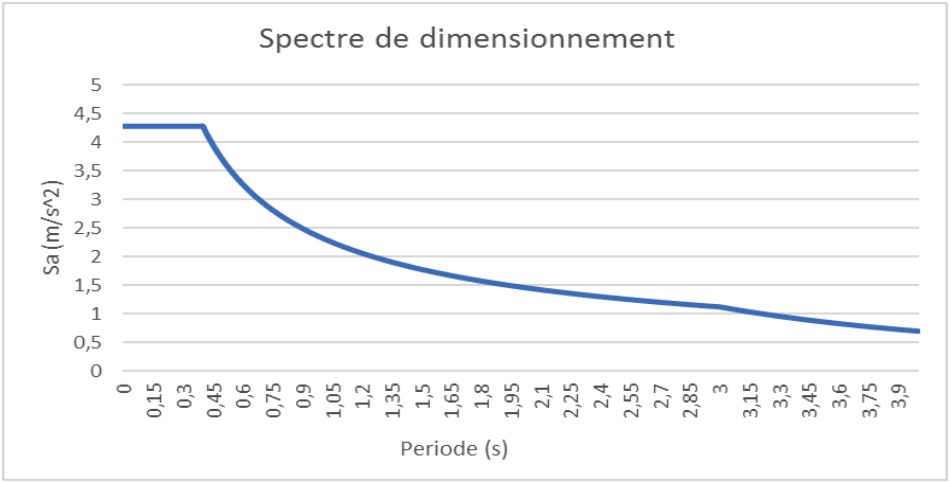


Figure X.2.Spectre de dimensionnement.

❖ **Spectre de réponse verticale**

Pour le spectre de réponse verticale est défini dans la figure suivante :

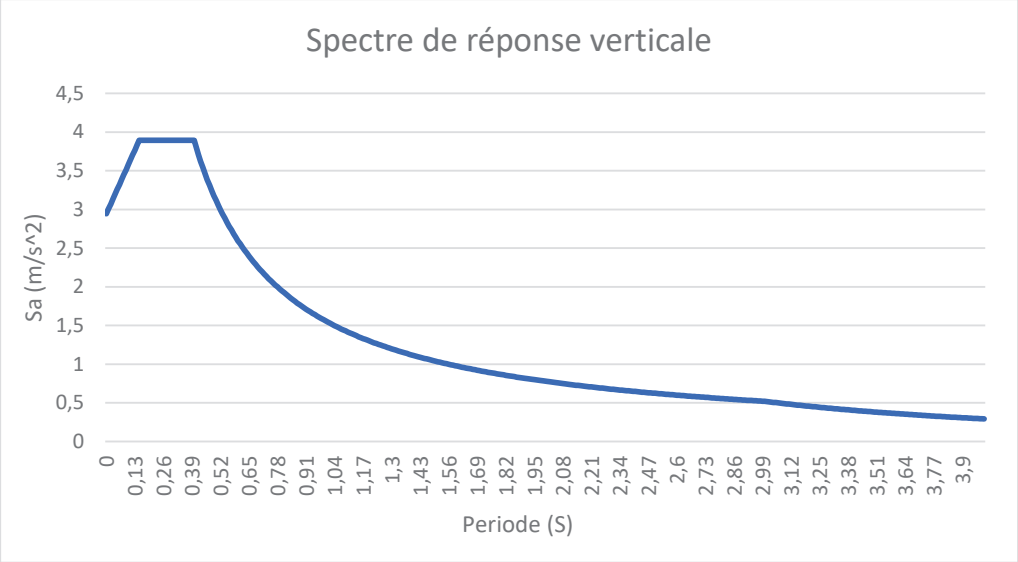


Figure X.3.Spectre de réponse verticale.

NB : Pour notre pont on a opté pour utiliser 8 amortisseurs (Voir **CHAPITRE I**)

X.2.3.3. Périodes propres

Après le calcul des modes propres (voir ***ANNEXE C***) :

- ✓ T= 0.27s pour le sens longitudinal.
- ✓ T= 0.13s pour le sens transversal.
- ✓ T= 0.04s pour le sens vertical.

X.2.3.4. Résultats des efforts sismiques

Les résultats après modélisation du modèle sont présentés dans les tableaux suivants :

❖ **Effort sismique longitudinal**

Tableau X.4.Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	C_1	P_2	P_3	C_4
F_L (KN)	109.65	841.53	13492.11	91.8
Déplacement du tablier (cm)	1.2	1.2	1	1

⇨ Le déplacement maximal obtenu dans le tablier est : **d_{long}=3.3 cm**

❖ **Effort sismique transversal**

Tableau X.5.Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appuis	C_1	P_2	P_3	C_4
F_T (KN)	173.12	10365.09	10365.09	173.12
Déplacement du tablier (cm)	1.9	0.6	0.6	1.9

⇨ Le déplacement maximal obtenu dans le tablier est **: d_{Trans}=2.3 cm**

❖ **Effort sismique vertical**

Tableau X.6.Distribution des forces et des déplacements verticaux sur chaque appui.

Appuis	C_1	P_2	P_3	C_4
F_V (KN)	1483.99	4531.91	4518.05	1463.31
Déplacement du tablier (cm)	0	0	0	0

⇨ Le déplacement maximal obtenu dans le tablier est **: d_{Vert}=1.4 cm**

❖ **Résultats pour la pile la plus sollicitée**

➢ Les efforts internes sous l'effort sismique dans la pile 3 (la plus sollicitée) sont affiché dans le tableau suivant :

Tableau X.7.Les efforts internes sous l'effort sismique dans la pile 3.

	V_L (KN)	V_T (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)	N (KN)
E_L	13492.11	0	84467.21	0	3878.49
E_T	0	10365.09	0	123829.89	0
E_V	5716.71	0	30755.35	0	4518.05

➢ Les efforts internes dans la pile 3 (la plus sollicitée) après affectation du coefficient de comportement (3.5 pour sens long et trans, 1 pour sens vertical) et divisé par 2 (Résultats par fut) sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau X.8.Les efforts internes dans la pile 03 (par fut).

	V_L (KN)	V_T (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)	N (KN)
E_L	1927.43	0	12066.71	0	554
E_T	0	1480.71	0	17689.86	0
E_V	816.57	0	4393.57	0	645.43

X.2.3.5. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 3.

$$E_1 = E_x + 0.3\,(E_y + E_z)$$

$$E_2 = E_y + 0.3\,(E_x + E_z)$$

$$E_3 = E_z + 0.3\,(E_x + E_y)$$

Tableau X.9.Efforts internes de la pile la plus sollicité sous les différentes combinaisons.

	E_1	E_2	E_3
V_L (KN)	2172.4	823.2	1394.8
V_T(KN)	444.21	1480.71	444.21
M_L(KN.m)	13384.79	4938.09	8013.59
M_T(KN.m)	5306.96	17689.86	5306.96
N (KN)	747.63	359.83	811.63

X.2.4. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les résultats des efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.10.Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Fut	1750	-	-
chevetre	1500	-	-
G_{max} Tablier	23707.14	-	-
A(l)	3219.34	-	-
Bc	1839.14	-	-
Bt	1235.35	-	-
Mc 120	2210.03	-	-
D240	2457.83	-	-
D280	2826.22	-	-
St	163.94	-	-
Freinage A(l)	-	274.54	3294,48
Freinage Bc	-	286.17	3434,04
H_T	-	107.16	1285,92
H_{flv} (Ret + flu)	-	446.5	5358,00

Et pour les efforts sismiques appliqué à un fut de la pile sont résumés dans le **Tableau X.9**.

NB : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point situé :

- Bas de la pile ;
- Centre de la pile.

X.2.5. Combinaison des efforts

Tableau X.11.Combinaisons des efforts à prendre en compte pour l'ELU et l'ELS.

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	$G + 1.2\ A(l) + St + 0.6H_T + H_{flv}$	**ELU**	$1.35G + 1.6A(l) + 1.6St + 0.9HT + Hflv$
	$G + D240 + 0.6\ H_T + H_{flv}$		$1.35\ G + 1.35\ D240 + 0.9\ HT + Hflv$
	$G + 1.2\ Bc + St + 0.6T + H_{flv}$		$1.35\ G + 1.6\ Bc + 1.6St + 0.9\ HT + Hflv$
	$G + 1.2\ Bt + St + 0.6T + H_{flv}$		$1.35\ G + 1.6\ Bt + 1.6St + 0.9\ HT + Hflv$
	$G + Mc\ 120 + 0.6\ H_T + H_{flv}$		$1.35\ G + 1.35\ Mc\ 120 + 0.9\ HT + Hflv$
	$G + D280 + 0.6\ H_T + H_{flv}$		$1.35\ G + 1.35\ D280 + 0.9\ HT + Hflv$

Tableau X.12.Combinaisons des efforts à prendre en compte pour l'ELA.

Cas	Combinaisons
ELA longitudinal	$G + E_1 + 0.2(A(l) + St) + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_1 + 0.2\ D240 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_1 + 0.2(Bc + St) + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_1 + 0.2\ (Bt + St) + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_1 + 0.2\ Mc\ 120 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_1 + 0.2\ D280 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
ELA transversal	$G + E_2 + 0.2(A(l) + St) + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_2 + 0.2\ D240 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_2 + 0.2(Bc + St) + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_2 + 0.2\ (Bt + St) + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_2 + 0.2\ Mc\ 120 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_2 + 0.2\ D280 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
ELA vertical	$G + E_3 + 0.2(A(l) + St) + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_3 + 0.2\ D240 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_3 + 0.2(Bc + St) + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_3 + 0.2\ (Bt + St) + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_3 + 0.2\ Mc\ 120 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + E_3 + 0.2\ D280 + 0.4\ H_T + H_{flv}$

Les résultats des combinaisons sont mentionnés dans l'**ANNEXE C**.

X.2.6. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus sollicité « Pile 3 » :

I_x=**3.57 m^4 ;** I_y=**0.29 m^4 ; S=3.5 m^2 ; h=10 m**

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

Avec :

l_f : la longueur du flambement de la pile 3 : $l_f = 0.5 \times h = 5$ m ;
i : rayon de giration.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 0.28 \text{ m} \rightarrow \lambda = 17.37 < 70 .$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 1.01 \text{ m} \rightarrow \lambda = 4.95 < 70.$$

➔ **Condition Vérifiée**

Donc pas de risque de flambement autour des axes x-x et y-y.

X.2.7. Ferraillage de la pile

X.2.7.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations pour la pile 2 sous les différentes combinaisons présentées dans **X.2.5** sont présentées dans l'**ANNEXE C**.

Tableau X.13.Solicitations les plus défavorables.

Etat	N(KN)	H(KN)	M_{long}(KN.m)	M_{tran}(KN.m)
ELU	20902,69	578,55	6942,55	/
ELS	14664.02	427,10	5125,20	/
ELA	16189.54	444,21	16664.37	17689,9

X.2.7.2. La section d'acier

Avec un logiciel qui calcule la section d'acier et fait la vérification (détail de calcul dans l'***ANNEXE D***) on obtient :

- As (coté b) = 199.1 cm^2 on prend **24HA32**
- As (cote h) = 119.5 cm^2 on prend **24HA25**

X.2.7.3. Vérification de l'effort tranchant

$V_u = P_{horizontal}$ (ELU) = 578.55 KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{578.55 \times 10^{-3}}{3.15} = 0.18 \text{ MPa.}$$

$\tau_u' = \inf\{4\text{MPa}; 0.1f_{c28}\} = 3.5$ MPa. (Fissuration préjudiciable).

$\tau_u' \geq \tau_u$ ➔ **vérifiée**

On opte pour des cadres horizontales de **HA10** avec St = 30 cm (zone courante) et St=15 (zone critique).

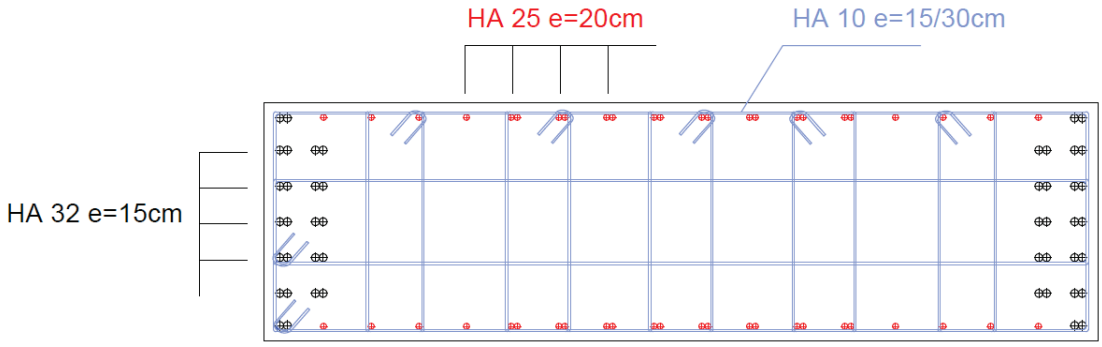


Figure X.4.Ferraillage du fut.

X.2.8. Etude du chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par une flexion longitudinale.

Notre chevêtre est reposé sur deux futs et peut présenter par le schéma statique suivant :

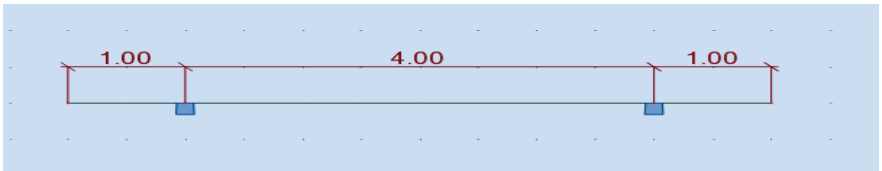


Figure X.5.schéma statique du chevêtre du logiciel de modélisation.

Après modélisation du chevêtre avec logiciel Autodesk Robot Structural Analysis et avoir appliquer les charges à prendre en compte : Gmax tablier, Poids propre et Qmax + St

Voir **ANNEXE B** pour Moment max et effort tranchant max du chevêtre.

X.2.8.1. Ferraillage du chevêtre

Moment max du chevêtre est à l'ELS sous la combinaison G+1.2 A(l)+St

Le chevêtre est ferraillé à la flexion simple avec un logiciel de calcul Voir **ANNEXE D.**

Nappe Supérieure : M=6490.15 KN.m As =143.6 cm^2 On prend 22 HA32 avec st=23cm

Nape Inférieure : M=3245.07 KN.m As=103.6 cm^2 On prend 22 HA25 avec st=23 cm.

Pour la vérification de l'effort tranchant $N_{Max\text{-}ELU}$=12683.69 KN (Voir **ANNEXE B**), on opte pour des cadres de HA16 avec St = 20 cm (zone courante) et St=10 (zone critique).

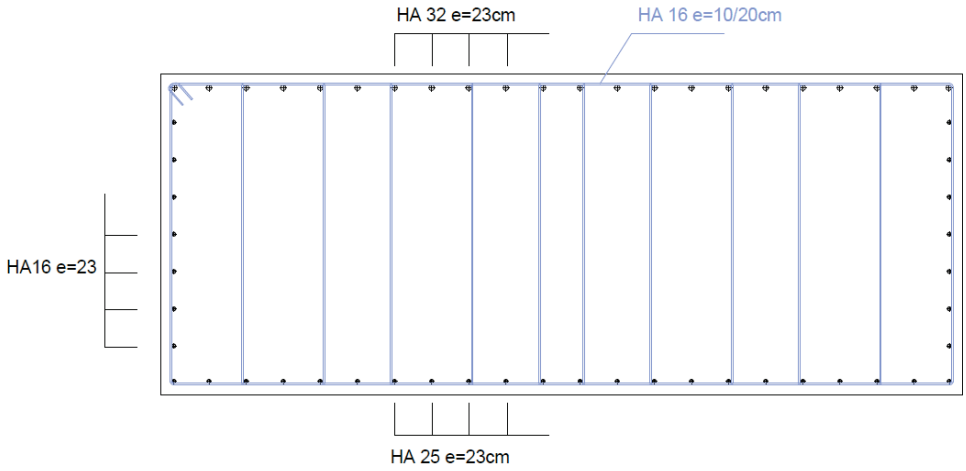


Figure X.6.Ferraillage chevêtre.

X.3. ETUDE DE LA FONDATION SOUS PILE

X.3.1. Choix du type de fondations

L'emplacement, l'importance de l'ouvrage (grandes charges transmises au sol) et les résultats pressiométriques (faibles en surface), sont les paramètres du choix de type de fondations.

Les fondations les mieux appropriées aux appuis de l'ouvrage sont donc des fondations profondes, des pieux en béton armé forcés de diamètre 1.2m

X.3.2. Détermination de la capacité portante d'un pieu isolé

L'étude des pieux va nous permettre de déterminer ses caractéristiques géométriques et ainsi que sa capacité portante en fonction des études géotechniques réalisées.

On projette de mettre en place des pieux forés de 1,2m de diamètre avec une longueur de 11 m, sa longueur étant calculée de sa base à celle de la semelle de fondation.

Les caractéristiques pressiométriques prises en compte des couches traversées sont celle de l'essai SP3 mentionné dans l'**ANNEXE A.**

On déterminera la charge limite de pointe et la charge limite par frottement latéral. Ces deux valeurs seront combinées pour obtenir les différentes possibilités d'occurrence.

Tous les calculs seront faits en conformité avec les prescriptions du fascicule 62 titres V.

X.3.2.1. Détermination de la charge limite de pointe

La charge limite de pointe est la charge maximale mobilisable à la base du pieu. Dans le cas d'un essai pressiométrique de Ménard, cette charge est donnée par :

Qpu = A.qu = A. Kp . *Ple**

- **A** : section de pointe, **A = π. R²** = 3.14 x 0.6² = 1.1304 m²
- **Kp** : facteur de portance. C'est un coefficient qui est donné par le tableau suivant :

Tableau X.14.Valeurs du facteur de portance kp.[11]

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

Pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol (pieu foré) dans une marne on a :
Kp = 1.8

- **Ple*** : C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante :

$$Ple^* = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} Pl^*(z).dz$$

Avec :
a = max (B/2; 0,5m) = 0,6m,
b = min (a ; h) = 0,6m , où h est la hauteur du pieu dans la couche porteuse.
Pl*(z) : Pression limite nette tel que : Pl*(z) =Pl -P_0
Pl(z) : Pression limite donnée par le pressiomètre.
P_0 : Contrainte horizontale totale dans le sol au moment de l'essai

Tel que : $P_0=u+k_0\,\sigma'_{v0}$

σ'_{v0} :La contrainte verticale effective dans le sol au niveau considéré,
u : La pression interstitielle à ce même niveau,
k_0 : Coefficient de poussée des terres au repos égale à 0.33.

➢ Après calcul de la pression moyenne autour de la base du pieu en chaque point on fait sortir la moyenne et les résultats finaux sont mentionnés dans le **Tableau X.15.**

Tableau X.15.Résultats finaux du calcul de la charge limite de pointe.

Ple* (MPa)	4.96
qu (MN)	8.93
Qpu (t)	1010.02

X.3.2.2. Détermination de la charge limite par frottement latéral

L´effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du fût du pieu est calculé par l´expression suivante :

$$Q_s = P.\sum qsi.hi$$

P : périmètre du pieu : P = 2πr = 2x3.14x0.6= 3.77 m

hi : Hauteur sur laquelle s'exerce le frottement latéral.

qsi : Frottement latéral unitaire donné par la **Figure X.5** et le **Tableau X.16** si dessous de l'annexe C3 du fascicule 62- titre V (en fonction de la nature de sol de la couche traversée et de la pression limite)

	Argiles, Limons			Sables, Graves			Craies			Marnes ; marno-calcaires	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	Q_1,Q_2 (1)	Q_2,Q_3 (1)				Q_1	Q_3	Q_4,Q_5 (1)	Q_3	Q_4,Q_5
Foré boue	Q_1	Q_1,Q_2 (1)		Q_1	Q_2,Q_1 (2)	Q_3,Q_2 (2)	Q_1	Q_3	Q_4,Q_5 (1)	Q_3	Q_4,Q_5 (1)
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1,Q_2 (3)		Q_1	Q_2,Q_1 (2)	Q_3,Q_2 (2)	Q_1	Q_2	Q_3,Q_4 (3)	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	
Injecté haute pression (6)		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

Tableau X.16.Determination des abaques.[11]

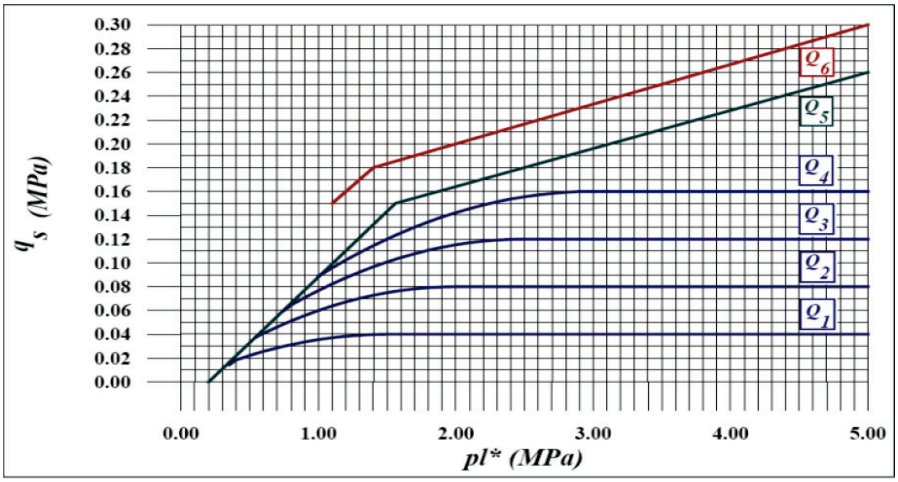


Figure X.7.Valeurs du frottement latérale unitaire.[11]

Tableau X.17.Frottement unitaire en fonction de z et frottement final.[11]

Z(m)	Classe de sol	Abaque choisi	hi (m)	qsi (MPa)
8	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
9	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
10	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
11	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
12	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
13	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
14	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
15	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
16	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
17	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
18	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
19	Sable marneux grisâtre très compact.	Q_4	1	0,16
			∑ qsi.hi (MPa)	**2.08**
			Qs (t)	**783,744**

X.3.2.3. Détermination de la capacité portante totale Qu

Le calcul de Qpu et Qsu étant faits, il reste plus qu'à les combiner pour obtenir la capacité portante selon les cas de combinaison.

Selon le fascicule 62 titre V :

- **<u>État limites ultimes</u> :** **Qu=Qpu+Qsu**
  - Combinaisons fondamentales : **Qu /1.4**
  - Combinaisons accidentelles : **Qu /1.2**

- **<u>État limites de service</u> :** **Qc=0.5Qpu+0.7Qsu**
  - Combinaisons quasi-permanentes : **Qc/1.4**
  - Combinaisons rares : **Qc/1.1**

Tableau X.18.Résultats finaux après combinaisons.

Combinaisons	Portance pointe (t)	Portance frottement (t)	Portance totale(t)
État limites ultimes			
Fondamentale	721,4412598	559,8171429	**1281,258403**
Accidentelle	841,6814698	653,12	**1494,80147**
État limites de service			
Quasi permanente	721,4412598	559,8171429	**752,5926299**
Rares	918,197967	712,4945455	**957,8451653**

X.3.3. Nombre de Pieux

Le nombre de pieux sous la semelle est déterminé grâce à la formule suivante :

$$N = \frac{\text{Effort max}}{capacite\ portante\ d'un\ pieu} = \frac{45693.39}{12812.6} = 3.56$$

- **Il y a lieu de disposer de 6 pieux de 11 m de longueur et un diamètre de 1.2 m.**

Donc deux files de 3 pieux avec un entraxe de **ep=3Φ=3.6m**

X.3.4. Dimensions de la semelle

❖ **La largeur**

B = (N-1) x L + 2ϕ ⟶ **B=6 m**
N : étant le nombre de rangés des pieux ;
L : entraxe entre deux files (L=3ϕ=3.6m) ;
ϕ: diamètre des pieux (1.2 m) .

❖ **La longueur**

Ls = (N-1) x L + 2φ ⟶ **Ls = 9.6 m**

❖ **La hauteur**

Ht $\geq \frac{L}{2.5}$ **,** Ht ≥ 1.44 m ⟶ **Ht=2 m**

X.3.5. Evaluation des efforts à la base de la semelle

En plus des efforts calculés pour l'étude de la pile, on doit tenir compte des efforts dus au poids propre de la semelle.

Poids propre de la semelle = (9.6x6x2) x25 = **2880 KN.**
Les efforts appliqués sur la semelle sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau X.19.Valeurs des efforts appliqués sur la semelle.

Etat	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	1.35G+1.6(Bc + ST) +0.9H_T+H_{flv}	43485,07	1157,09	16199,27
ELS	G+1.2Bc+ST+0.6H_T+H_{flv}	32208,05	854,20	11958,80
ELA	G + E + 0,2A(l) + ST+ 0,4 HT + Hflv	32016,78	4987,04	34437.4

X.3.6. Ferraillage de semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h = H – d' ;
L : entraxe entre les pieux ;
b : épaisseur de la pile .

- **<u>Application Numérique</u>**

h= 2-0.1=1.9m ≥ $\frac{3.6}{2} - \frac{3.5}{4}$=0.925 m .

$$\alpha_1 = \alpha_2 = arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right) = 64.07° \geq 45°.$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

- **Application Numérique**

$N_{Max\text{-}ELS} = 6{,}73$ MN ;
$N_{Max\text{-}ELA} = 7{,}06$ MN ;
$\overline{\sigma_a(els)} = \frac{2}{3} f_e = 333.33$MPa ;
$\overline{\sigma_a(ela)} = f_e = 500$ MPa ;
$As\text{-}_{ELS} = 98{,}34$ cm^2 ;
$As\text{-}_{ELA} = 83{,}00$ cm^2.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\mathbf{L = H + \Phi_{pieu} = 3.1\ m.}$

Armatures transversales inférieure :

As = 98.34 cm^2 ; Soit :22 HA25, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieure :

As_2 = As/3=32.78 cm^2 ; Soit : 22 HA14, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As_1 = As/2= 49.17 cm^2 ; Soit : 16 HA20, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

As_3 = As/4= 24.585 cm^2 ; Soit : 16 HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

As_4 = As/10= 9.83 cm^2 ; Soit : 10 HA12, avec un espacement de 20 cm.

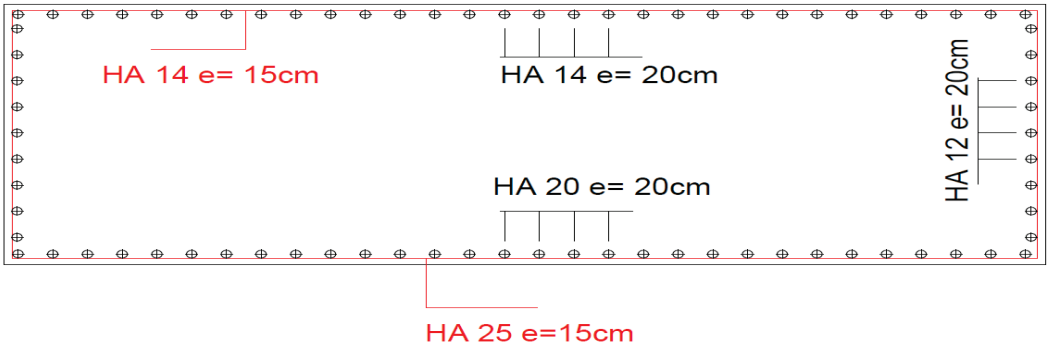


Figure X.8.Ferraillage de la semelle.

X.3.7. Effort revenant à chaque pieu

On admet les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieux semelle proportionnelle à la charge,
- ✓ Semelle infiniment rigide,
- ✓ Pieux identiques

$$\mathbf{N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}}$$

Avec :

n : nombres des pieux ;
N : effort normal ;
Mx, **My** : moments dans les sens x,y ;
X = y = 1.8 m : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau X.20.Réactions sur pieux.

Etat	N_{Max} (KN)	N_{Min}(KN)
ELU	9091,38	5747,58
ELS	6733,25	4260,71
ELA	8524,78	2147,48

❖ **Remarque :**

A l'ELS :
Nmax < 9578,45 KN ⟶ pas de risque de poinçonnement.
Nmin > 0 ⟶ pas de risque de soulèvement.
A l'ELU :
Nmax < 12812,58 KN ⟶ pas de risque de poinçonnement.
Nmin > 0 ⟶ pas de risque de soulèvement.
A l'ELA :
Nmax < 14948,015 KN ⟶ pas de risque de poinçonnement
Nmin > 0 ⟶ pas de risque de soulèvement

X.3.8. Evaluation des efforts revenants à chaque pieu

Pour l'évaluation des efforts sur pieu on a modélisé ce dernier avec un logiciel de calcul. La modélisation a été faite en modélisant un ressort chaque 1 m de la longueur du pieu en donnant au ressort un module Kf calculé selon le fascicule 62 titre V par la formule dans la figure qui suit et ceci afin d'introduire l'interaction sol-pieu. Le Kf calculé est pour des sollicitations de courte durée (séisme) et pour les sollicitations à longue durée on utilise Kf/2.

Le module K_f est calculé par la formule suivante (***) :

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B}\left(2{,}65 \cdot \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} + \alpha} \quad \text{pour : } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot (2{,}65)^{\alpha} + \alpha} \quad \text{pour : } B \leq B_0$$

avec B_0 = 0,60 m, α étant un coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux suivants :

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
TYPE	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α
Surconsolidé ou très serré	–	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	–	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		–

Figure X.9.Module Kf et coefficient α caractérisant le sol selon fascicule 62 titre V.

Apres calcul on obtient les Kf à chaque mètre présenté dans le tableau suivant :

Tableau X.21.Résultats du module Kf chaque 1 m.

H(m)	EM (bars)	PL (bars)	EM/PL	Alpha	Kf (KN/m)
1	80,7	6,31	12,79	0,6	40127,31
2	84,7	9,66	8,77	0,6	42116,27
3	432	55,5	7,78	0,6	214807,89
4	452	44,7	10,11	0,6	224752,70
5	576	48,6	11,85	0,6	286410,52
6	977	50	19,54	0,6	485803,95
7	577	50	11,54	0,6	286907,76
8	432	55	7,85	0,6	214807,89
9	804	53,1	15,14	0,6	399781,35
10	872	50,4	17,30	0,6	433593,70
11	673	50,3	13,38	0,6	334642,84
12	857	50,2	17,07	0,6	426135,09

La modélisation du pieu et les résultats obtenus après applications des différentes charges sont présentés dans l'**ANNEXE B**.

X.3.9. Ferraillage du pieu

Les efforts obtenus (montrée dans l'annexe B) après modélisation et application des charges, on obtient les efforts max à l'ELA.

Le ferraillage du pieu sera fait par un logiciel de calcul en béton armé voir **ANNEXE D**.

- Armatures longitudinales : 10HA20

-Armatures transversales : Cerces de HA12 avec un espacement maximal St=20cm en zone courante et St=10cm en zone critique (une profondeur 2D à partir de la tête du pieu).

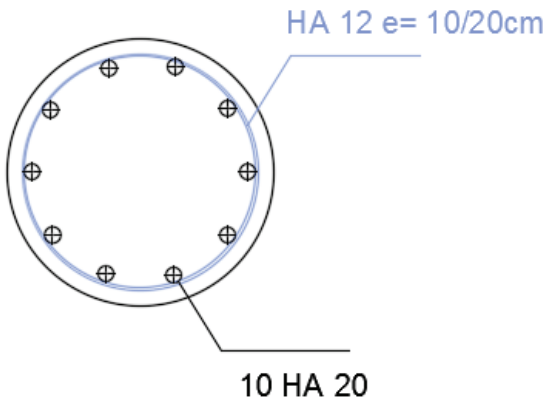


Figure X.10.Ferraillage du pieu sous pile.

X.4. ETUDE DE LA CULEE

La définition de la culée est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Il est commun qu'un projet de pont débute par l'implantation des appuis extrêmes (les culées) pour déterminer la longueur totale de la brèche à franchir.

Assurant la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception et demande une attention particulière lors de leur dimensionnement.

X.4.1. Définition

La culée est un élément fondamental de la structure de tout ouvrage dont le rôle est double. En effet, une culée joue à la fois le rôle d'appui du tablier de par le fait qu'elle soit soumise aux mêmes efforts que les piles, mais aussi le rôle de mur de soutènement car elle subit l'effet résultant de la poussée des terres et des surcharges de remblais.

La culée doit satisfaire à des exigences d'ordre mécanique et technique, à savoir :

-La transmission des efforts au sol de fondation,

-La limitation des déplacements verticaux du tablier (tassement),

-La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

X.4.2. Choix du type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont 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 sous forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée. Pour notre culée remblayée est constituée d'un mur de garde-grève encastré sur une semelle et prolongé par des murs en retour ou en ailes (murs latéraux).

La conception et l'exécution de ce type de culée sont réputées pour être relativement simples.

X.4.3. Prédimensionnement de la culée

- **Eléments constitutifs de la culée :**

-Deux murs en retour servant à assurer le soutènement des terres de remblais.

-Un mur garde-grève qui protège l'about du tablier en retenant les terres d'une part et qui assure la fixation du joint de chaussée d'autre part.

-Une dalle de transition destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage tout en assurant le confort de l'usager.

-Un corbeau qui sert comme appuis pour la dalle de transition sous forme d'un trapèze

Tableau X.22.Les dimensions des éléments de la culée.

Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	Corbeau	La semelle
Longueur : 12.5 m Epaisseur : 0.6 m Hauteur : 3.5 m	Surface : 8.52 m² Epaisseur :0.5 m	Longueur : 4 m Epaisseur :0.3 m Largeur : 11.4 m	H=0.8 m ; h=0.4m Epaisseur : 0.4 m Largeur : 11.50 m	Longueur : 7.44 m Epaisseur : 2 m Largeur : 12.5 m

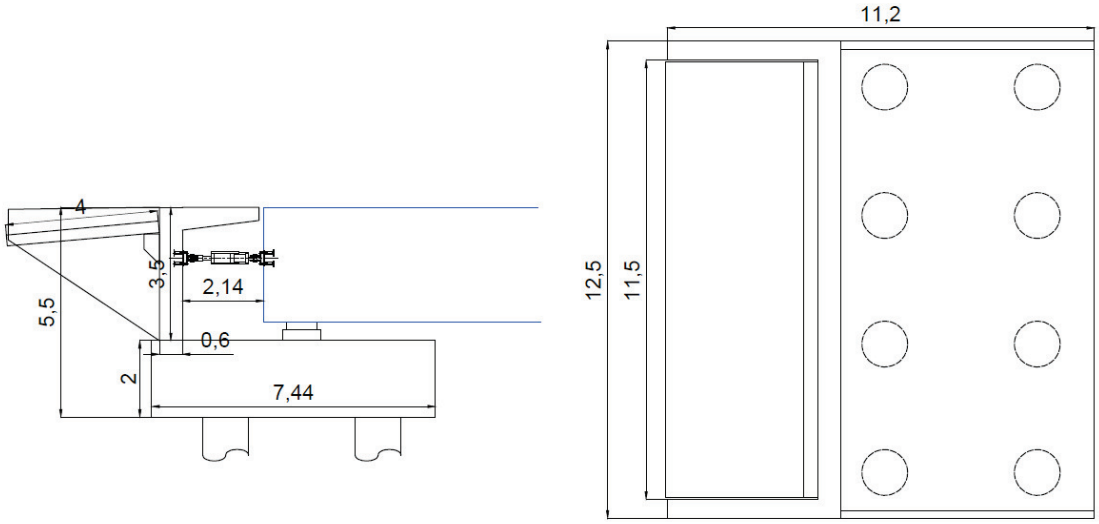


Figure X.11.Dimensions de la culée.

X.4.4. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.
Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres qu'on va les traiter en détail au-dessous.

- **Calcul du coefficient de poussée**

  Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v :

  $$k_h = 0.3 \quad ; \quad k_v = 0.3 \times k_h = 0.09$$

k_h : Coefficient sismique horizontal ;
k_v : Coefficient sismique vertical.

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\sin\varphi.\sin(\varphi-\beta-\theta)\Big/\cos\beta.\cos\theta}\right]}$$

Avec :
H : est la hauteur du mur ;
$\varphi = 30°$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{k_H}{1 \pm k_v}\right).$$

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau X.23.Calcul du coefficient de poussée Kad.

Conditions		Notations	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Condition normale		CN	0	0	0°	0.333
Conditions sismiques	Horizontal ; 1+kv	CS1	0.3	0.09	15.39°	0.543
	Horizontal ; 1-kv	CS2	0.3	-0.09	18.25°	0.603

X.4.4.1. Evaluation des efforts statiques

Tableau X.24.Evaluations des efforts statiques de la culée.

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux Fv (KN)	Efforts horizontaux FH (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	Mfv (KN.m)	Mfh (KN.m)
Semelle	4650	-	0	1	0	-
Mur garde grève	656.25	-	3.22	3.75	2113.13	-
Corbeau	69	-	5.08	4.49	350.52	-
Mur en retour	214.63	-	4.26	4.72	914.31	-
Dalle de transition	171	-	372	4.8	636.12	-
Poids des terres amont	86.94	-	3.70	2.05	321.68	-
Poids des terres sur DDT	211.14	-	3.72	4.80	785.44	-
Poids des surcharges	230	-	2.87	0	660.1	-
Poussée des terres	0	1033.18	0	-1.83	-	-1894.18
Poussée des surcharges	0	208.73	0	-2.75	0	-573.99
Somme	6288.96	1241.91	/	/	5781.30	-2468.17
Effort dus au tablier						
G tablier	3387.19	-	-0.2	0	-677.44	-
A(l)	1790.26	-	-0.2	0	-358.05	-
BC	1545.39	-	-0.2	0	-309.08	-
Bt	1208.41	-	-0.2	0	-241.68	-
MC 120	1085.88	-	-0.2	0	-217.18	-
D240	1966.67	-	-0.2	0	-393.33	-
D280	1959.93	-	-0.2	0	-391.99	-
St	26.86	-	-0.2	0	-5.37	-
Fflv (Retrait + fluage)	-	484.58	0	-2	-	-969.16
F température	-	116.3	0	-2	-	-232.60
Freinage A(l)	-	3.29	0	-2	-	-6.58
Freinage Bc	-	3.43	0	-2	-	-6.86

X.4.4.2. Evaluation des efforts sismiques

On a fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

- 1er cas : séisme « horizontal ; 1+kv » : Kh = A.

- 2ème cas : séisme « horizontal ; 1-kv » : Kh = A.

- 3ème cas : séisme « vertical » : Kv = 0.3A.

A : coefficient d'accélération de zone A=0.3

X.4.4.2.1 Évaluation des charges sismiques permanentes

Tableau X.25.Ensemble des efforts sismiques des différents éléments de la culée.

	N1 (kN)	V1 (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Total	545,31	1817,69	460,91	3133,89

X.4.4.2.2 Evaluation des charges Sismiques due à la poussée des terres

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$F_{ah} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm k_v)k_{ad} \times H^2$$

γ : poids volumique des terres $\gamma_r = 18$ KN/m^3

Tableau X.26.Valeurs extrêmes de la Poussée dynamique.

	N2 (KN)	V2 (KN)	Mh (KN.m)
Pad Max	0,00	1853,91	-3398,84
Pad Min	0,00	1718,09	-3149,83

Par sommation des efforts sismiques des différents éléments de la culée et les valeurs extrêmes de la Poussée dynamique on aura les valeurs suivantes :

Tableau X.27.Sommation des efforts sismique de la culée.

	Nc (KN)	Vc (KN)	Mc (KN.m)
CAS 1	0,00	3671,60	6532,73
CAS 2	0,00	3535,78	6283,72
CAS 3	545,31	0,00	460,91

X.4.4.2.3 Evaluation des charges sismiques due au tablier

Les composantes du séisme sont calculées auparavant et elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau X.28.Effort sismique du tablier agissant sur la culée.

	Nt (KN)	Vt (KN)	Mv (KN.m)	Mh (KN.m)
Séisme Tablier	**2014**	**173,00**	**402,80**	**346,00**

La sommation des efforts sismiques de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée se fera à la racine des carrés de leurs valeurs.
Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau X.29.Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée.

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0,00	3675,67	6541,88
CAS 2	0,00	3540,01	6293,23
CAS 3	2086,52	0,00	224,03

X.4.4.2.4 Combinaisons d'action

Les valeurs trouvées dans le tableau précédent seront combinées avec la somme des efforts permanents de la culée et les deux valeurs extrêmes du tablier de l'étude statique.
Les efforts sismiques finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.30.Evaluation des efforts à l'ELA.

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)	R1 (KN)	R2 (KN)
P max - H + 0,3V	11073,19	4207,46	-3034,55	1194,49	1573,81
P min - H - 0,3V	9645,12	4071,76	-2955,60	1020,91	1390,36
P max + V - 0,3H	12533,75	1634,49	1701,59	1673,07	1460,37
P min - V - 0,3H	8184,56	1593,76	1292,84	1103,87	942,27

Où :

- Pmax : Effort statique maximal.
- Pmin : Effort statique minimal.
- H : Effort sismique horizontal.
- V : Effort sismique vertical.

Les valeurs de R1 et R2 sont comparées avec la portance totale accidentelle.
$N_{Max\text{-}ELA}$=1673.07 KN < 14948,015 KN (pas de risque de poinçonnement).
$N_{Min\text{-}ELA}$=942.27 KN > 0 (pas de risque de soulèvement).

X.4.5. Ferraillage des éléments de la culée

Détail du calcul du ferraillage est dans l'**ANNEXE D.**

X.4.5.1. Mur garde-grève

Le calcul des sollicitations a été fait par modélisation du mur garde-grève à l'aide d'un outil informatique (Autodesk Robot Structural Analysis), détail de la cartographie voire **ANNEXE B.**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier **:** avec un logiciel de calcul A_s = 29.5 cm², On prend **7HA25/ml** (As=34.36 cm²).
Armatures longitudinales **:** H14, St = 15cm.

X.4.5.2. La dalle de transition

❖ **Evaluation des efforts**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m

- Remblais : $G_{remblais} = 18 \times 0.6$ ➔ $G_{remblais}$ = 10.8 KN/m
- Poids propre de la dalle : $G_{P.Dalle} = 25 \times 0.3$ ➔ $G_{P.dalle}$ = 7.5 KN/m;
- Revêtement : $G_{Revêtement} = 24 \times 0.08$ ➔ $G_{Revêtement}$ =1.92 KN/m ;
- Surcharge d'exploitation : ➔ Q = 10 KN/m.

❖ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

Tableau X.31.Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35G+1.6Q	86.59	86.59
ELS	G+1.2Q	64.44	64.44

❖ **Ferraillage de la dalle de transition**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier **:** A_s = 11.5 cm² On prend **6HA16/ml** (As=12.06 cm²) avec St =17.5 cm ;

Armatures longitudinales **:** barres de **HA12** avec St =20cm (nappe supérieur et nappe inferieur) ;

Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : **6HA12/ml** avec St= 17.5 cm.

X.4.5.3. 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.

❖ **Evaluation des efforts**

Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{R_{Rem}=\frac{ql}{2}}$$

Avec

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges des remblais ; $q=q_{remblais}+q_{revêtement}+q_{p\ dalle}$.

➔ $R_{Rem}=\frac{20.22\times4.5}{2}=45.5KN/ml$

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$\mathbf{R_{Dal\text{-}T}=\frac{ql}{2}}$$

q : charge due au poids de la dalle de transition.

➔ $R_{Dal\text{-}T}=\frac{10\times4.5}{2}=22.5\ KN/ml$

❖ **Combinaison d'actions sur le corbeau**

$\mathbf{R_{ELU} = 1{,}35 \times R_G + 1{,}6 \times R_Q = 109.21\ kN/ml.}$

$\mathbf{R_{ELS} = R_G + 1{,}2 \times R_Q = 81.19\ KN/ml.}$

❖ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau travaille en compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : A_s =11.2 cm² On prend 6HA16/ml avec St = 17.5cm ;

Armatures de répartition : A's = As/3 ; Soit : 6HA12/ml avec St= 17.5cm.

X.4.5.4. Mur en retour

Le mur en retour est un élément qui est encastré dans la semelle et dans partie qui est en contact avec un mur frontal, il travaille à la flexion composée, il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, surcharge, poussée de surcharge et la poussée des terres.

Le calcul des sollicitations a été fait par modélisation du mur en retour à l'aide d'un outil informatique (Autodesk Robot Structural Analysis), détail de la cartographie dans les deux sens voire **ANNEXE B.**

❖ **Ferraillage du Mur en retour**

- **Coté x_x (flexion simple)**

Avec un logiciel de calcul on a Mxx=187.63 KN.m
Section d'acier **:** Avec logiciel de calcul A_s = 18.5 cm² On prend **5HA25/ml.**
Armatures de constructions **:** A's = As/3 ; Soit : **5HA12/ml.**

- **Coté y_y (flexion composée)**

Avec un logiciel de calcul on a Myy=45.59 KN.m et Ny_y=306 KN
Section d'acier **:** Avec Robot expert $A_s < A_{sMin}$, on prend $A_s=A_{sMin}$=5.6 cm² On prend 5HA16/ml.

Armatures de constructions **:** A's = As/3 ; Soit : **5HA12/ml.**

X.4.6. Fondation sous culée

X.4.6.1. Nombre de Pieux

Le nombre de pieux sous la semelle est déterminé grâce à la formule suivante :

$$N = \frac{\text{Effort max}}{capacite\ portante\ d'un\ pieu} = \frac{20123}{14948,015} = 1.35$$

➢ **Il y a lieu de disposer de 8 pieux**

Donc deux files de 4 pieux avec un entraxe de **ep ≥3Φ=4 m.**

X.4.6.2. Evaluation des efforts à la base de la semelle

Les efforts appliqués sur la semelle sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau X.32.Evaluation des efforts à la base de la semelle.

Etat	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	1.35G + 1.6 Q+1.6St + 0.9H_T + H_{flv}	13120,30	3241,38	9641,58
ELS	G + 1.2 A(l) + St + 0.6H_T + F_{flv}	9722,15	1838,01	5332,55
ELA	G + 0,2 Q + 0,4 HT +0.3 V-H	11073,19	4207,46	-3034,55

X.4.6.3. Ferraillage de semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la même méthode que pour la fondation sous pile.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φ_{pieu}=3.1 m.**

Armatures transversales inférieure :

As = 44.25 cm^2 ; Soit :15 HA20, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieure :

As_2 = As/3=14.75 cm^2 ; Soit : 15 HA12, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As_1 = As/2= 22.13 cm^2 ; Soit : 12 HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

As_3 = As/4= 11.064 cm^2 ; Soit : 12 HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

$As_4 = As/10 = 4.425\ cm^2$; Soit : 10 HA10, avec un espacement de 20 cm.

X.4.6.4. Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Tableau X.33.Réactions sur pieu.

Etat	N_{Max} (KN)	N_{Min}(KN)
ELU	3072,36	1037,44
ELS	1751,74	853,94
ELA	1673,07	942,27

❖ **Remarque :**

A l'ELS :

Nmax < 9578,45 KN ⟶ pas de risque de poinçonnement.

Nmin > 0 ⟶ pas de risque de soulèvement.

A l'ELU :

Nmax < 12812,58 KN ⟶ pas de risque de poinçonnement.

Nmin > 0 ⟶ pas de risque de soulèvement.

A l'ELA :

Nmax < 14948,015 KN ⟶ pas de risque de poinçonnement.

Nmin > 0 ⟶ pas de risque de soulèvement.

X.4.6.5. Ferraillage du pieu

Pour le ferraillage du pieu on utilise la même méthode que celui des piles. Les résultats obtenus sont affichés dans l'**ANNEXE B.**

Après calcul on obtient le même ferraillage que les pieux sous pile.

Détail de ferraillage Voir **ANNEXE D.**

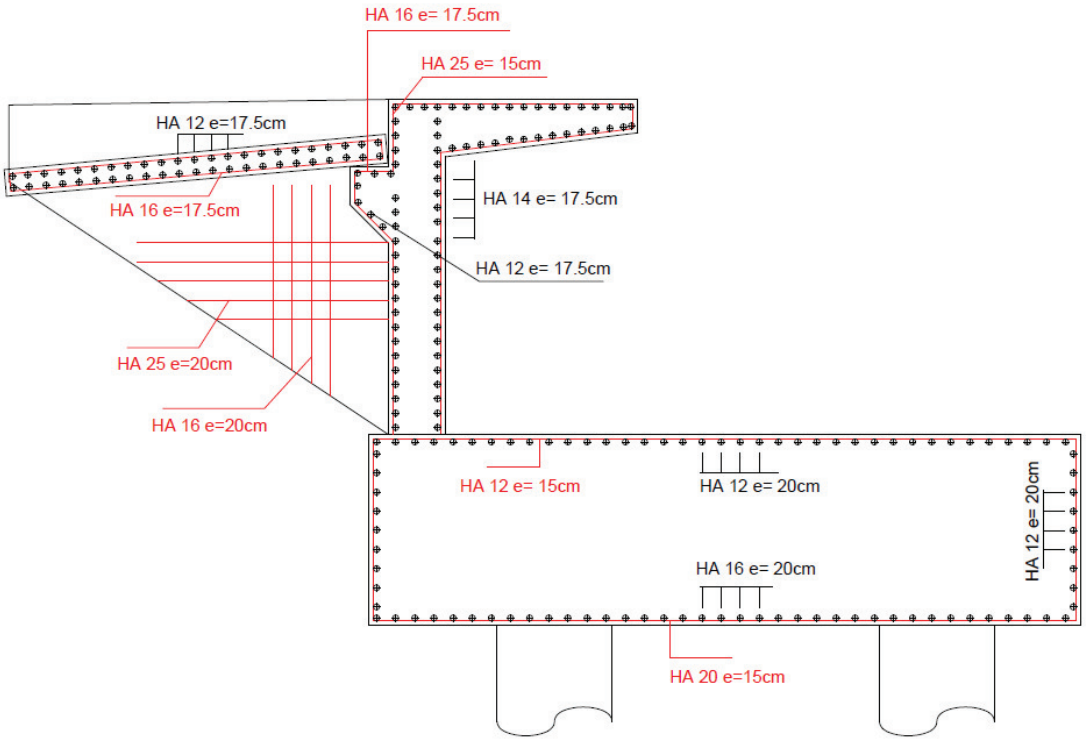


Figure X.12.Ferraillage de la culée.

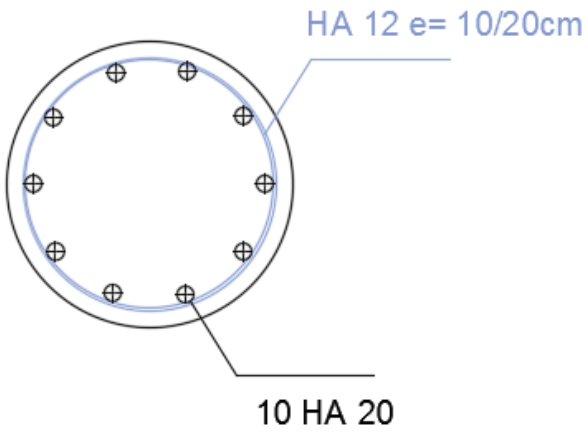


Figure X.13.Ferraillage du pieu sous culée.

X.5. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont doit tenir compte de l'effet sismique qui est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de séismicité élevée ou même peu élevé.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un pont construit en encorbellement successif coulé sur place avec inertie variable en utilisant les règlements nécessaires. Ce projet objet d'étude fait partie de l'évitement de ville de Boumerdes sur la RN 24 au PK 8+181 afin de soulager la ville d'un trafic important.

Ce travail est une phase importante dans le cycle de notre formation, il nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des travaux Publics Francis Jeanson

En réalisant ce travail nous avons tenté d'utiliser tous les logiciels techniques à notre disposition (à Base des Eléments Finis, de Conception et Calcul Béton Armé), afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum de temps à la réflexion, et la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, aussi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

En fin, quel que soit les difficultés qu'on a rencontré durant notre projet de fin d'étude, il restera un événement important car non seulement il représente une transition de la vie académique à la vie professionnelle mais aussi une étape pour développer notre savoir-faire et savoir être.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Calgaro, J.A & Virlogeux, M. « ***Projet et construction des ponts*** ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).

[2] Calgaro,J.A & Bérnard-Gély, A. « ***Conception des ponts*** ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

[3] Document SETRA, « ***Ponts courants en zone sismique*** **».** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)

[4] 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)

[5] Document SETRA, « ***Ponts mixtes acier-béton*** ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009)

[6] THONIER. H. « ***Le béton précontraint aux états limites*** ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France), (1992)

[7] THONIER.H « le ***projet de béton armé*** ». SEBTP, 5ème édition (2005)

[8] Document technique réglementaire **RCPR, RPOA** (2009), Ministère des travaux publics

[9] BELAOURA Mbarek, (2018/2019) **« *Cours de Béton Précontraint* »**. Ecole Nationale

Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

[10] BELAOURA Mbarek, (2018/2019) **« *Cours de Béton Armé* »**. Ecole Nationale

Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

[11] Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux ***FASCICULE N° 62 - Titre V*****.** Ministère de l´équipement, du logement et des transports.

[12] Document SETRA (Novembre 2007) « ***Appareils d'appuis à pot*** » Ministère de l'écologie, du développement et de l'aménagement durable (France).

[13] Document SETRA (Novembre 2006) « ***Diffusion des efforts concentrés*** » Ministère de l'écologie, du développement et de l'aménagement durable (France).

[14] Mr. BENAYAD Karim (2013) Mémoire de Magistère en Génie Civil « ***comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base ».*** Encadré par Mr. BOUMECHRA Nadir, Maître de Conférences A et Mr. HAMDAOUI Karim, Maître de Conférences B Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen

[15] Michel Kahan, Revue Française de Génie Civil « ***Dimensionnement simplifié d'amortisseurs visqueux non linéaires pour ponts en zone sismique*** » (22 Février 2016)
[16] MILAN ZACEK « ***construire parasismique*** ». Edition parenthèses, 1996

[17] NAIT,Zerrad et BENMOUNA, Nabil. « ***Analyse de l'effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments*** » diplôme de master (juin 2014). Université abou Bekr Belkaid-Telemcen

[18] Cassandra Dion « ***Etude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques*** ». En vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées (Janvier 2010) école polytechnique de Montréal

[19] Appareils d'appui en élastomère fretté Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires. (Juin 2007).
[20] MICHAEL A. Reley and FAHIM Sadek,Development of test Guidelines for passive energy dissipation devices. (1999).

[21] Xavier ROBERT-VEILLETTE « ***Impact du taux d'amortissement visqueux élastique des ponts routiers sur les résultats d'analyses sismiques linéaires et non linéaires*** ». Mémoire de maîtrise, spécialité : génie civil (Mai 2013). Sherbrooke (Québec) Canada.

ANNEXE A GEOLOGIE ET RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

D'après la carte géologique N° 22 – Thenia (Ménerville) présentée précédemment dans le **Chapitre II** et les connaissances de ce secteur, le terrain s'inscrit dans :

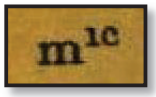
⇨ **Des formations sédimentaires** : recouvertes par endroits par des alluvions anciennes et récentes, du pliocène supérieur, des marnes argileuses bleues et les marnes du cartennien.



Alluvions récentes : Dépôts limoneux des vallées, largement étendues sur les rives de l'Isser (2 à 3 Km) ainsi que dans ses affluents, qui ont facilement raviné les argiles sahéliennes. A l'Ouest, vallées de l'oued Corso et du Boudouaou, excellentes terres de cultures.



Dunes : Développées sur tout le rivage, principalement entre le Cap Blanc et l'Isser, où elles atteignent 45 mètres d'altitude avec une largeur de 1500 mètres.



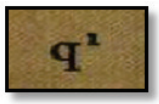
Cartennien : Marnes dures, conchoïdes, pénétrées de nombreux filons de calcite fibreuse ; ravinements grisâtres caractéristiques, sol broussailleux, quelques intercalations de grès ou de calcaires en plaquettes ; fossiles rares : **Ostrea Boblayei**, **Pecten**, **dents de carcharodon**, etc. Ces marnes sont modifiées et durcies par la labradorite.



Sahélien ; Marnes argileuses bleues : Puissante assise qui occupe la majeure partie de la surface de la feuille ; épaisseur maximale 150 mètres. Ces marnes forment à l'Ouest le substratum de « **P¹** », constituent les collines des Issers, de Bordj-Ménaiel. Fossiles rares et mal conservés, sauf dans quelques intercalations sableuses (Bellefontaine, Ménerville, Zamouri) : Dentalium Bouei, Pleurotomes, Ceratrotochus multispinosus, Trochocyathus crassus, etc…



Pliocène supérieur : Sables argileux rouges, parfois très fortement colorés, formant une zone continue sur tout le littoral ; intercalations irrégulières de lits caillouteux, de poudingues quartzeux, de grès grossiers, de sables concrétionnés provenant de dunes consolidées (tranchées du Corso). Epaisseur max : 50 mètres, fossiles rares : Pectunculus violacescens, Venus verrucosa, Pecten cristalus, Turritella communis, etc. Couche faiblement inclinées vers le rivage ; relevées à 205 mètres (Zaâtra) ; passent au col de Ménerville.

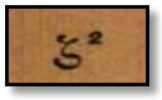


Alluvions anciennes des vallées actuelles : Atterrissements caillouteux suivant la direction des vallées, formant terrasse élevée de 20 25 mètres au-dessus de l'Isser (Aïn Leghatha), 35 40 mètres (Isser-ville) ; ailleurs dépôts torrentiels des flancs du massif de Ménerville (Zaâtra), profondément entaillés par les ravins.

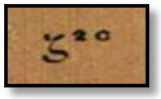


Plages émergées (niveau inférieur) : Plages quaternaires ; sables et grès pectoncles, altitude de 10 20 mètres au-dessus du rivage (Mersa Djinet)

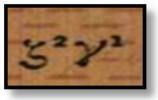
⇨ **Des terrains cristallophylliens** : représentées par des calcaires cristallins, des micaschistes et schistes micacés et des micaschistes granulitisés.



Micaschistes et schistes micacés : à quartz glanduleux, constituent l'arrête du Djebel Bou-Arous ; nombreux filons de granulite et pegmatite.

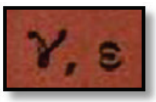


Calcaires cristallins : (Cipolins), blancs, marmoréens en lentilles dans les micaschistes ; plusieurs petits ilots : Ali Omar, à l'Ouest ; Sidi Messaoud, Zaâtra, à l'Est, où ils sont exploités comme pierre chaux, ainsi qu'au Coudiat Akoust, au S.E de Bordj Ménaiel.



Micaschistes granulitisés : Roches gneissiques, gneiss feuilletés, gneiss glanduleux, produit dans les micaschistes par l'injection de la granulite. Contreforts du Nord du Djebel Bou-Arous, masses rocheuses.

⇨ **Des roches éruptives** : on trouve le granite de Ménerville, les conglomérats liparitiques, les liparites feldspathiques, les liparites quartzifères.



Granite de Ménerville : Aspect d'un granite ancien à mica noir ; structure granulitique. Roche souvent décomposée traversée par les épanchements de liparites ; s'étend sur la bordure Sud du massif de Ménerville. Considérée comme tertiaire par suite de son analogie complète avec les granulites des Beni-Mimoun (Bougie), qui ont modifié les grès de Numidie (Eocène supérieur).



Liparites quartzifères : roches compactes à pate verte ou violette, avec cristaux de quartz et lamelles de mica noir. Souvent décomposées, ces roches constituent toute la partie Est du Djebel Bou Arous (massif de Sidi Feredj), le Coudiat Raïcha, etc. Ces roches ont été reprises en galets dans les poudingues cartenniens.



Liparites feldspathiques : Roches blanchâtres à aspect caverneux et rude de trachyte, traversant les poudingues cartenniens et s'intercalant à la base des marnes de cet étage (Coudiat Raïcha, Cap Blanc).

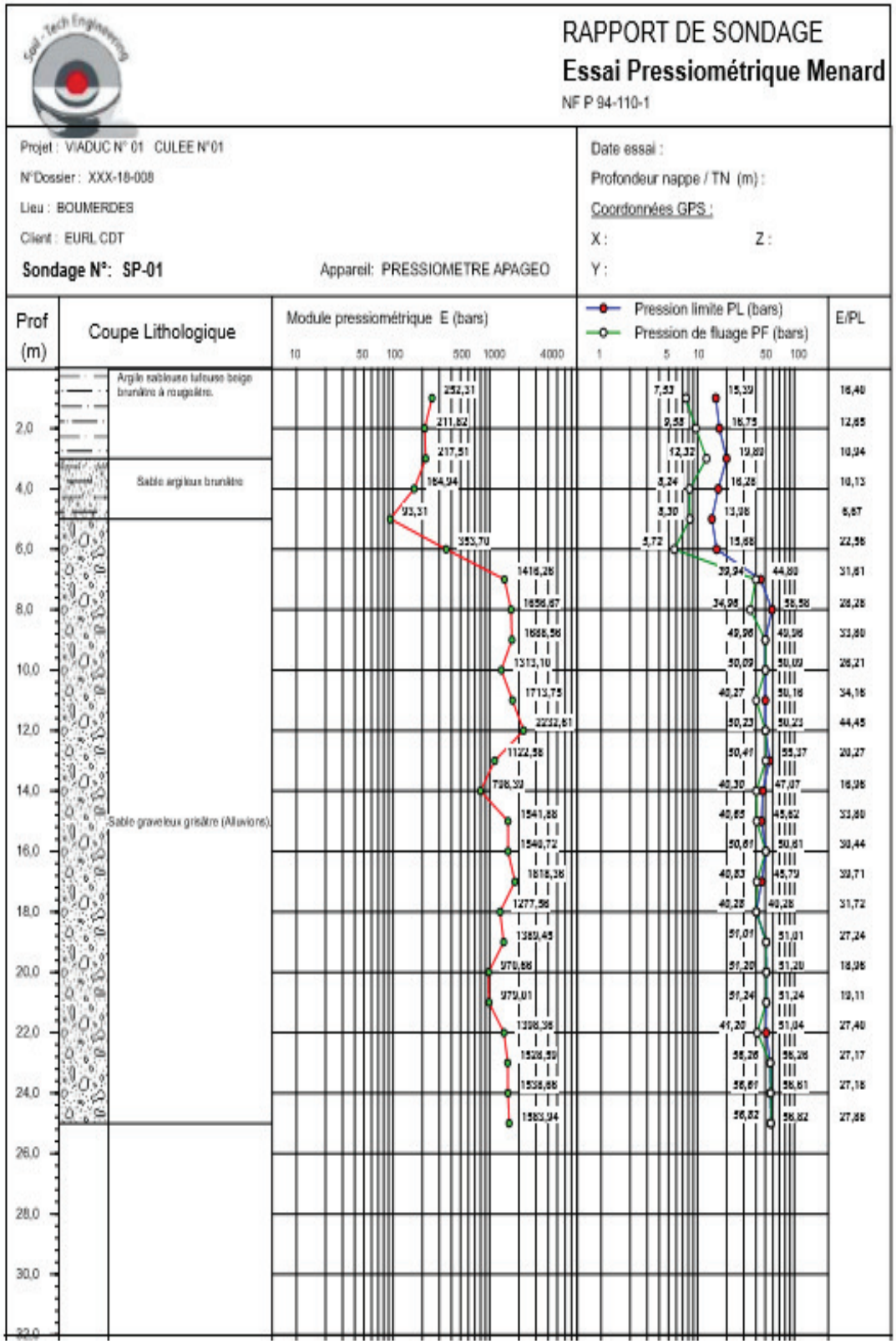


Conglomérats liparitiques : Blocs et fragments de roches diverses, liparites et granites, dans un tuf blanchâtre en relation avec les liparites feldspathiques (Cap Blanc, Mers-el-Hadjadj).

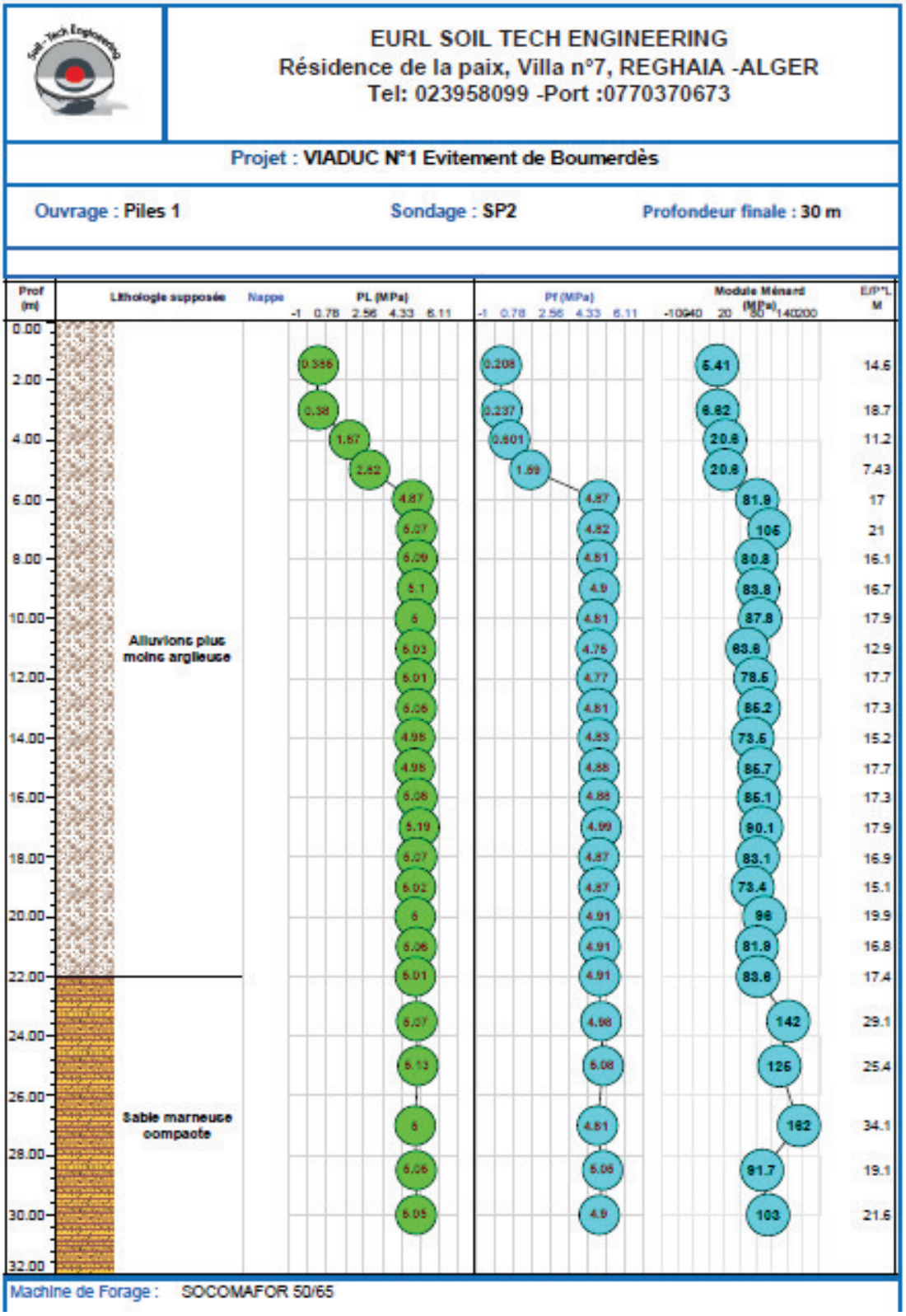
⇨ **Des filons ferrugineux :**



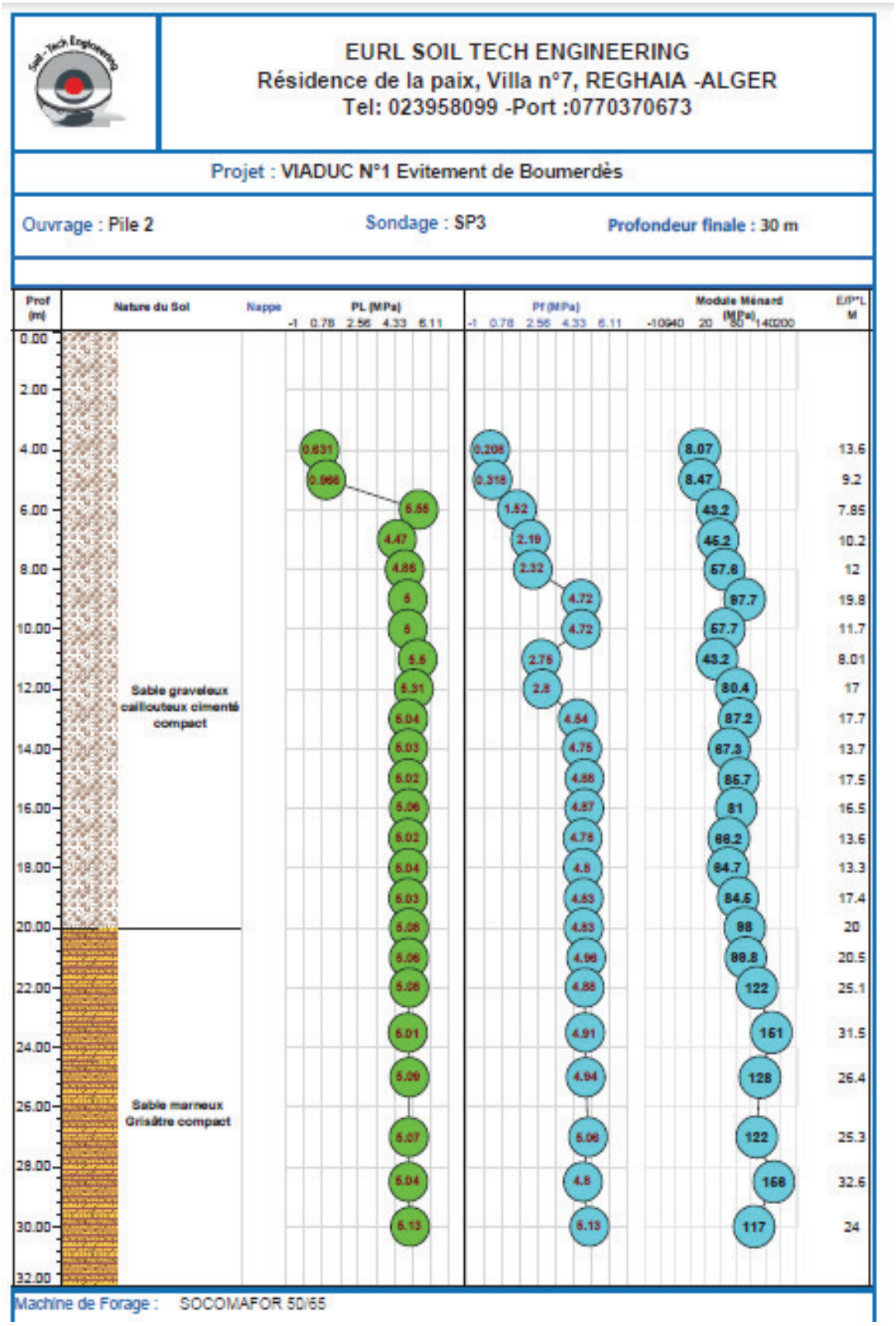
Fe Dans les micaschistes, au Nord de Ménerville (Oued Keddache) fer oligiste accompagnant un dyke de liparite



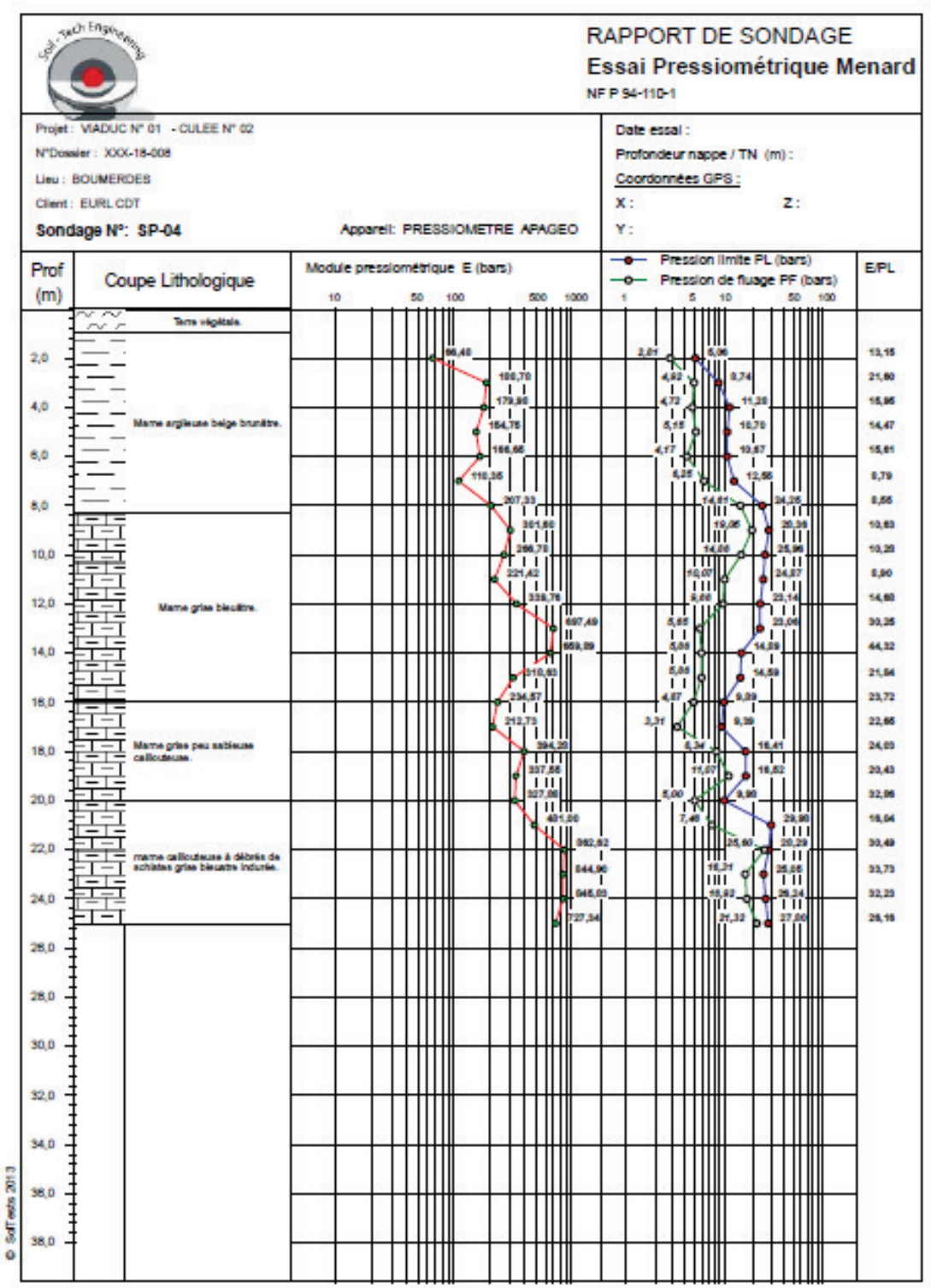
ANNEXE A. 1.Résultats du sondage SP1



ANNEXE A. 2.Résultats du sondage SP2



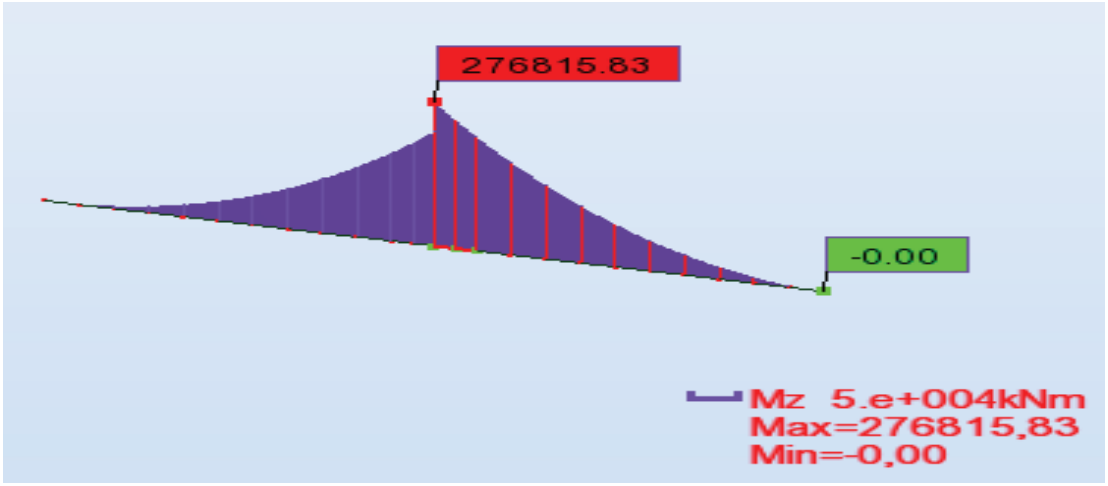
ANNEXE A. 3.Résultats du sondage SP3



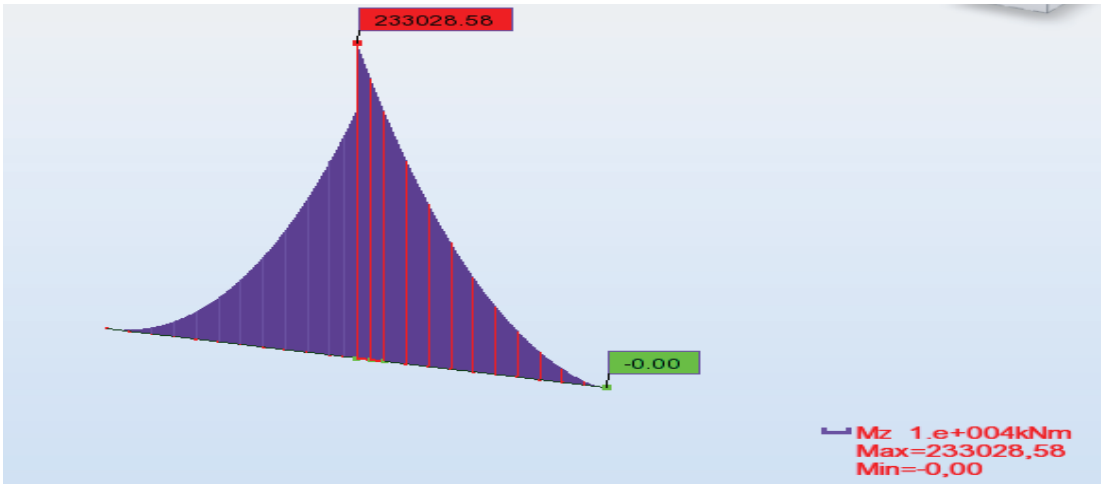
ANNEXE A. 4.Résultats du sondage SP4.

ANNEXE B

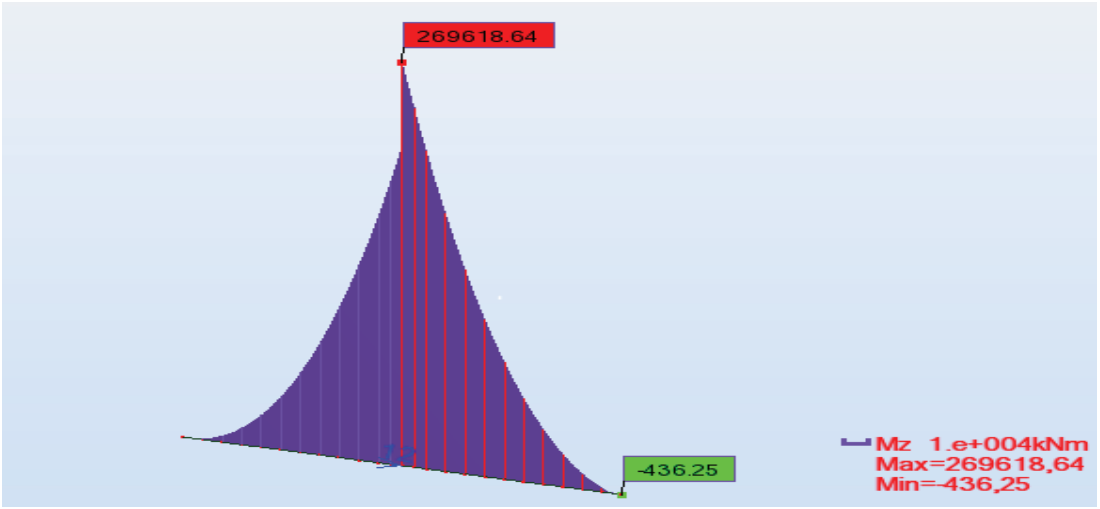
RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



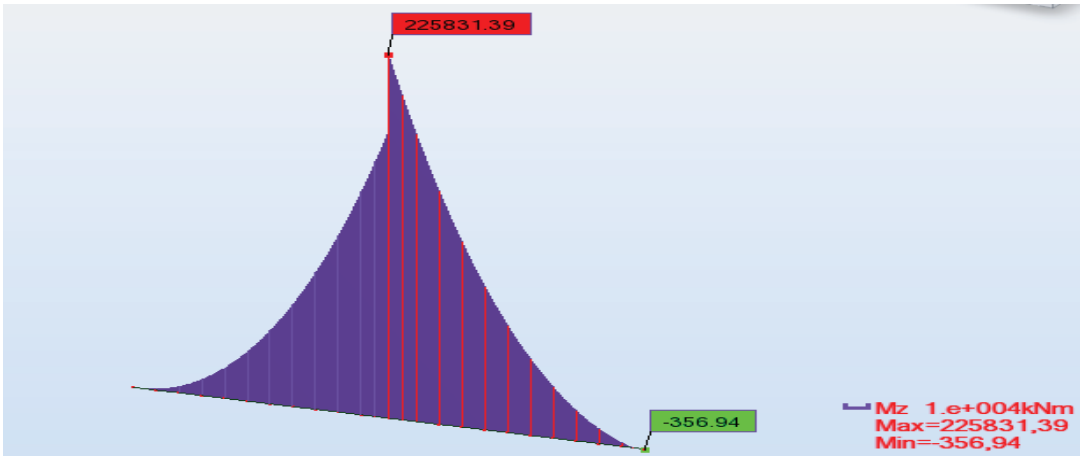
ANNEXE B. 1.Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous la combinaison A1.



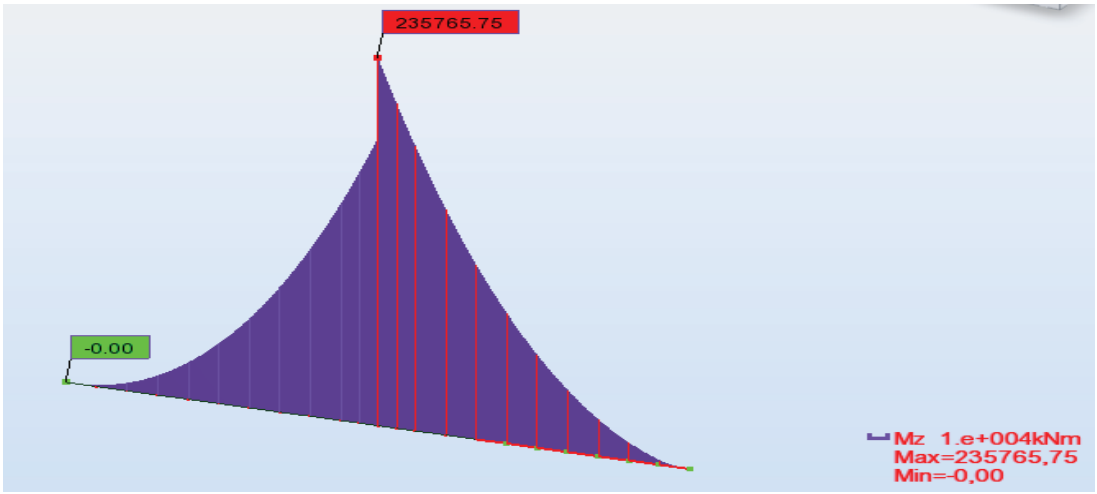
ANNEXE B. 2.Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous la combinaison A2.



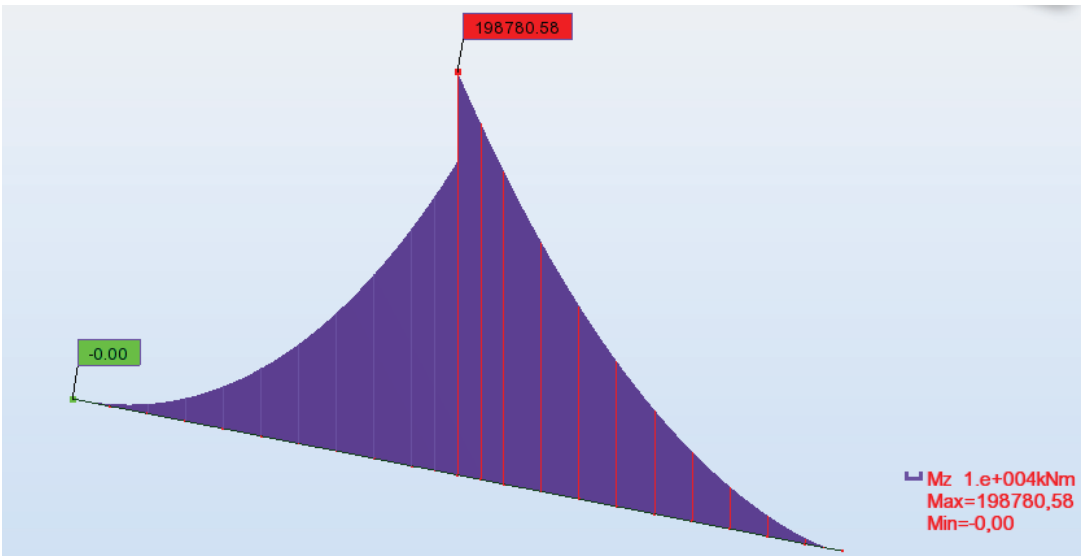
ANNEXE B. 3.Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous la combinaison B1.



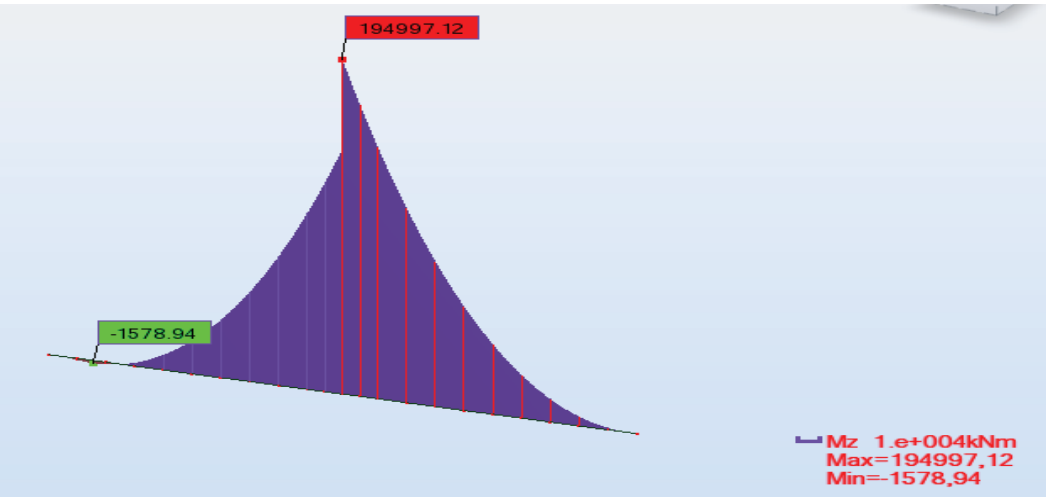
ANNEXE B. 4.Moment fléchissant dans la phase de construction (11) sous la combinaison B2.



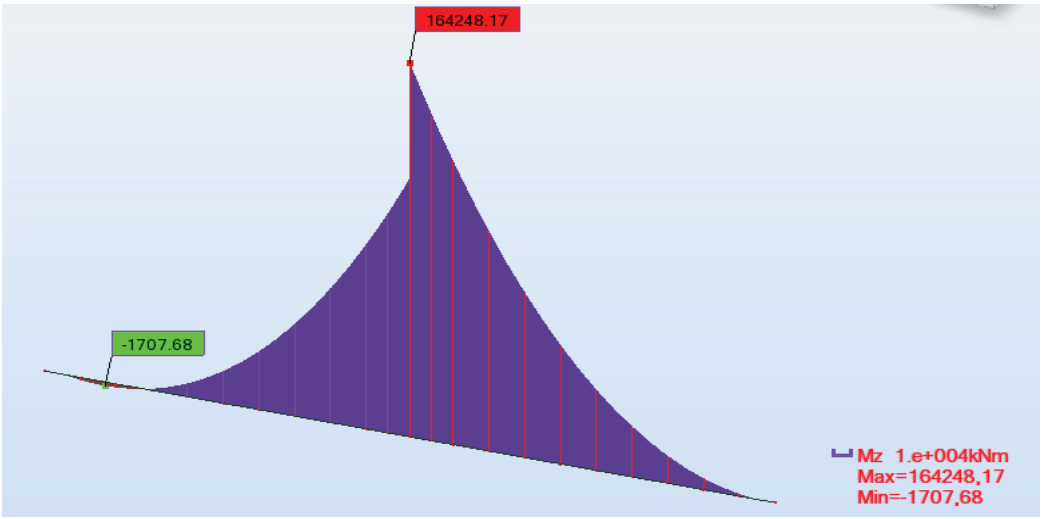
ANNEXE B. 5.Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison A1.



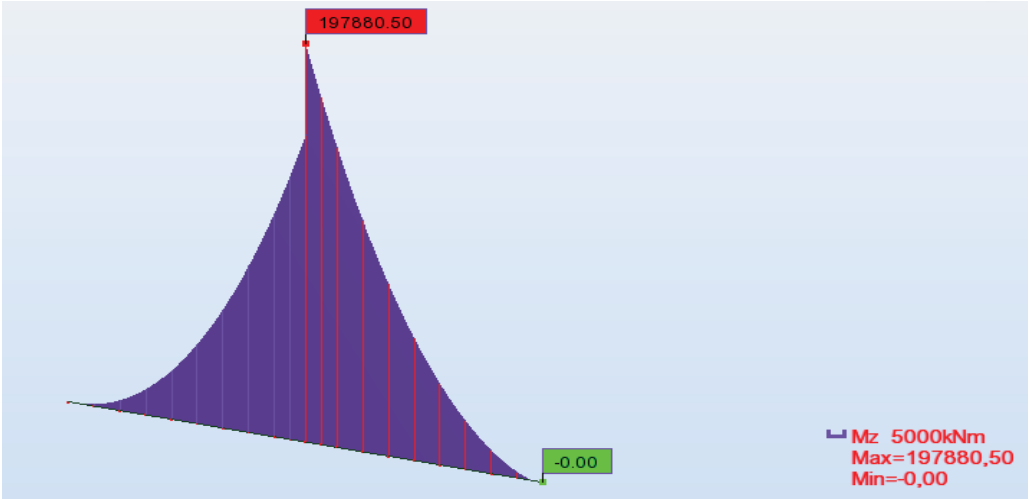
ANNEXE B. 6.Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison A2.



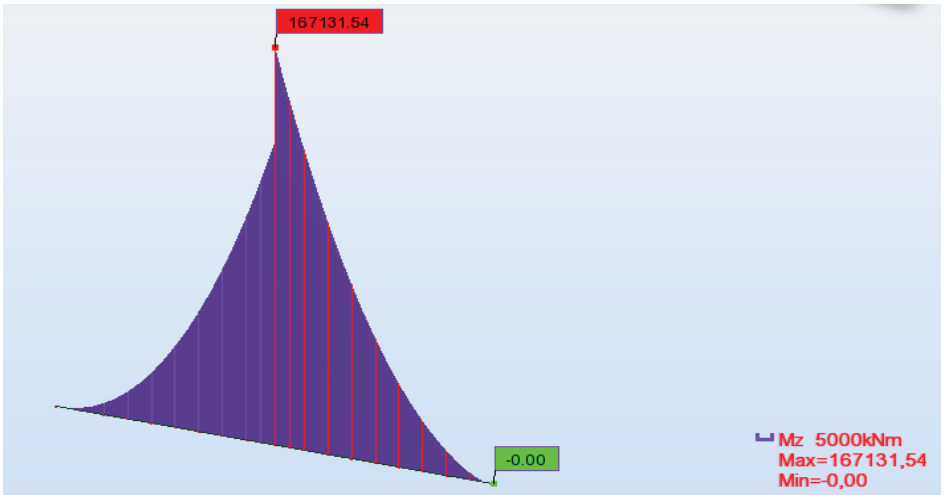
ANNEXE B. 7.Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison B1.



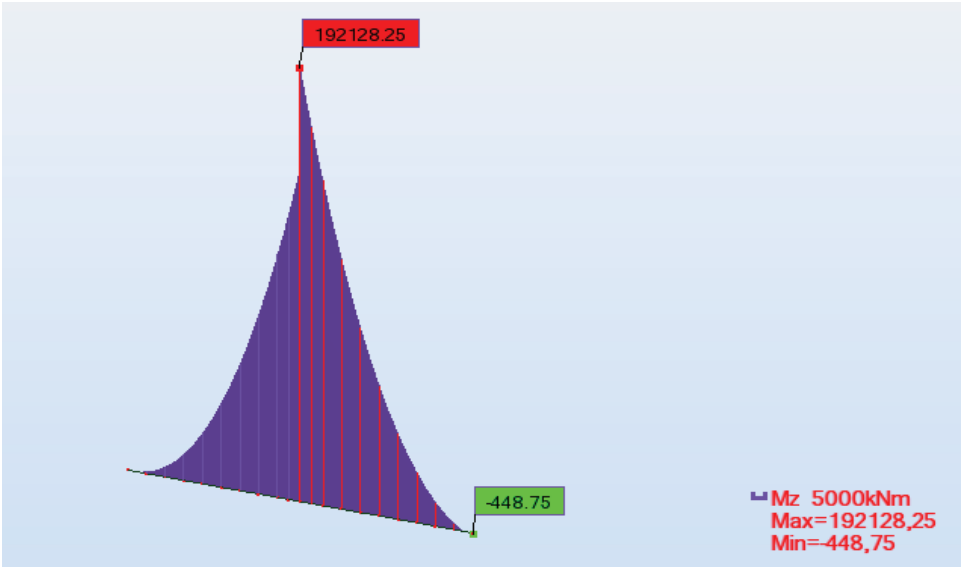
ANNEXE B. 8.Moment fléchissant dans la phase de construction (10) sous la combinaison B2.



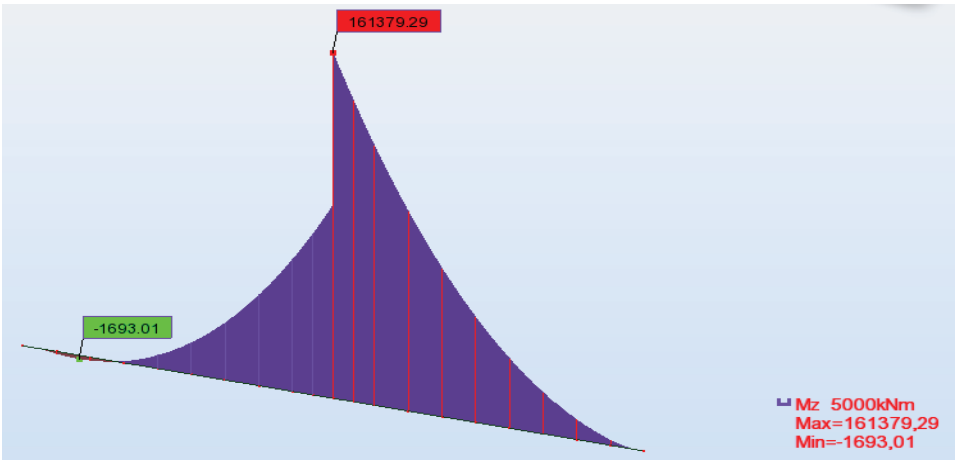
ANNEXE B. 9.Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A1.



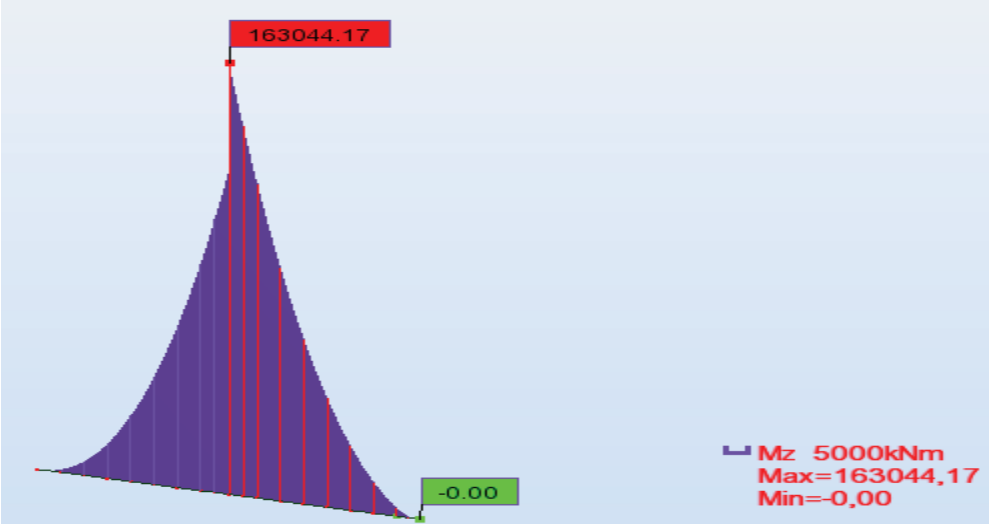
ANNEXE B. 10.Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A2.



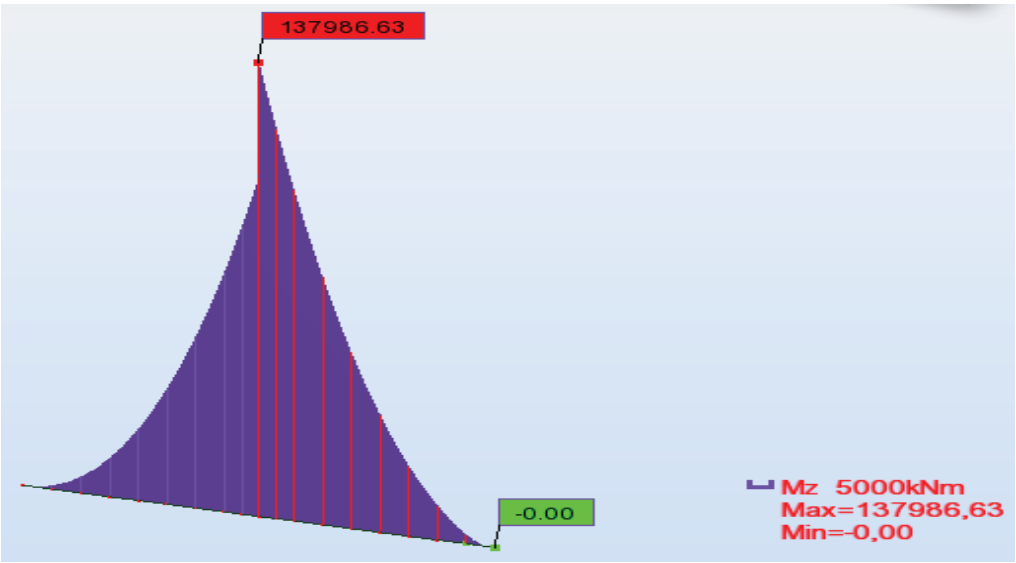
ANNEXE B. 11.Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison B1.



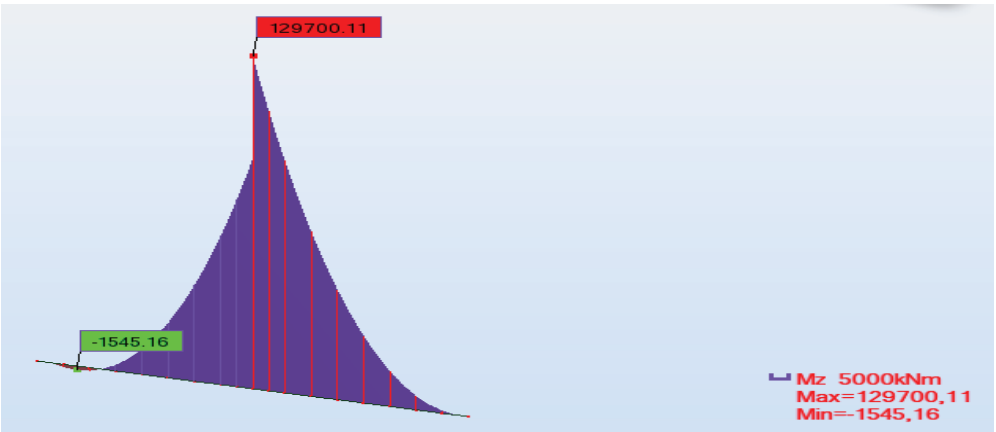
ANNEXE B. 12.Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison B2.



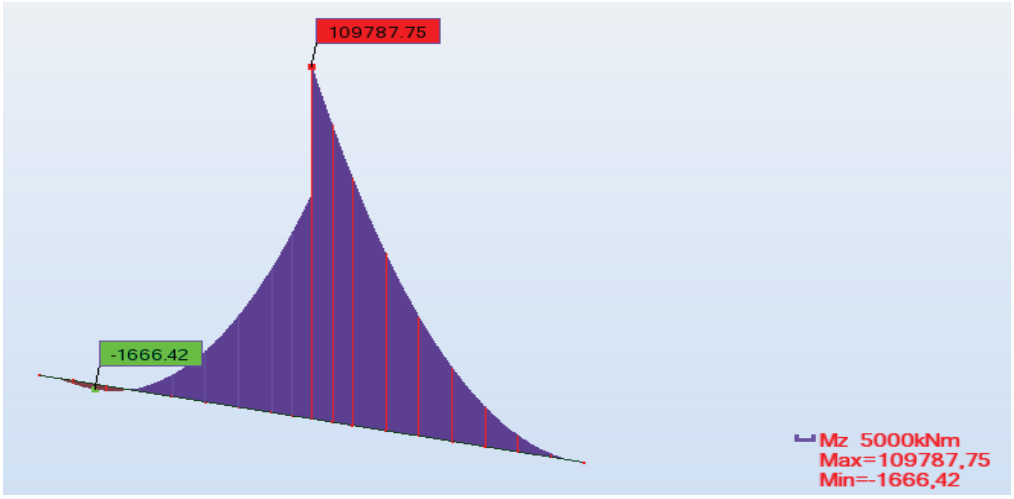
ANNEXE B. 13.Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A1.



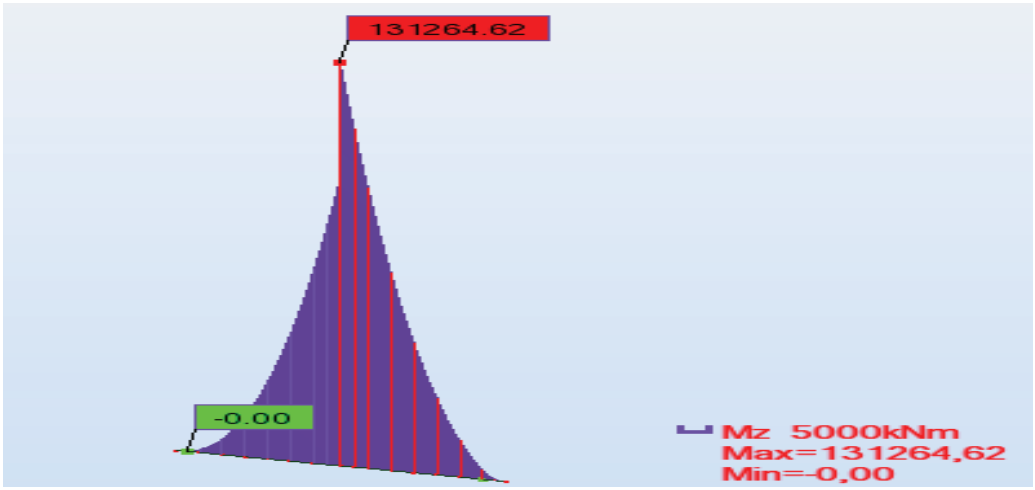
ANNEXE B. 14.Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A2.



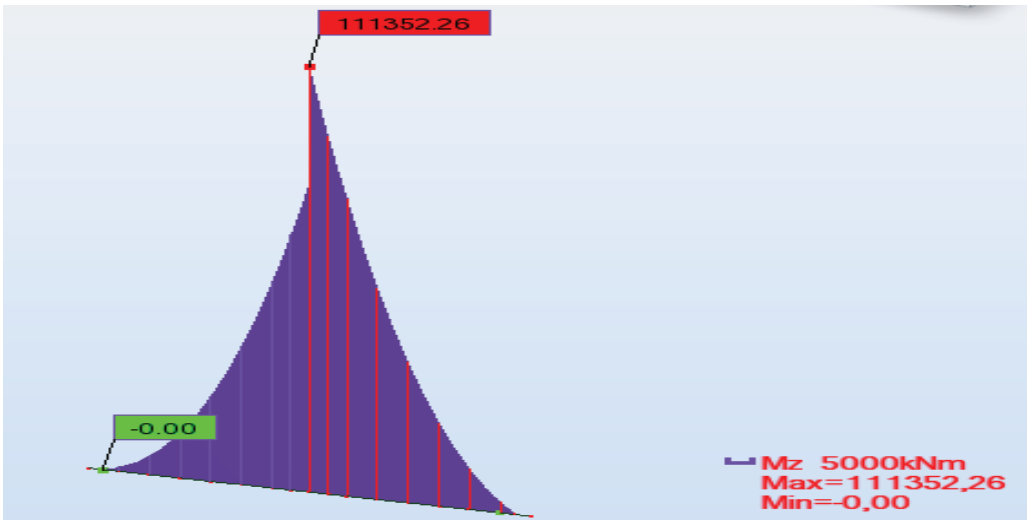
ANNEXE B. 15.Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison B1.



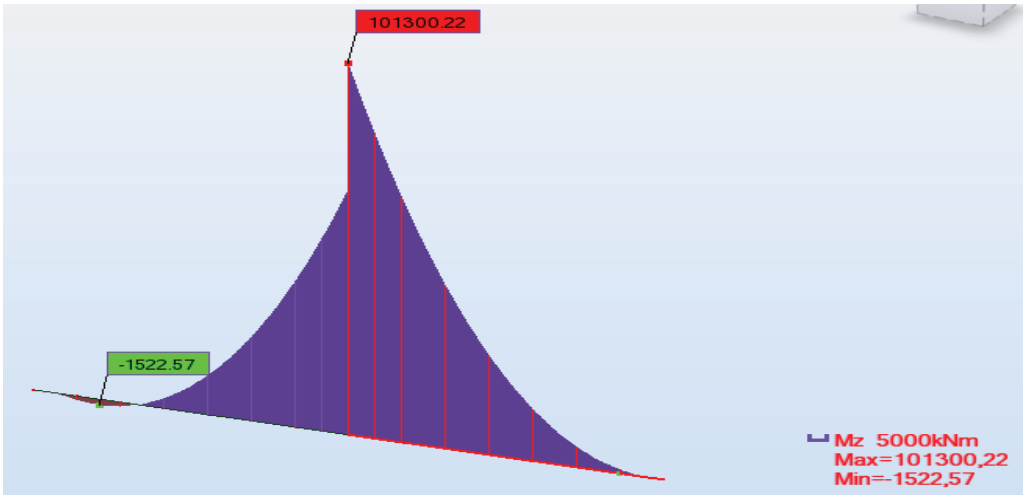
ANNEXE B. 16.Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison B2.



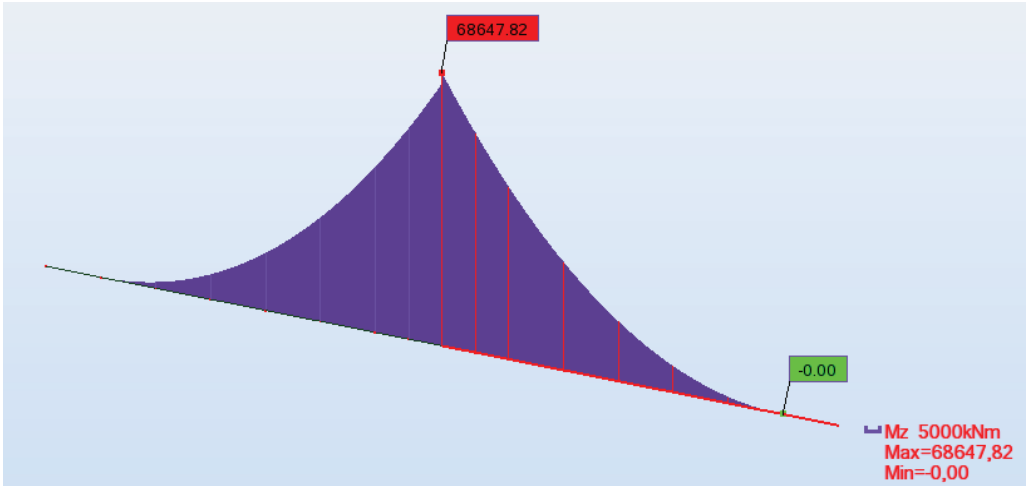
ANNEXE B. 17.Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A1.



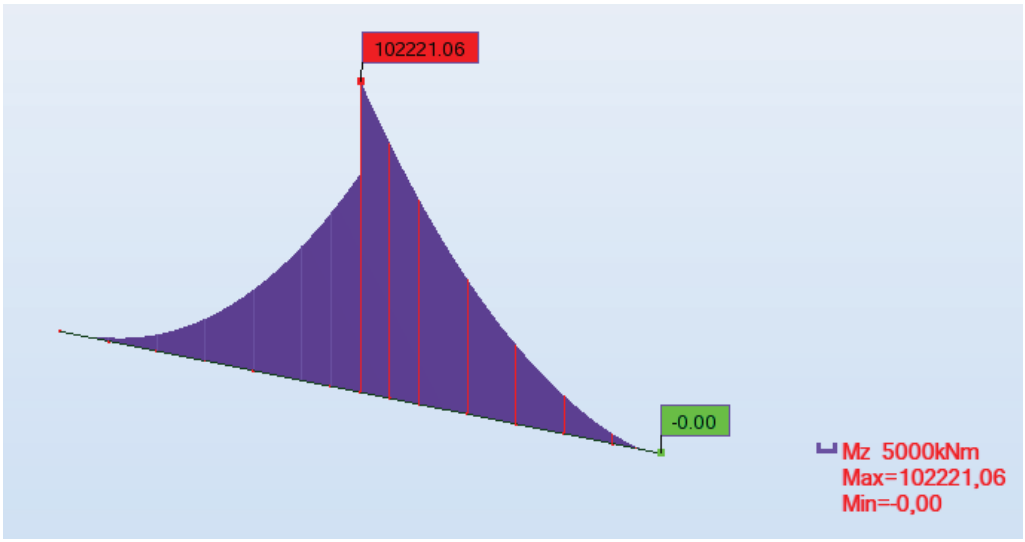
ANNEXE B. 18.Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A2.



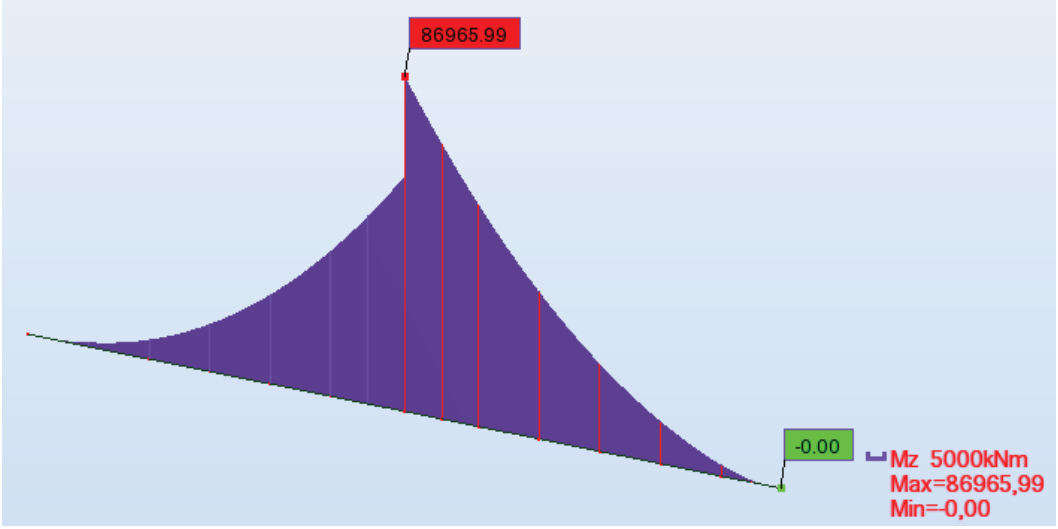
ANNEXE B. 19.Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison B1



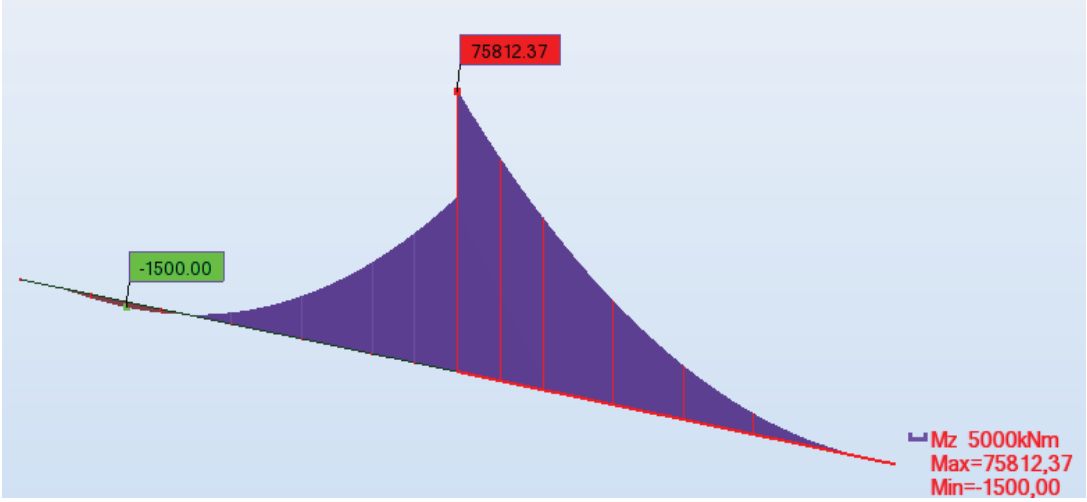
ANNEXE B. 20.Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison B2



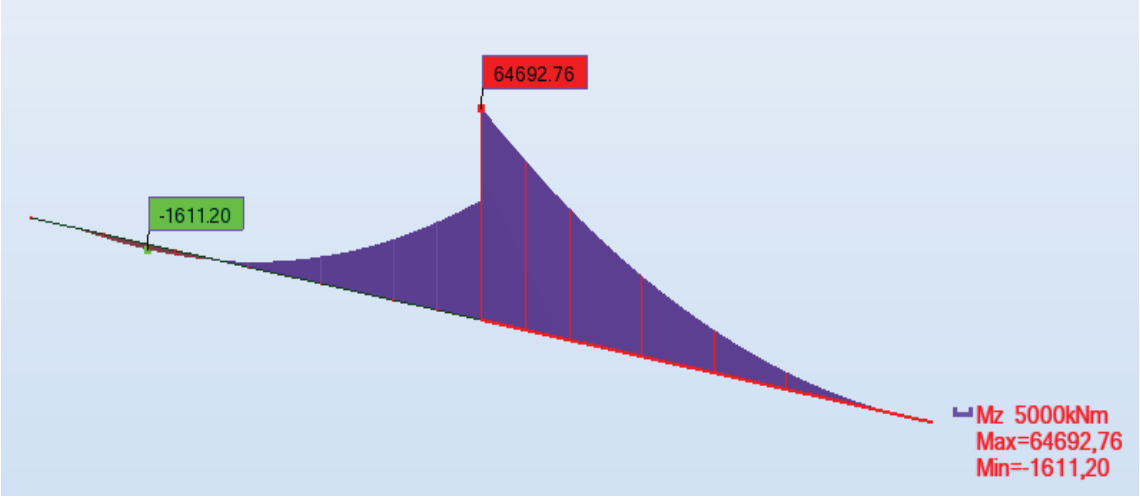
ANNEXE B. 21.Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A1



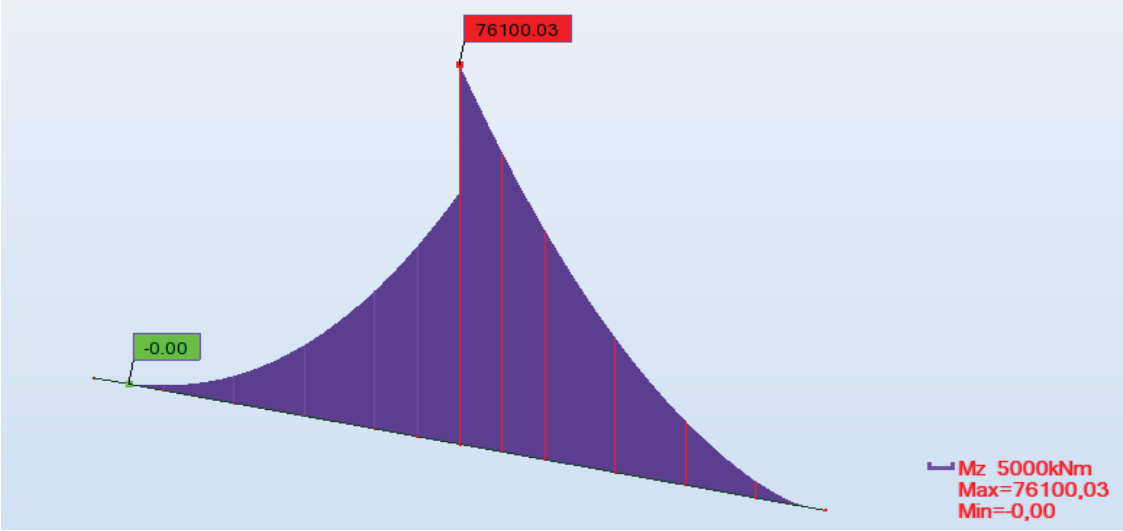
ANNEXE B. 22.Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A2



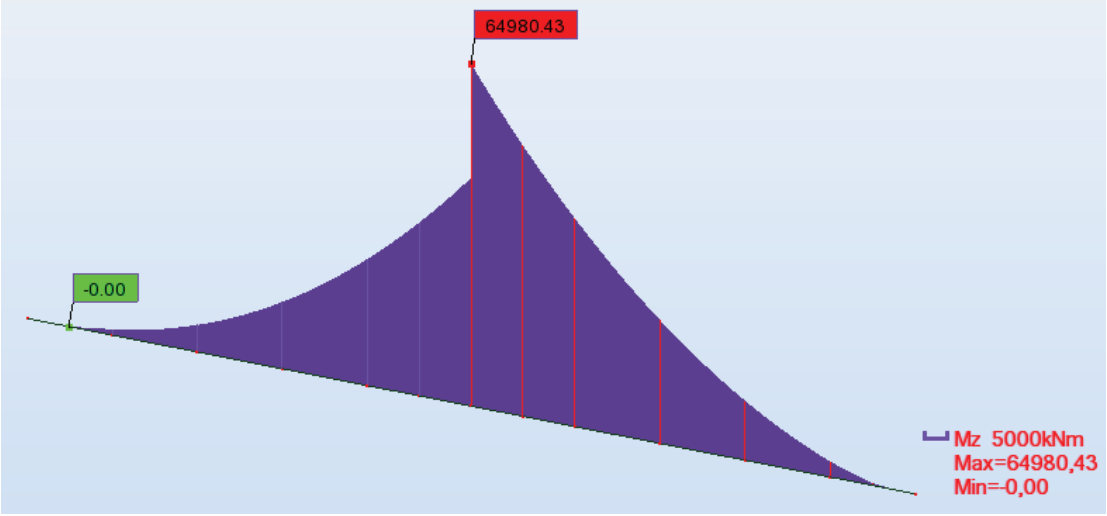
ANNEXE B. 23.Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison B1



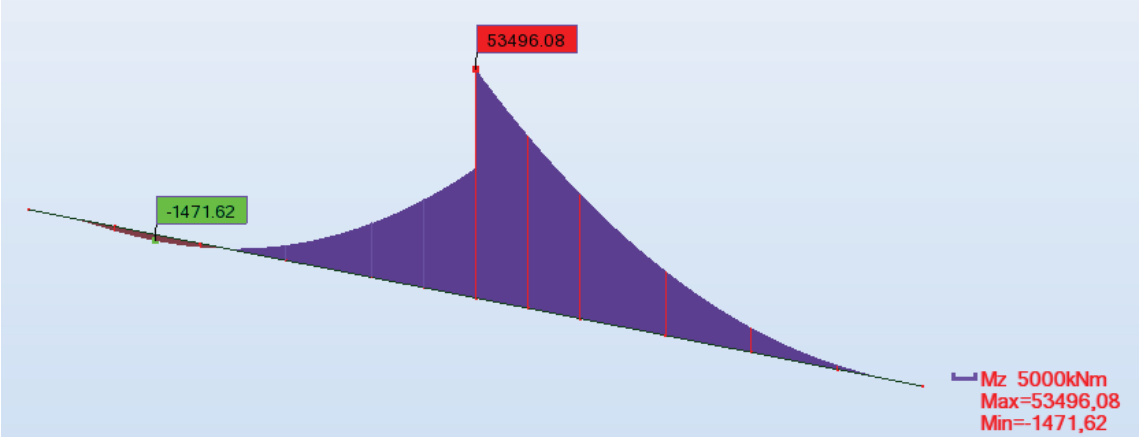
ANNEXE B. 24.Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison B2.



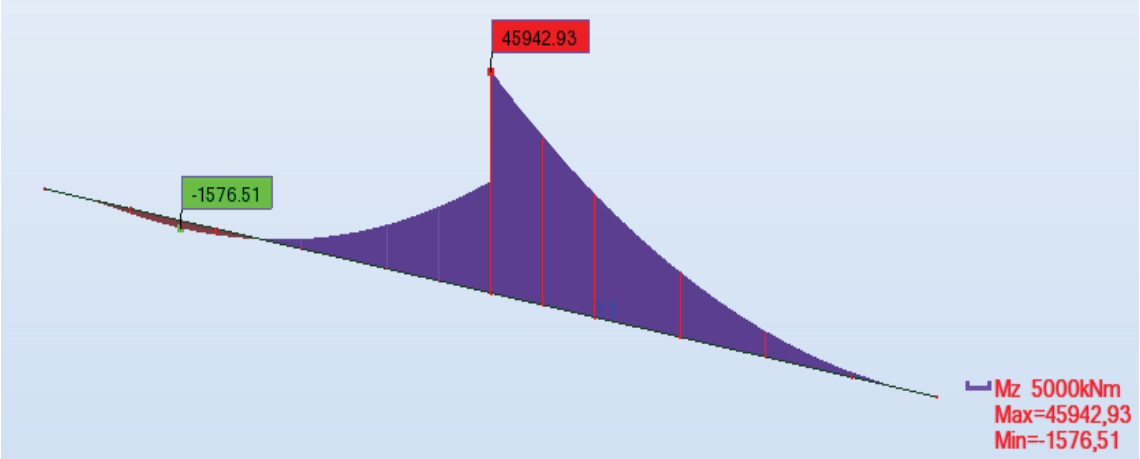
ANNEXE B. 25.Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A1.



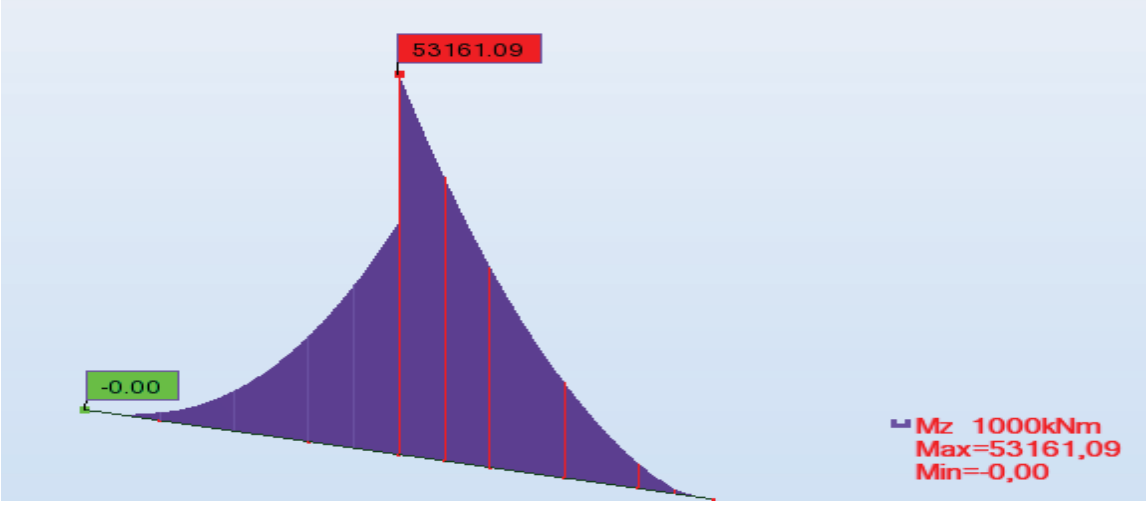
ANNEXE B. 26.Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A2.



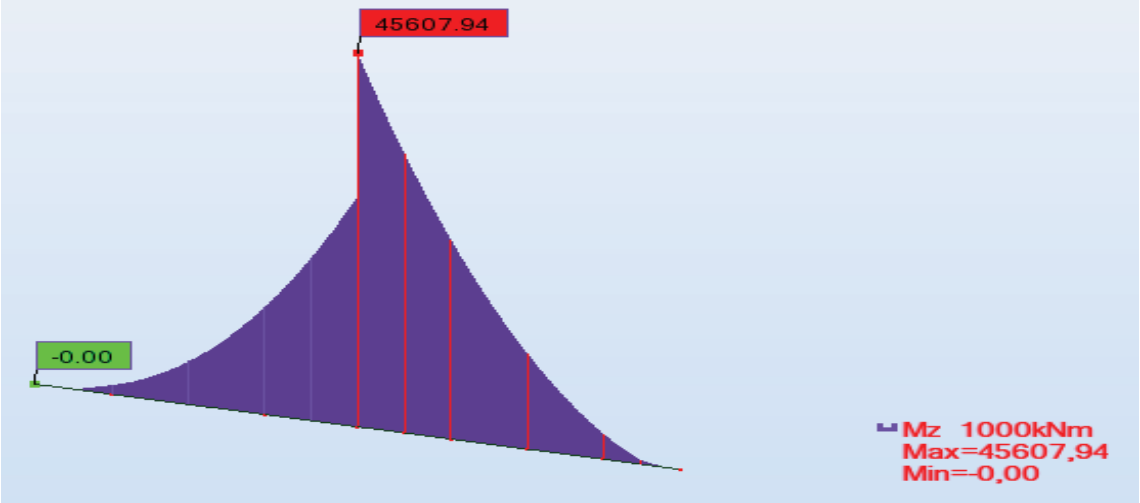
ANNEXE B. 27.Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison B1.



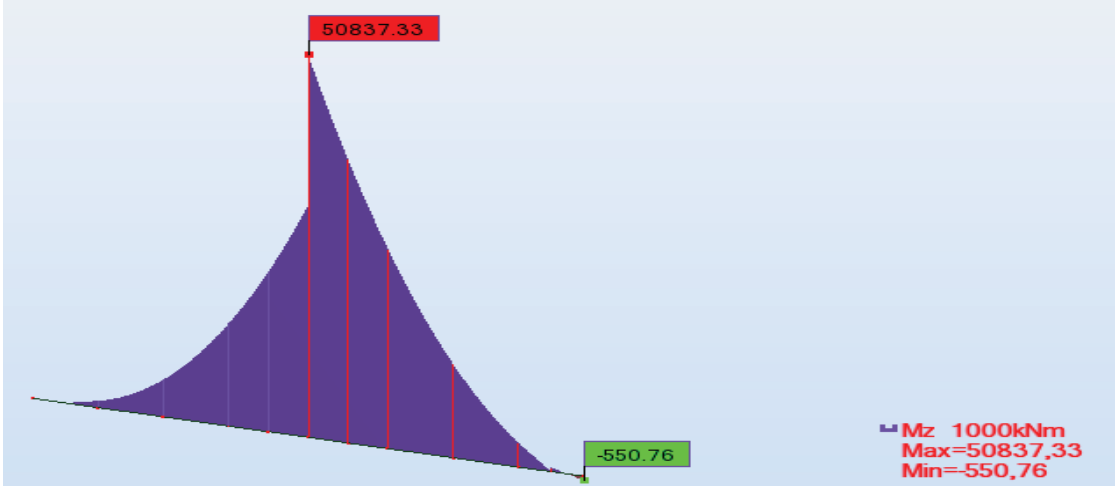
ANNEXE B. 28.Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison B2.



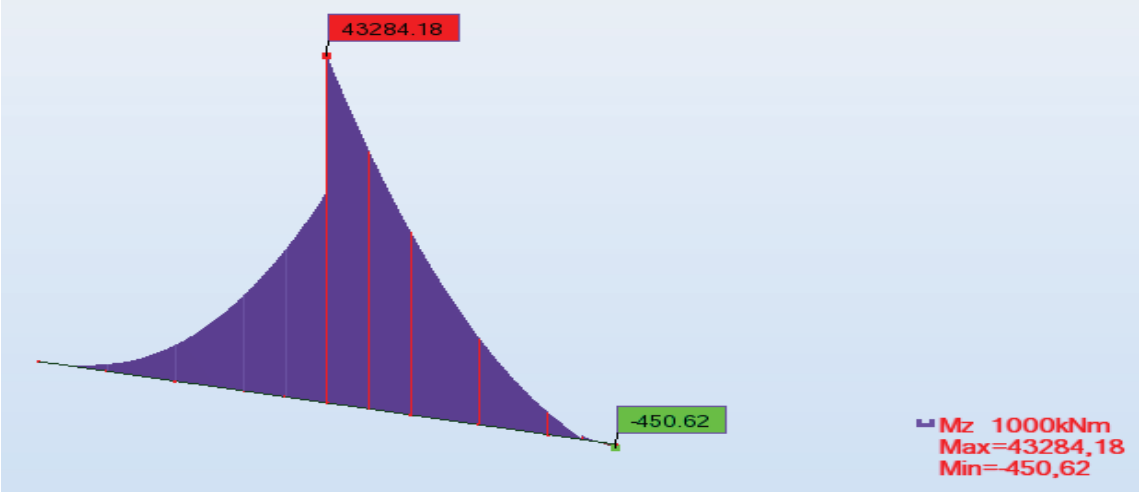
ANNEXE B. 29.Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A1.



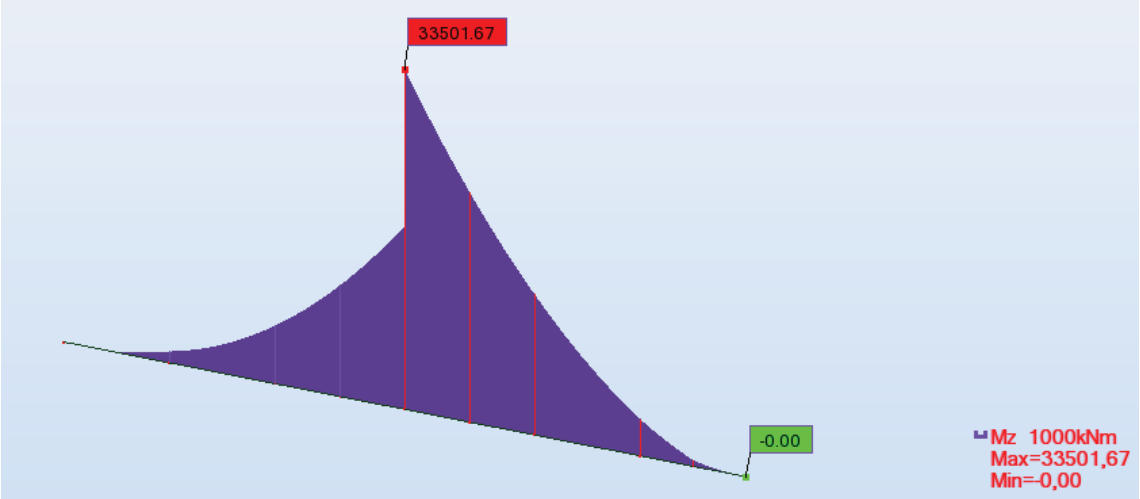
ANNEXE B. 30.Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A2.



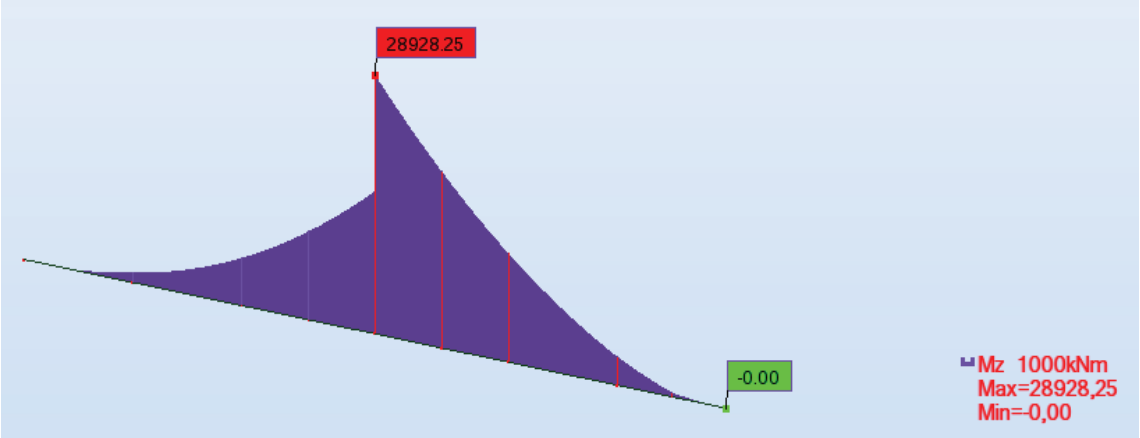
ANNEXE B. 31.Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison B1.



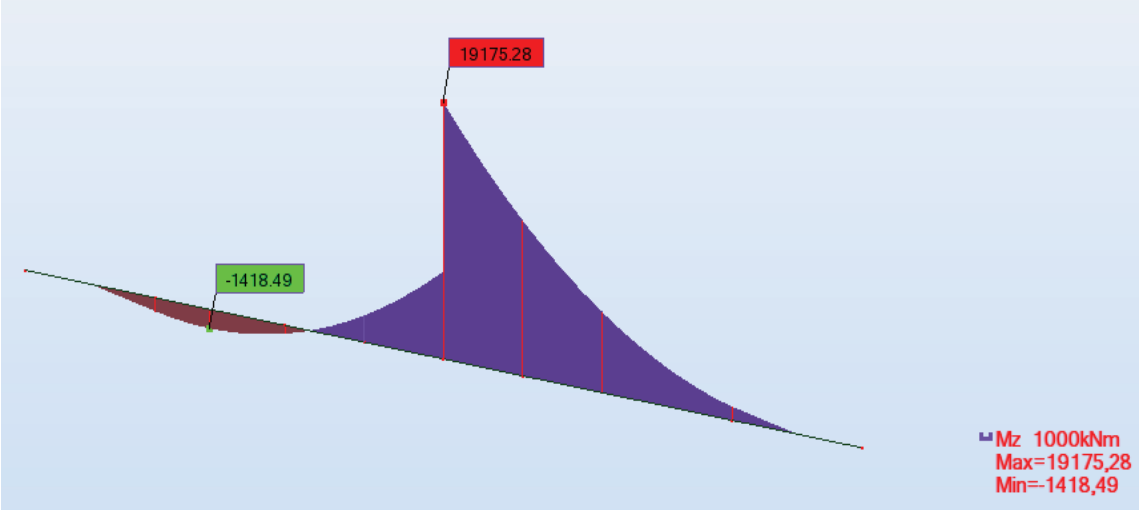
ANNEXE B. 32.Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison B2.



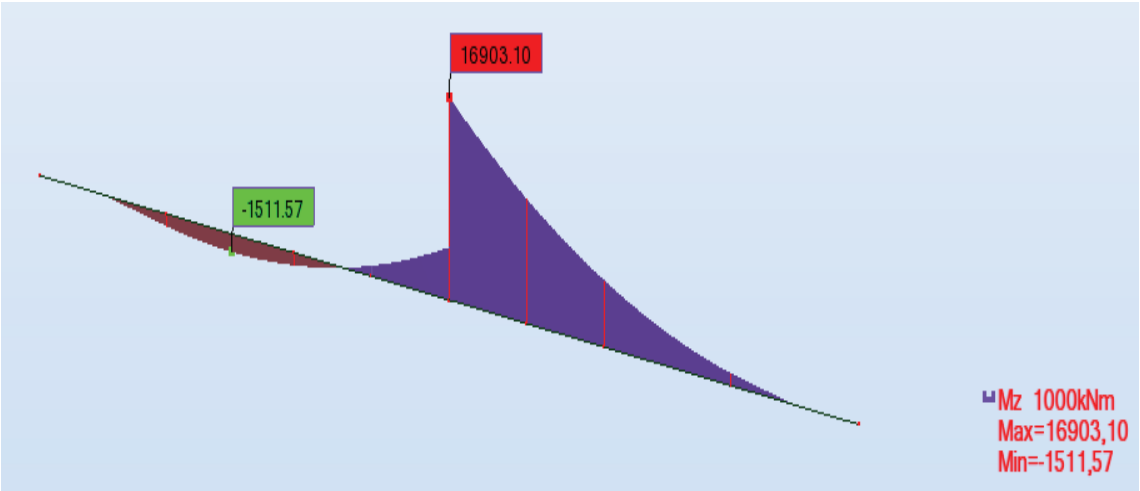
ANNEXE B. 33.Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A1.



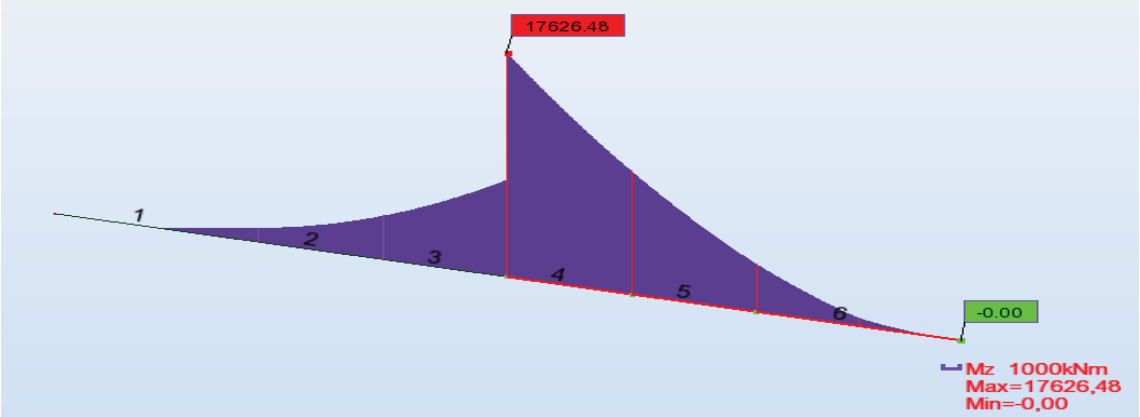
ANNEXE B. 34.Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A2.



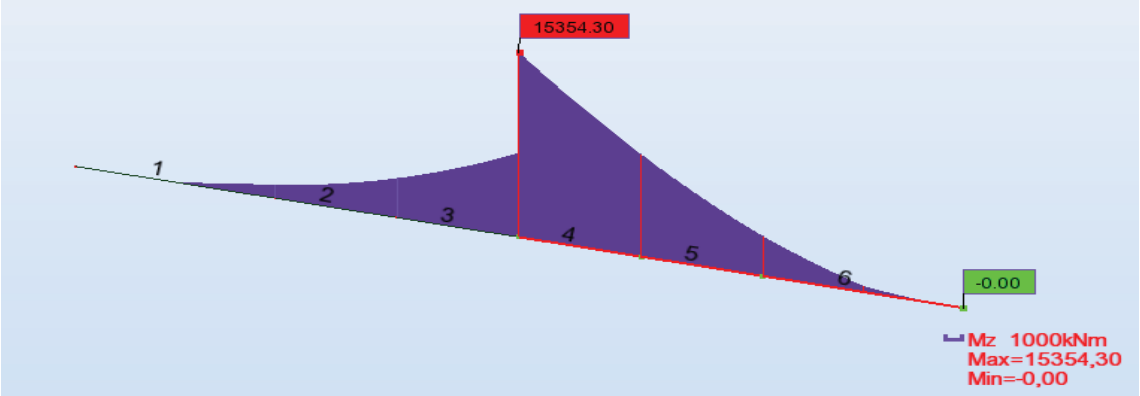
ANNEXE B. 35.Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison B1.



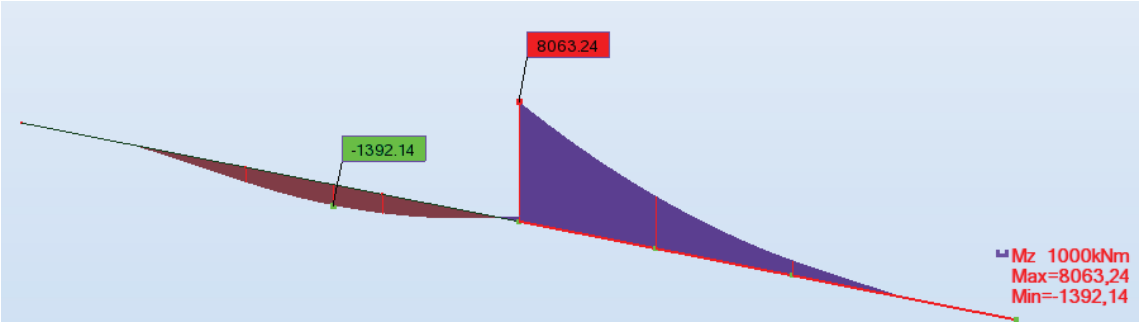
ANNEXE B. 36.Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison B2.



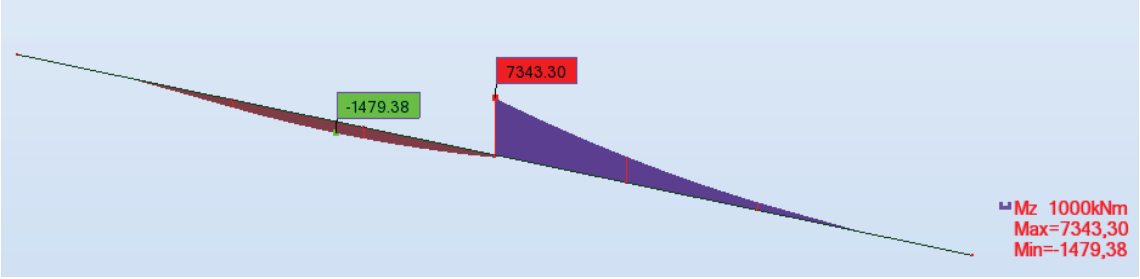
ANNEXE B. 37.Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A1.



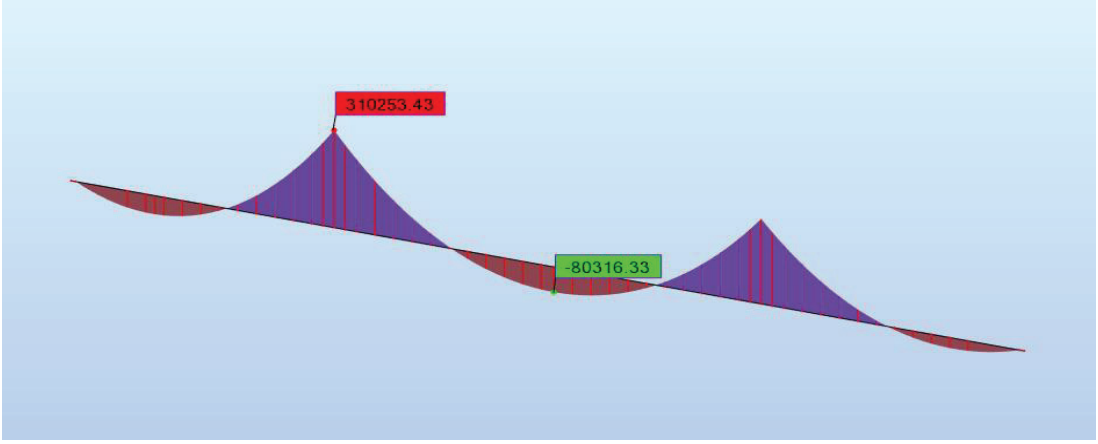
ANNEXE B. 38.Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A2.



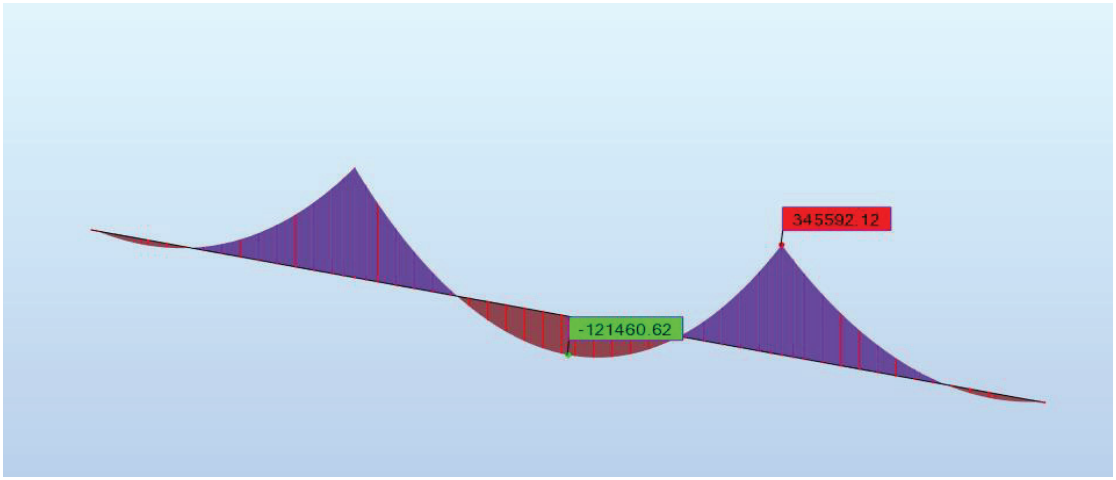
ANNEXE B. 39.Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison B1.



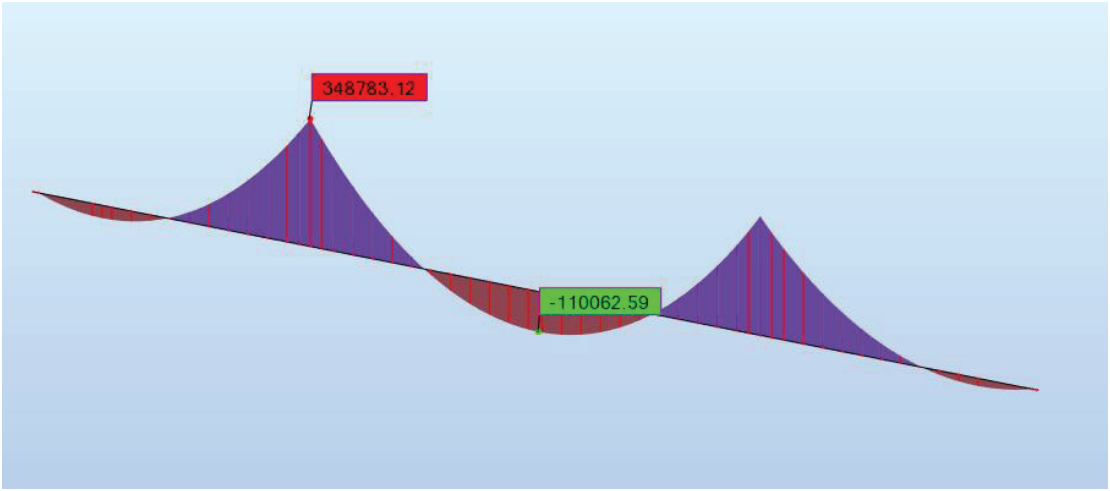
ANNEXE B. 40.Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison B2.



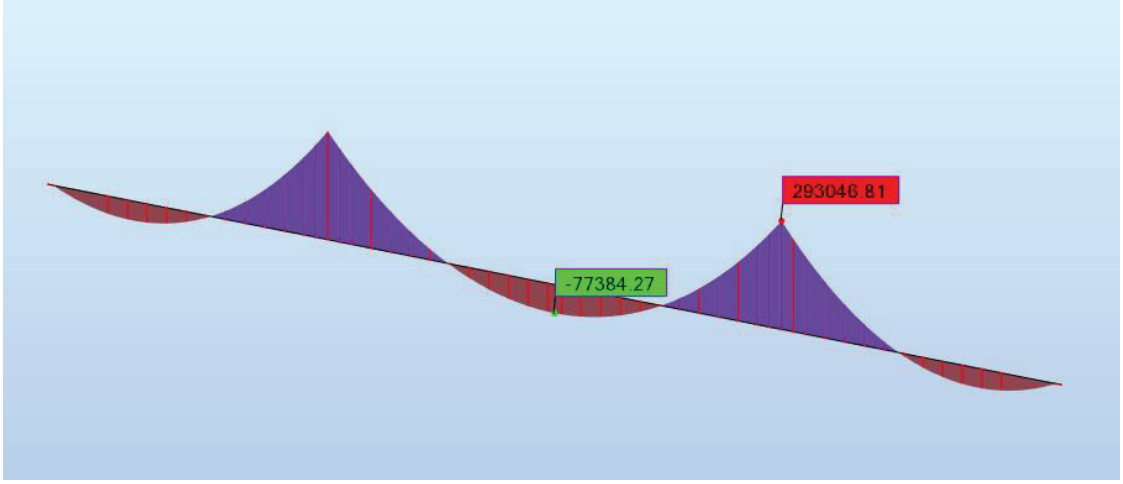
ANNEXE B. 41.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al1+1.6St.



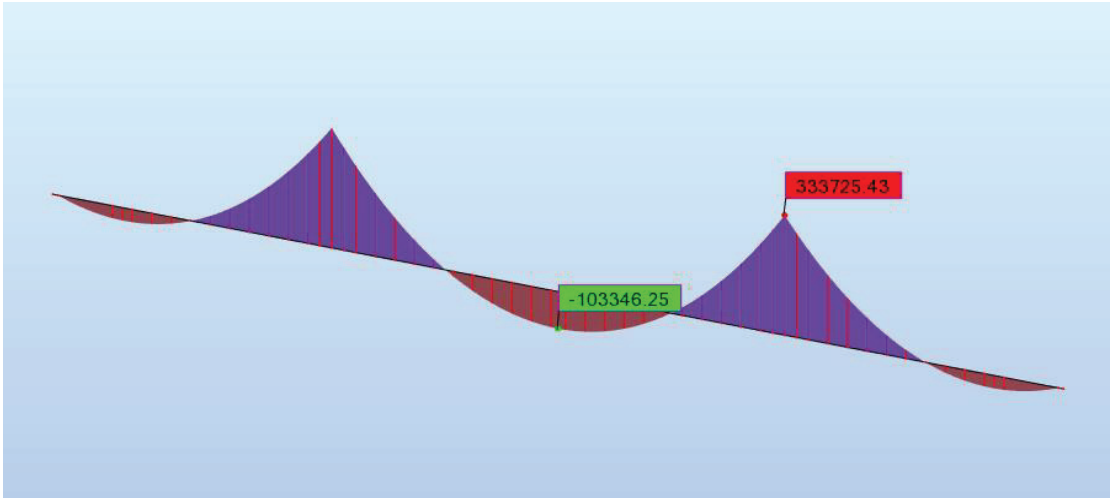
ANNEXE B. 42.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al2+1.6St.



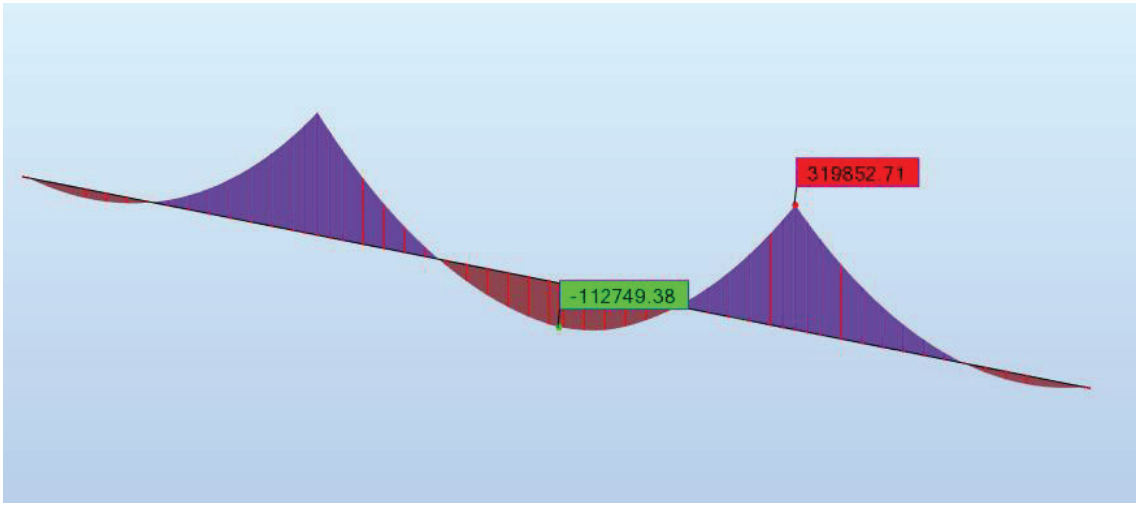
ANNEXE B. 43.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al3+1.6St.



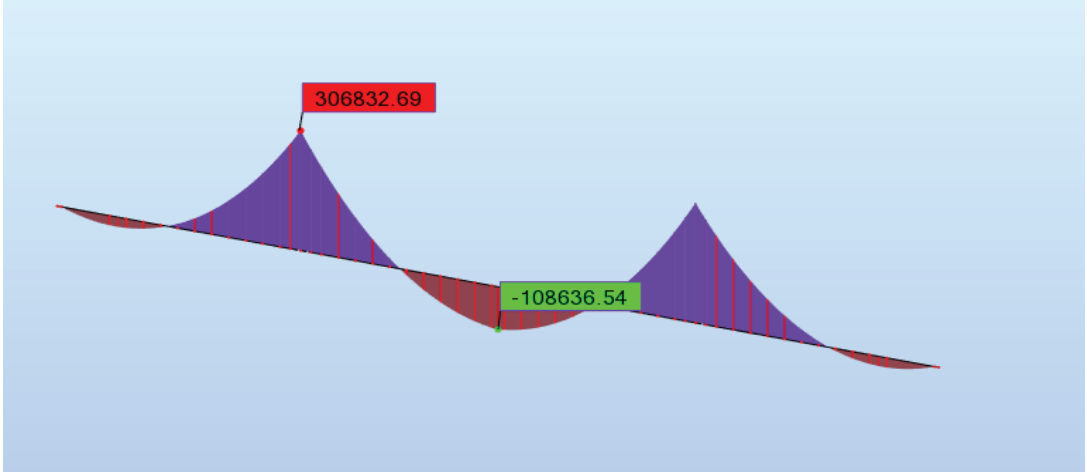
ANNEXE B. 44.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al4+1.6St.



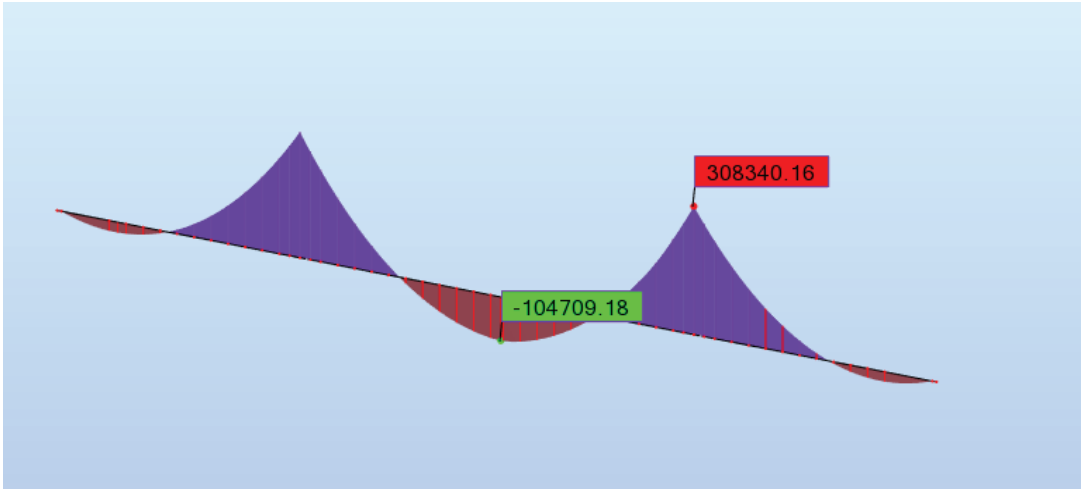
ANNEXE B. 45.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al5+1.6St.



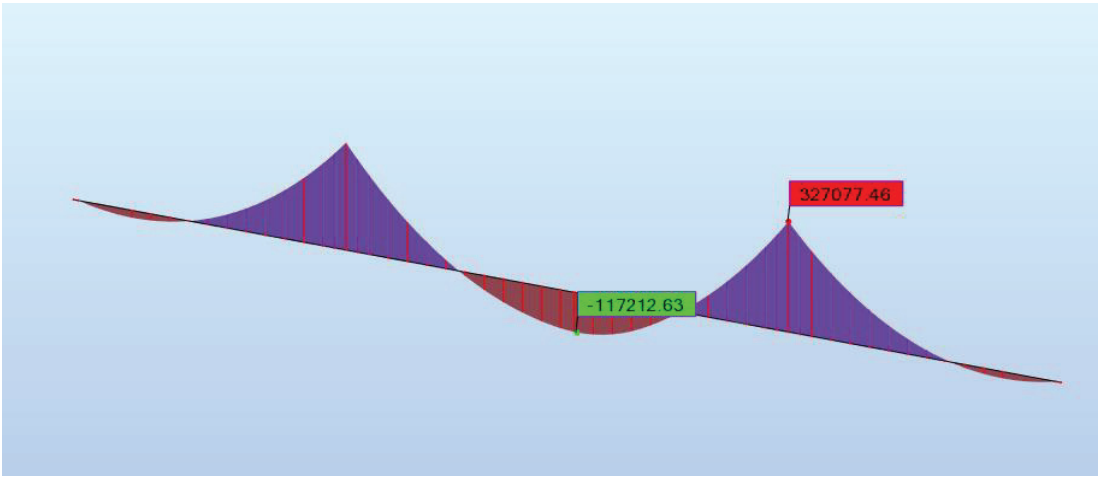
ANNEXE B. 46.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St.



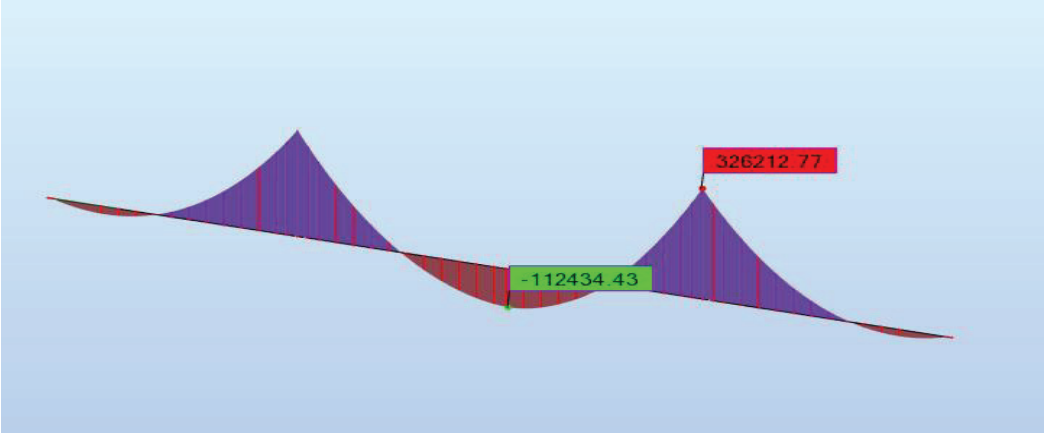
ANNEXE B. 47.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+1.6St.



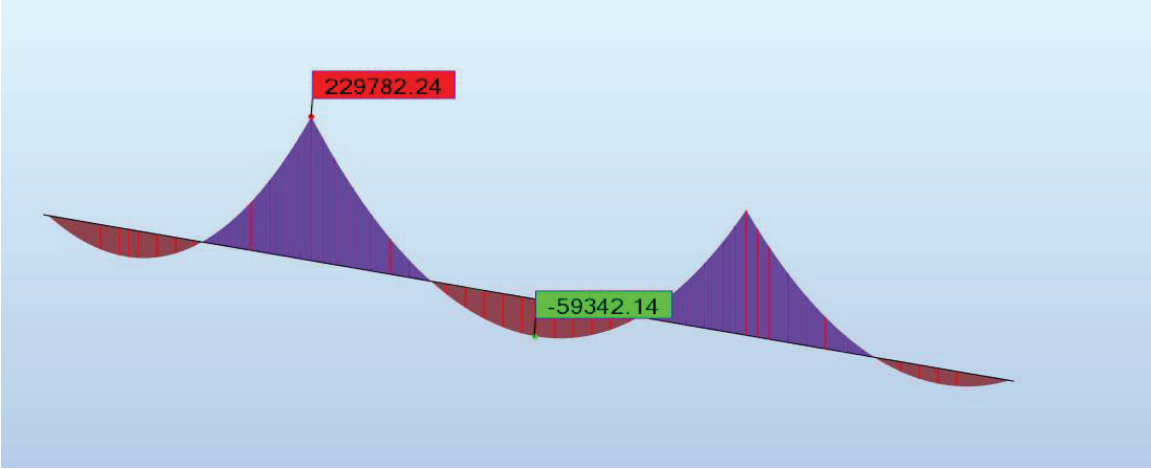
ANNEXE B. 48.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.



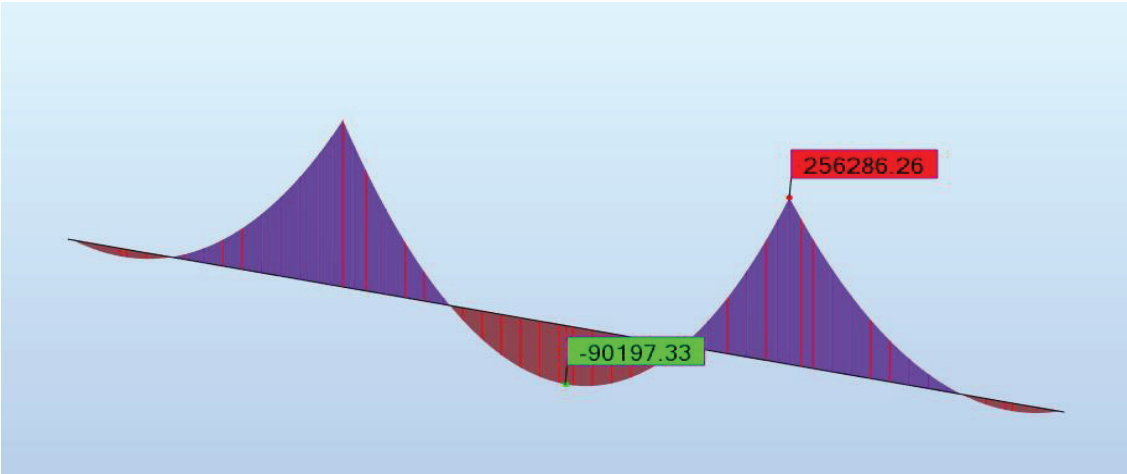
ANNEXE B. 49.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



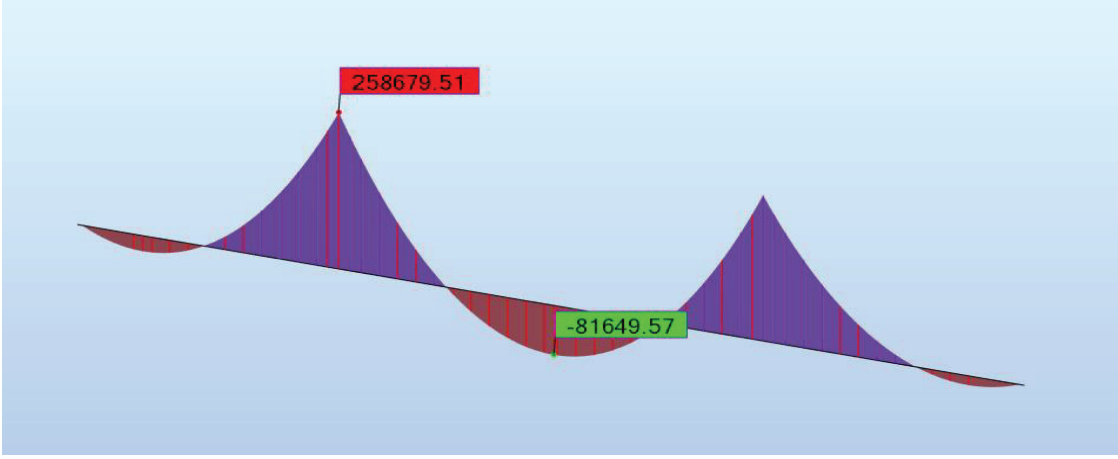
ANNEXE B. 50.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D280.



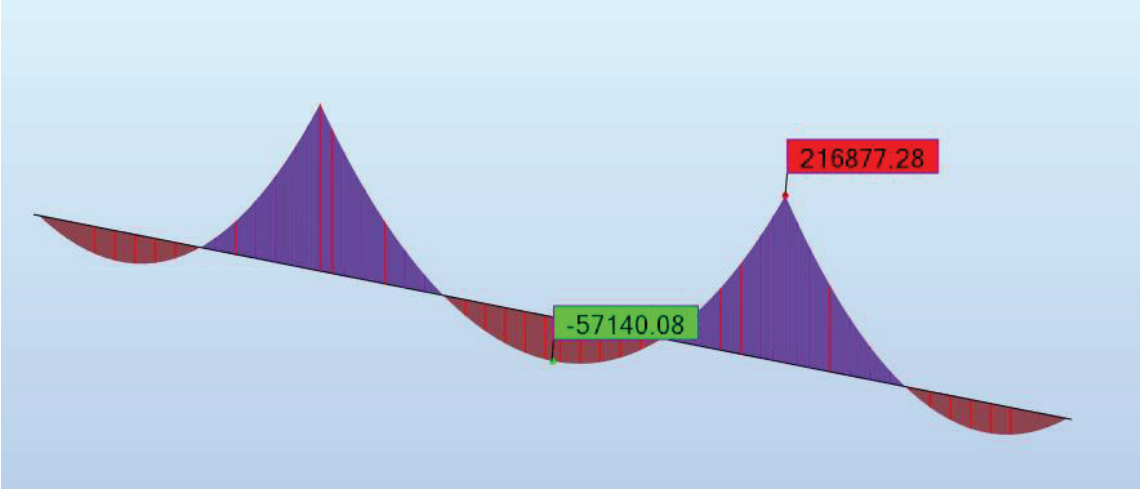
ANNEXE B. 51.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al1+St.



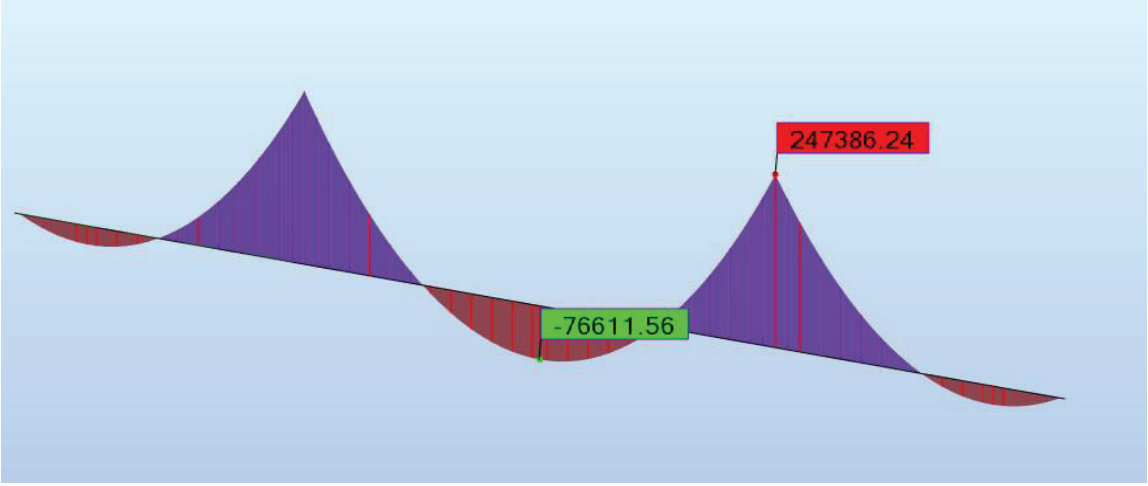
ANNEXE B. 52.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al2+St.



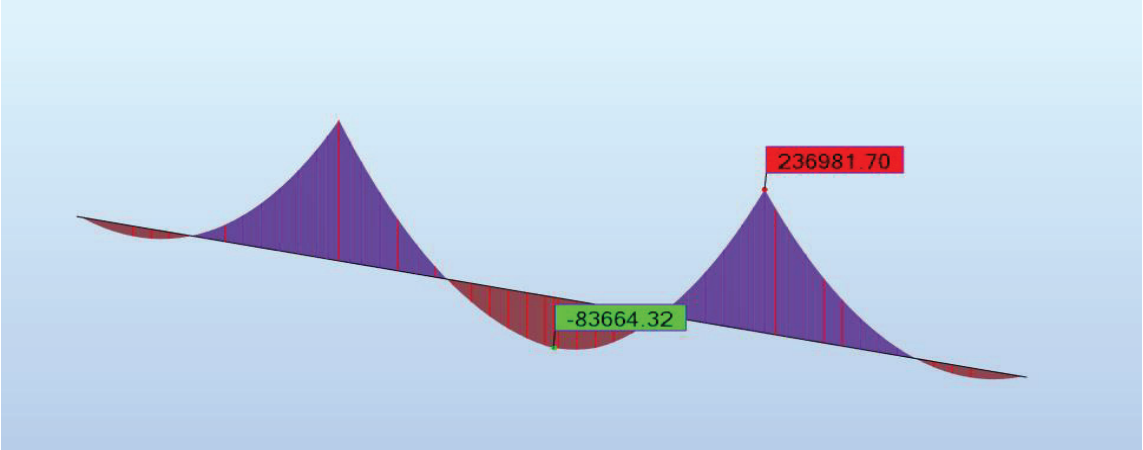
ANNEXE B. 53.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al3+St.



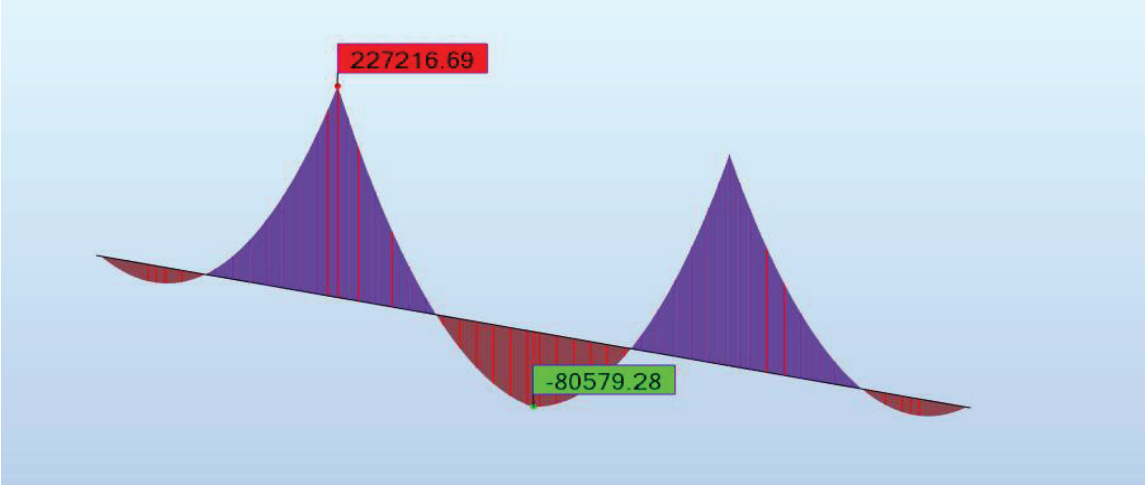
ANNEXE B. 54.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al4+St.



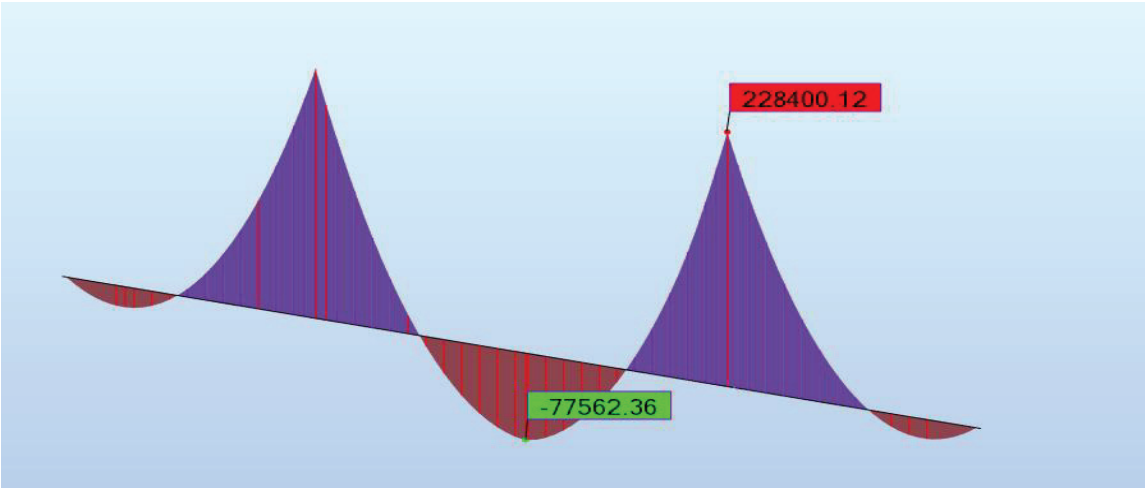
ANNEXE B. 55.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al5+St.



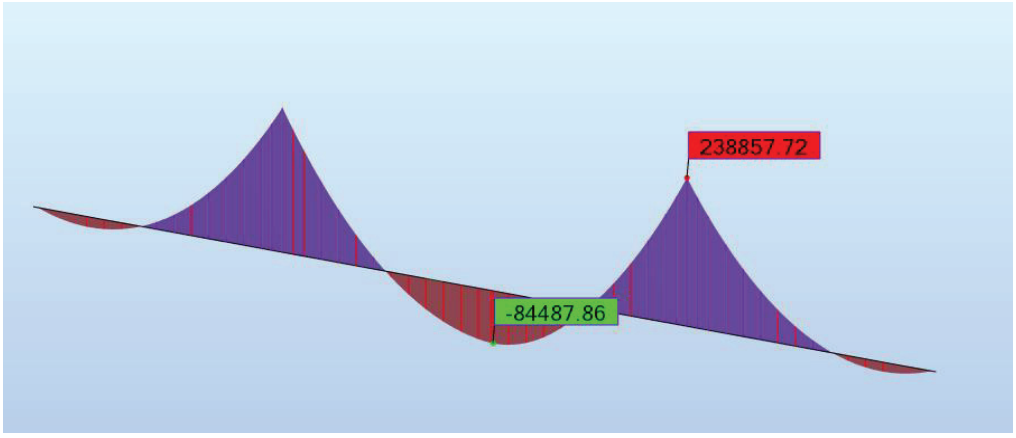
ANNEXE B. 56.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



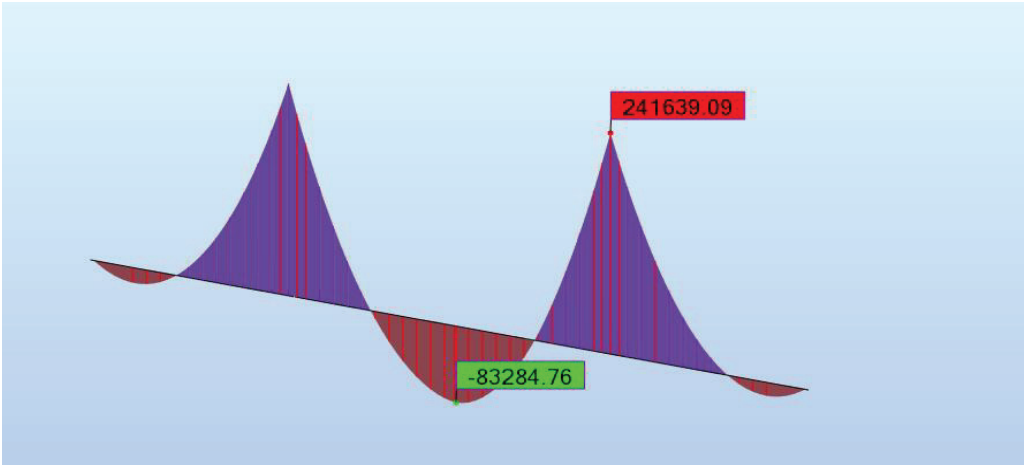
ANNEXE B. 57.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



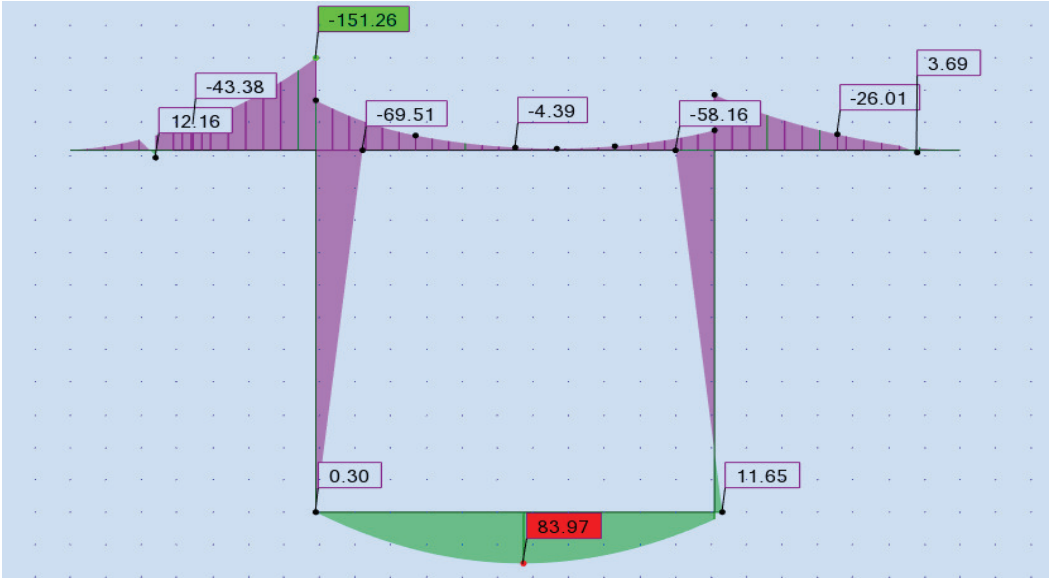
ANNEXE B. 58.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.



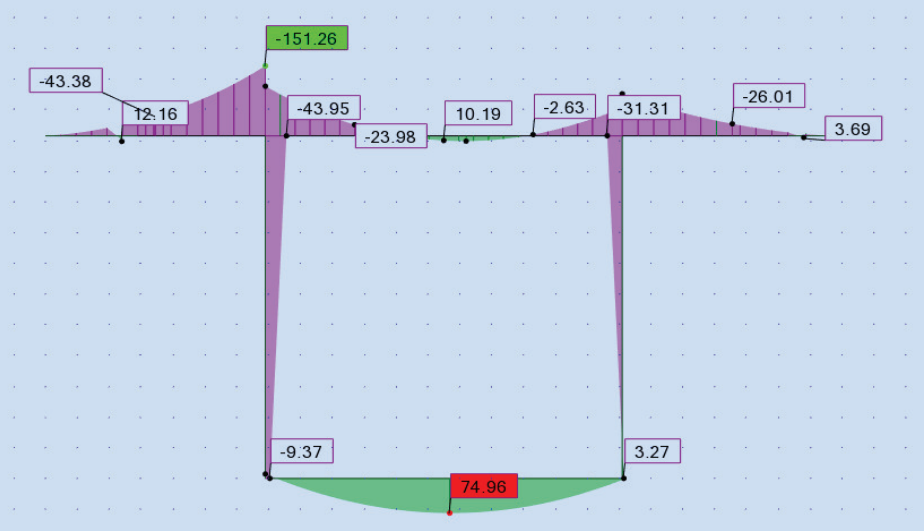
ANNEXE B. 59.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



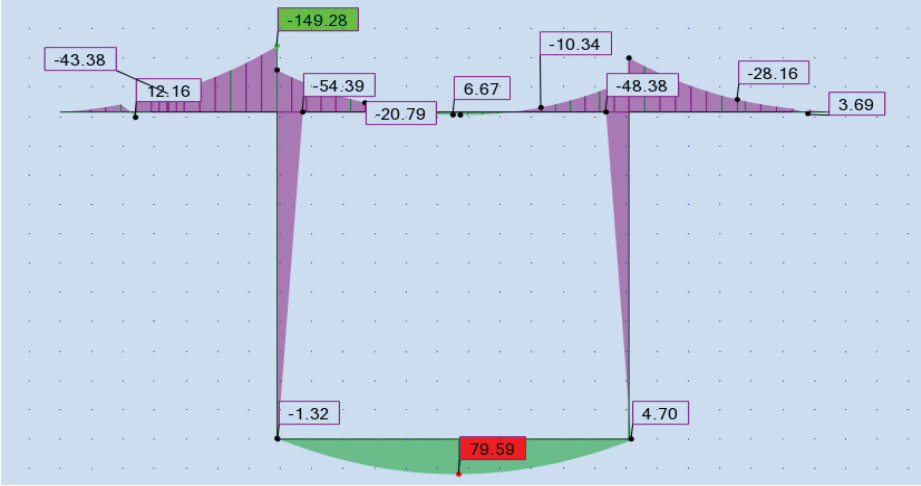
ANNEXE B. 60.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D280.



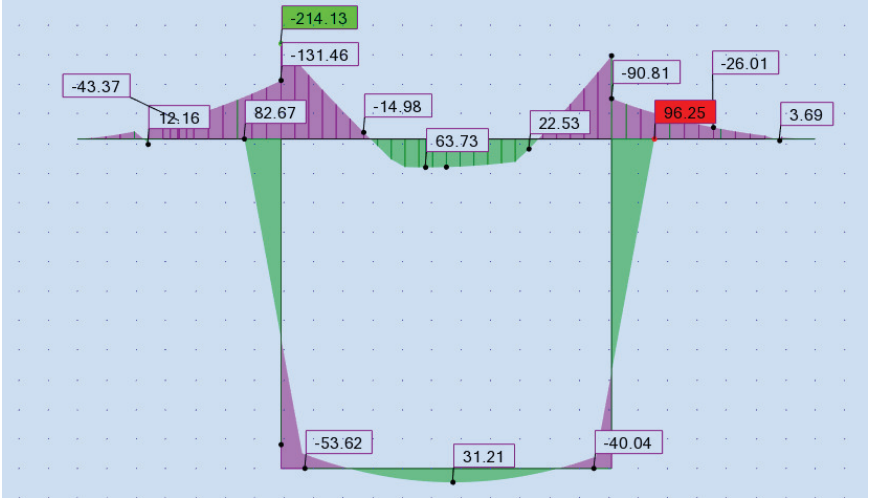
ANNEXE B. 61.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.6Al1+1.6St.



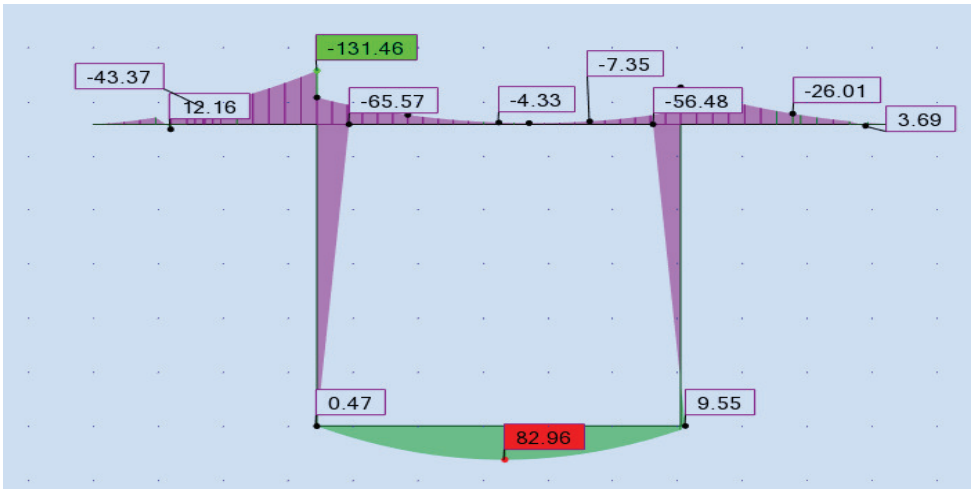
ANNEXE B. 62.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.6Al2+1.6St.



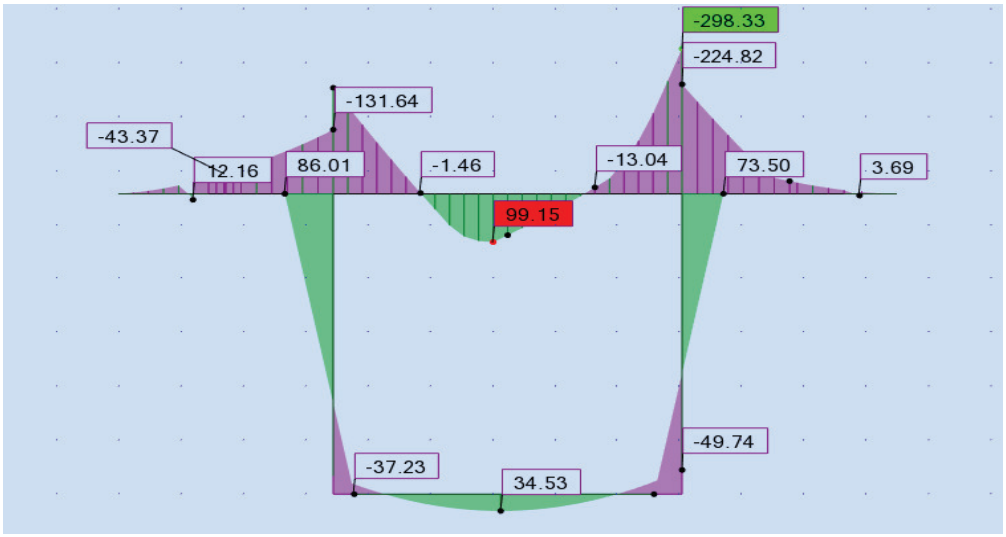
ANNEXE B. 63.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.6Al3+1.6St.



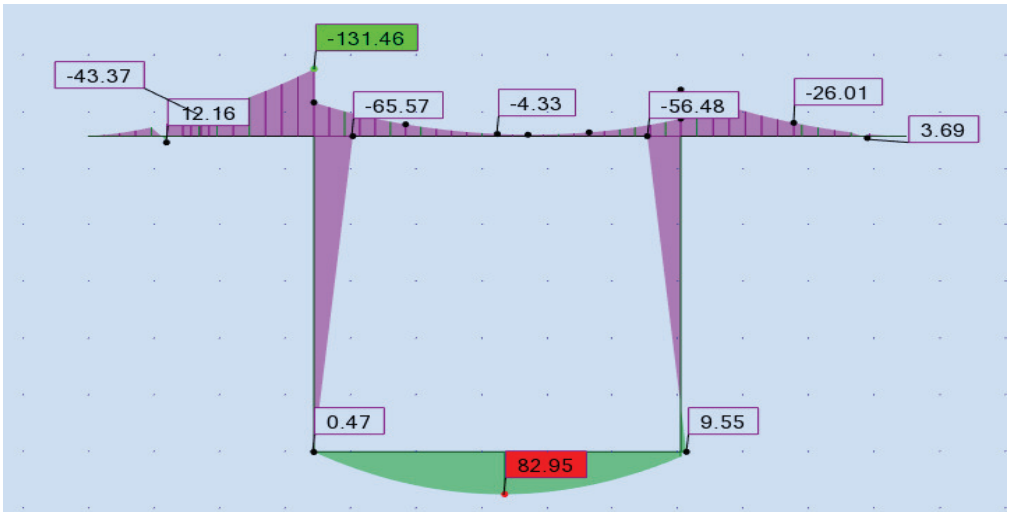
ANNEXE B. 64.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.6Bc1+1.6St.



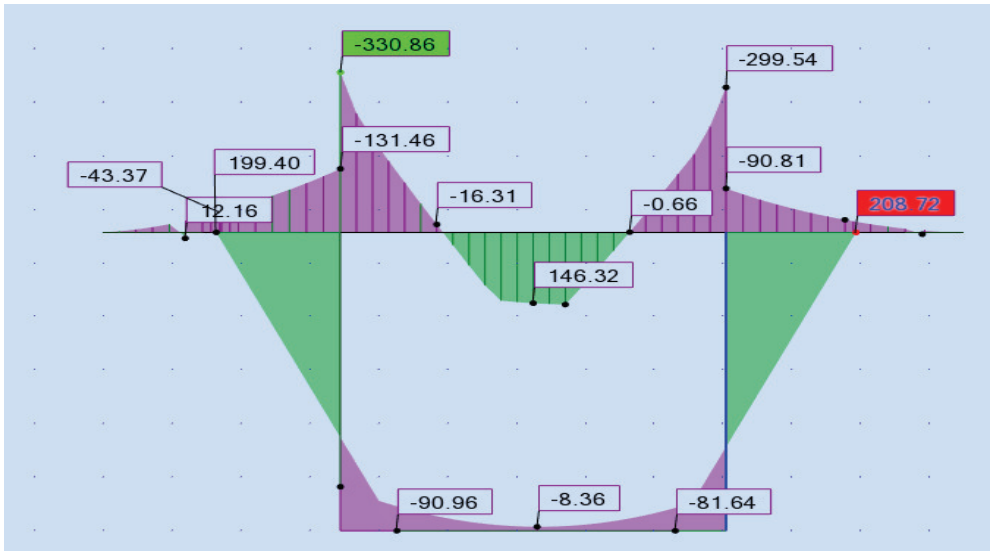
ANNEXE B. 65.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2+1.6St.



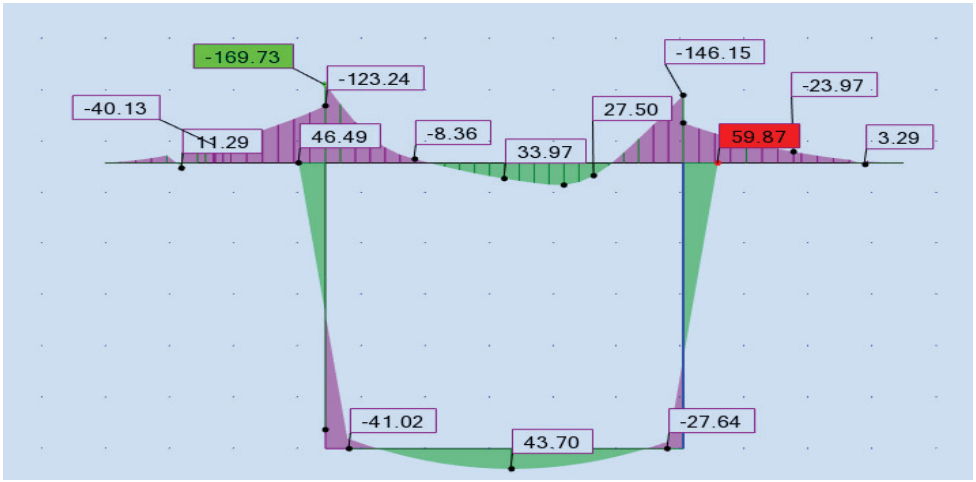
ANNEXE B. 66.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.6Bc3+1.6St.



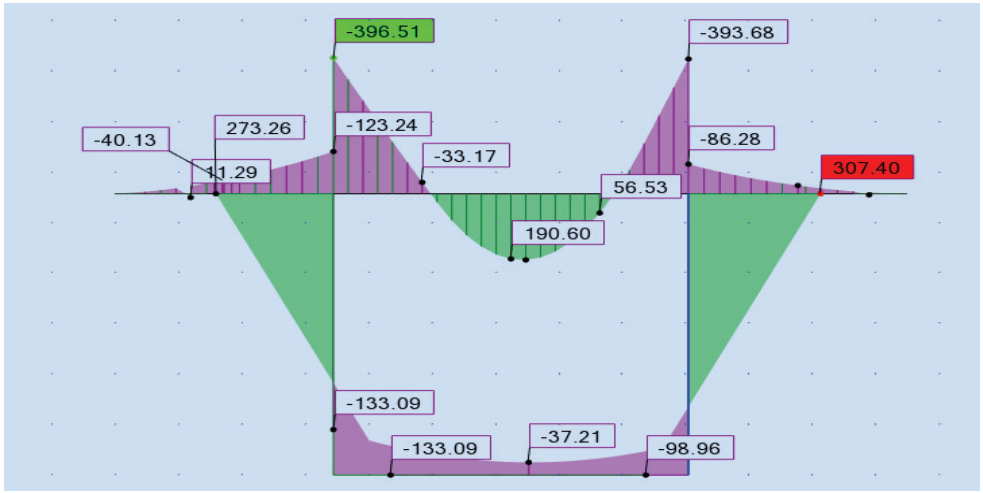
ANNEXE B. 67.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.6Bt1+1.6St.



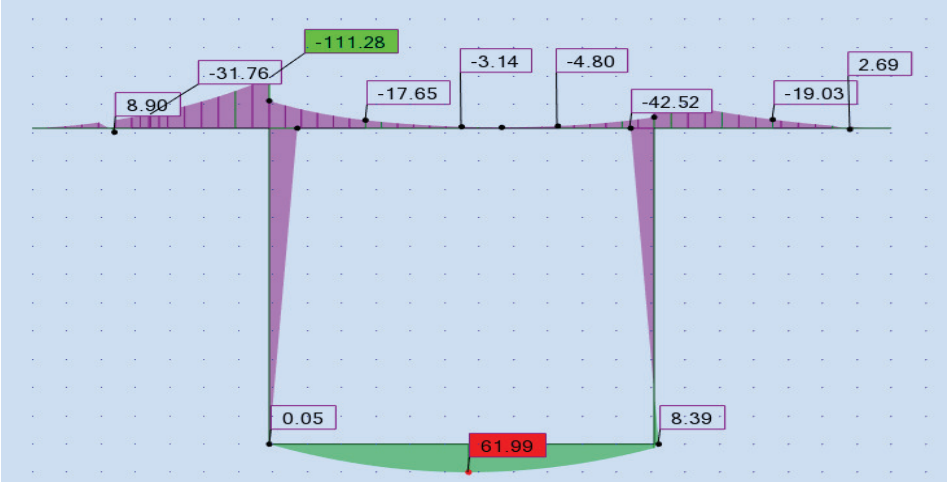
ANNEXE B. 68.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2+1.6St.



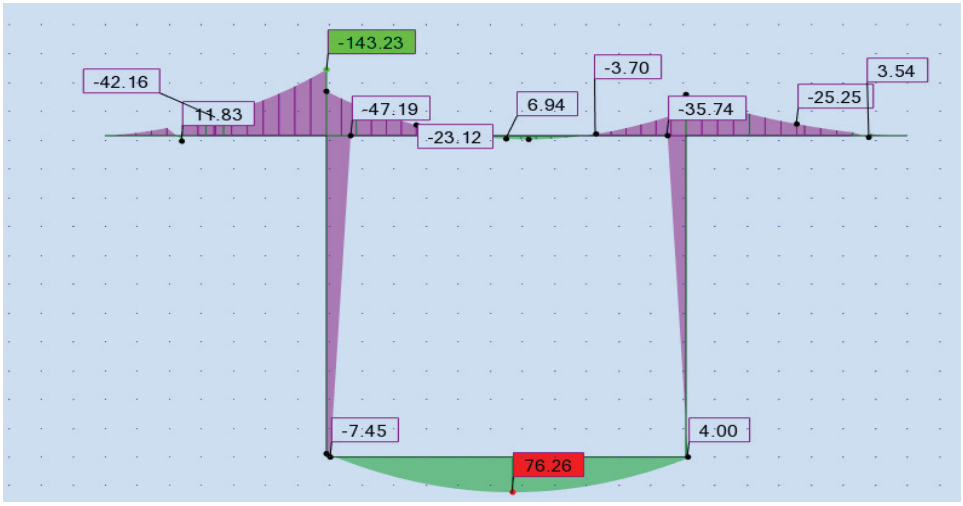
ANNEXE B. 69.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.35 Mc120.



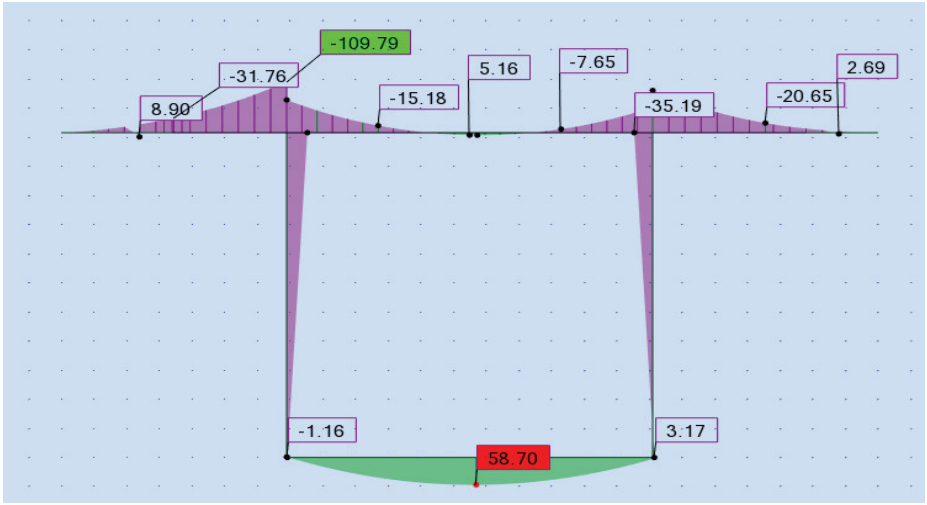
ANNEXE B. 70.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison 1.35G+1.35 D240.



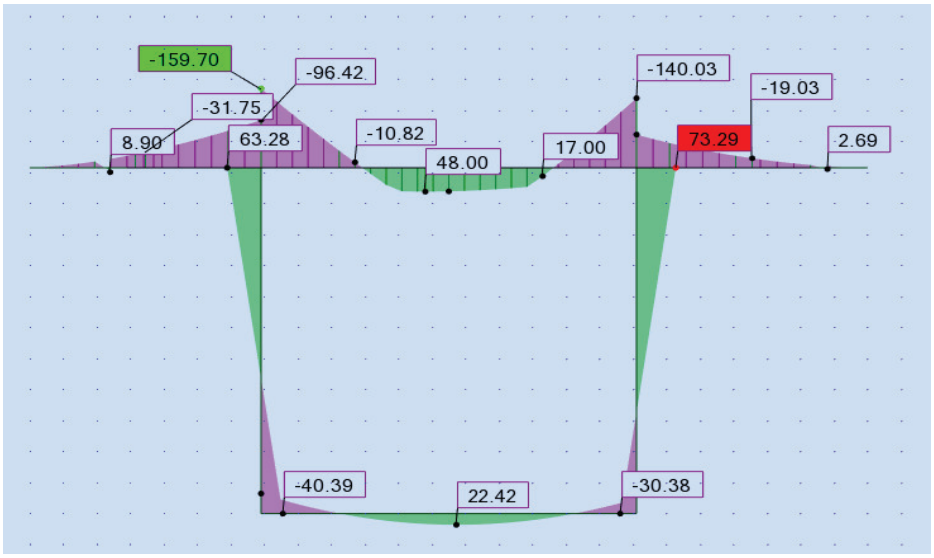
ANNEXE B. 71.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+1.2Al1+St.



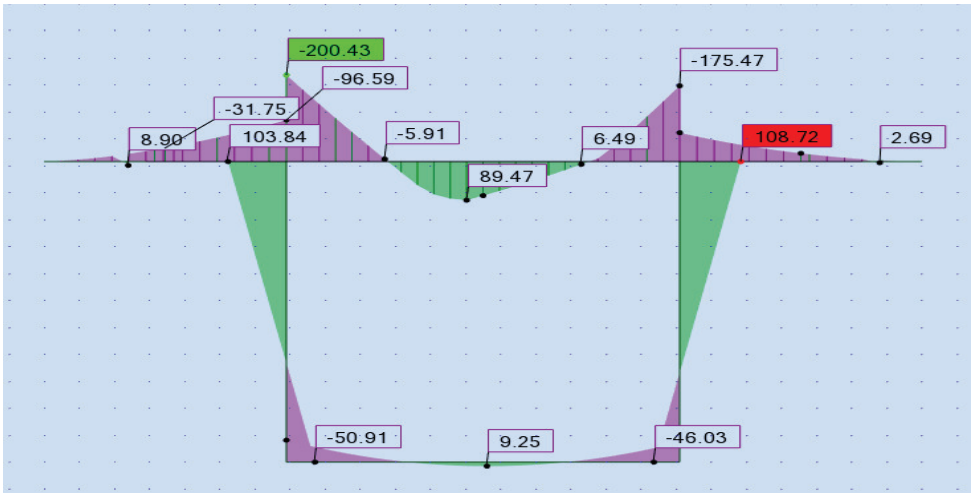
ANNEXE B. 72.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+1.2Al2+St.



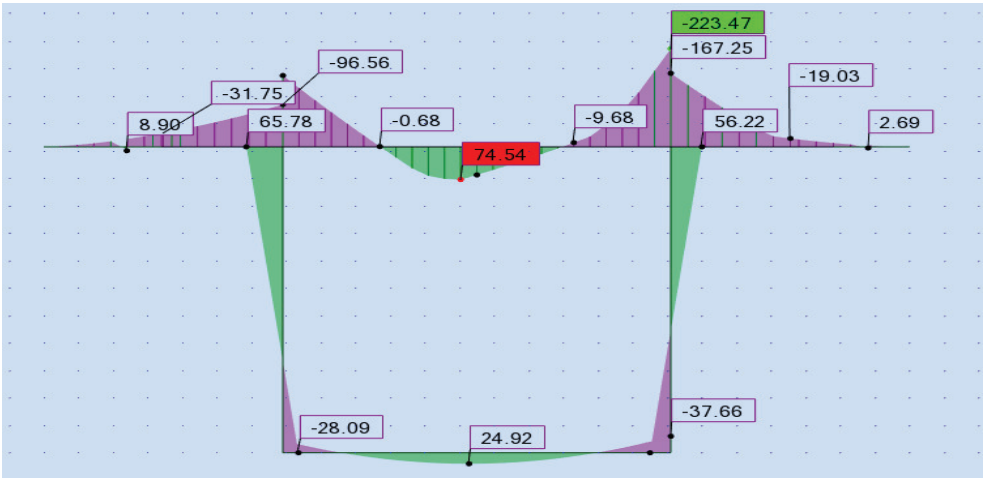
ANNEXE B. 73.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+1.2Al3+St.



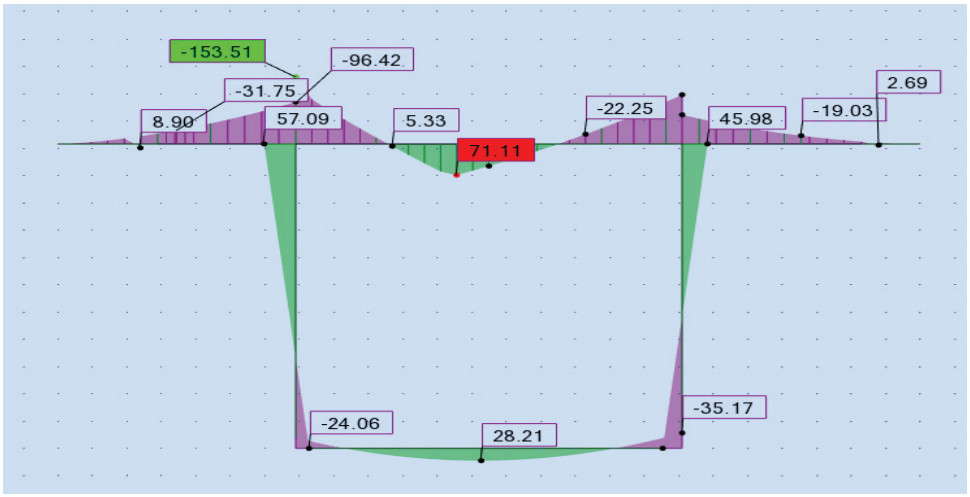
ANNEXE B. 74.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+1.2Bc1+St.



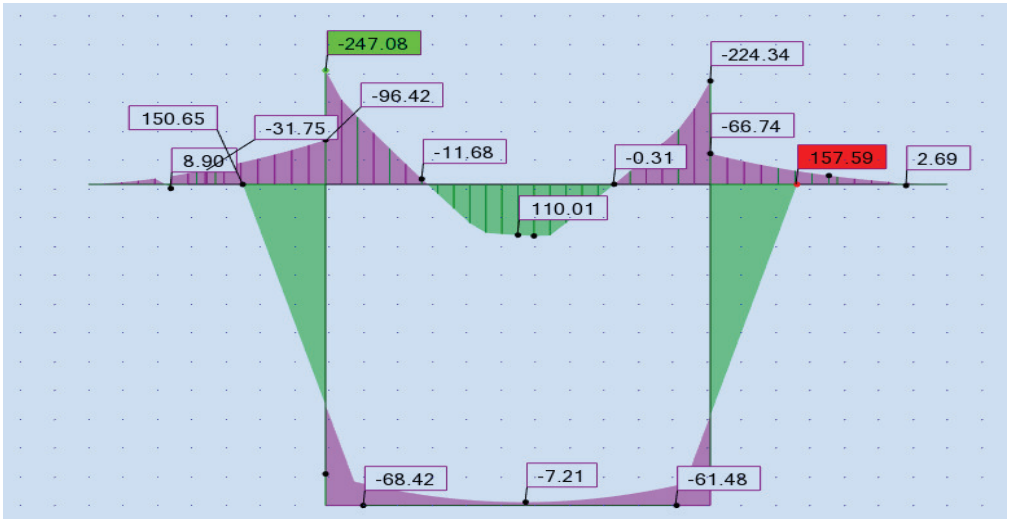
ANNEXE B. 75.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+1.2Bc2+St.



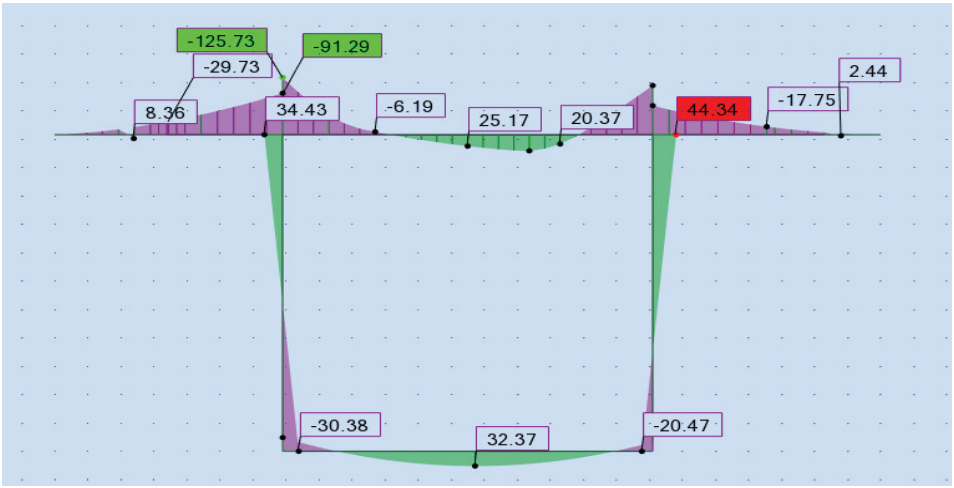
ANNEXE B. 76.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+1.2Bc3+St.



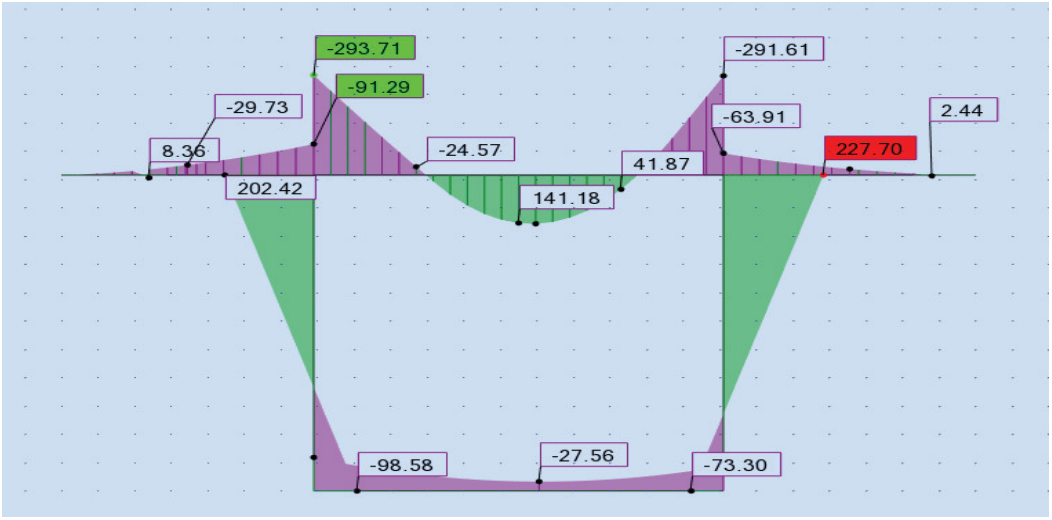
ANNEXE B. 77.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+1.2Bt1+St.



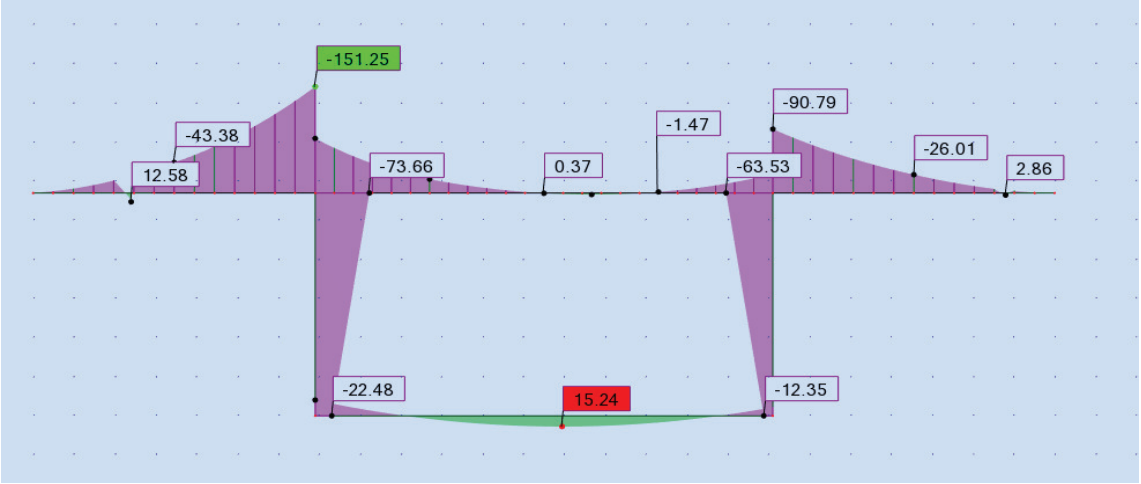
ANNEXE B. 78.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+1.2Bt2+St.



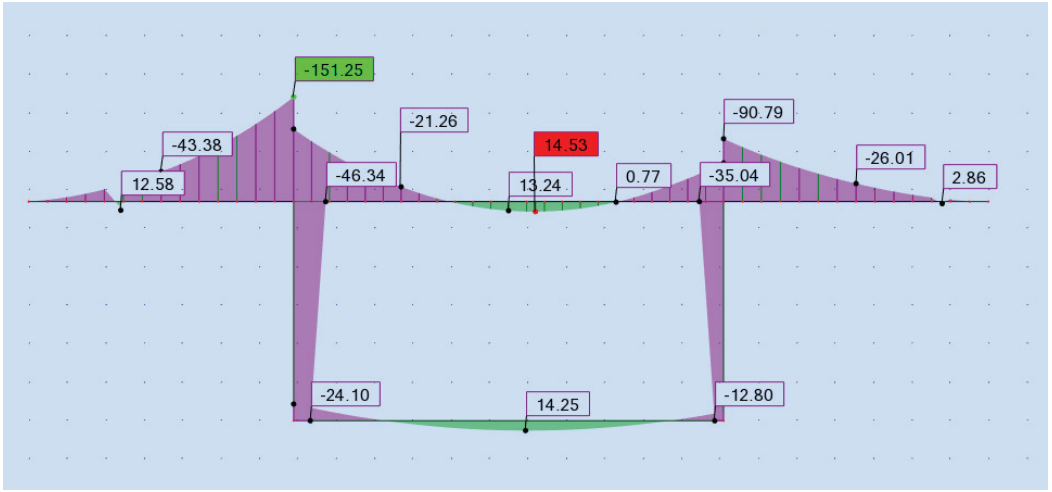
ANNEXE B. 79.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+Mc120.



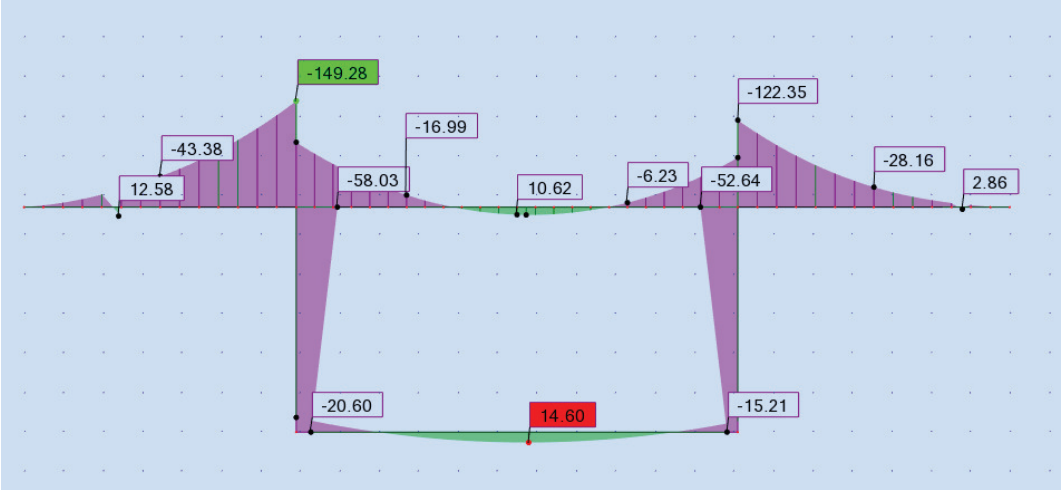
ANNEXE B. 80.Moment fléchissant transversal du VSP sous la combinaison G+D240.



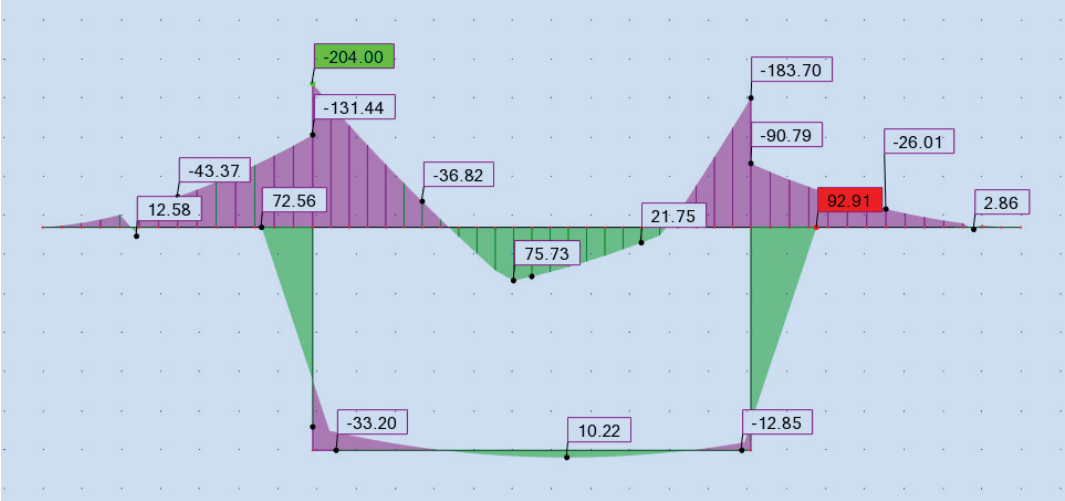
ANNEXE B. 81.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.6Al1+1.6St.



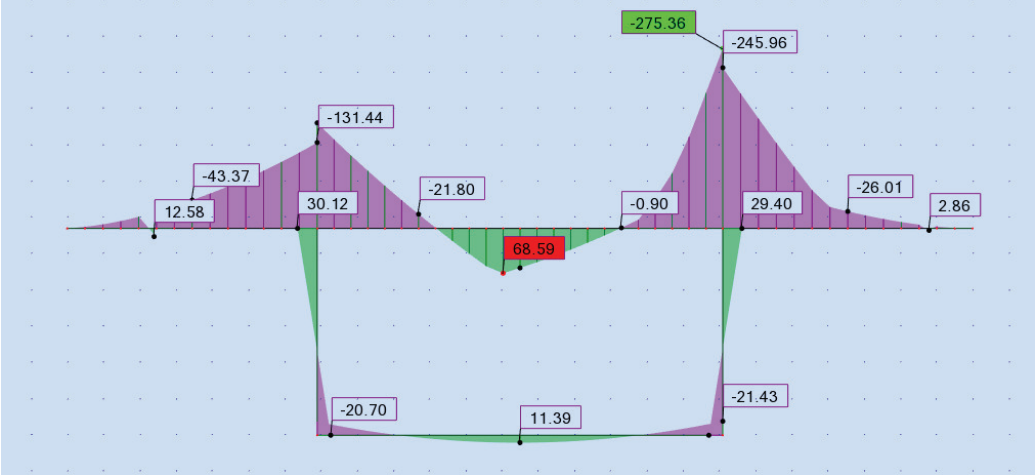
ANNEXE B. 82.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.6Al2+1.6St.



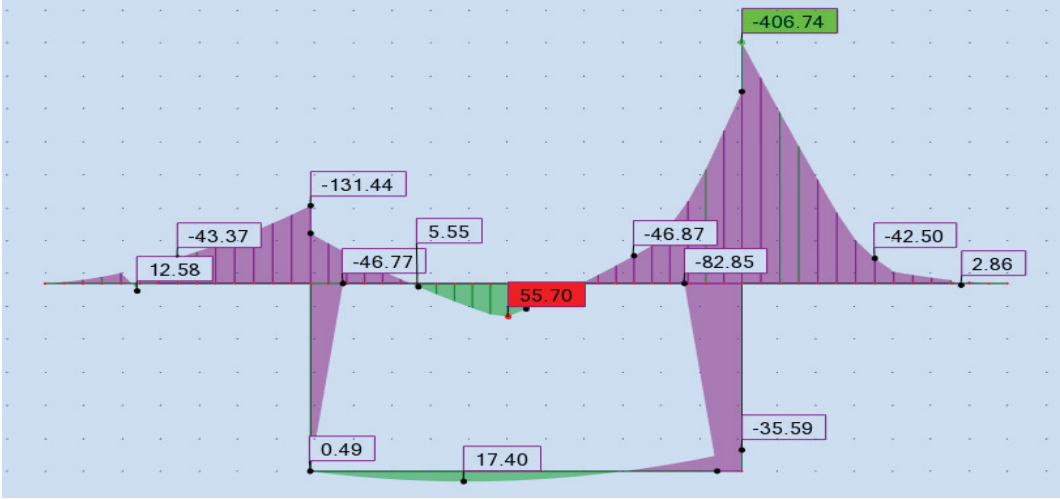
ANNEXE B. 83.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.6Al3+1.6St.



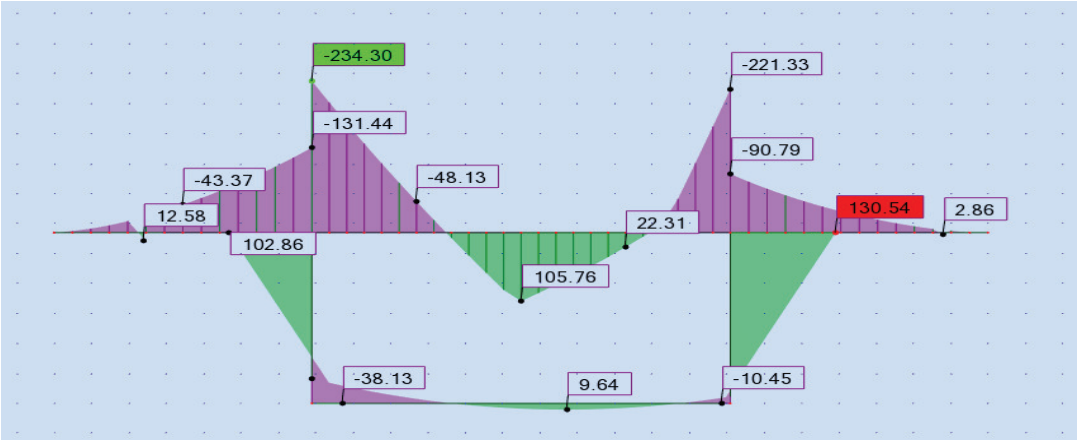
ANNEXE B. 84.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.6Bc1+1.6St.



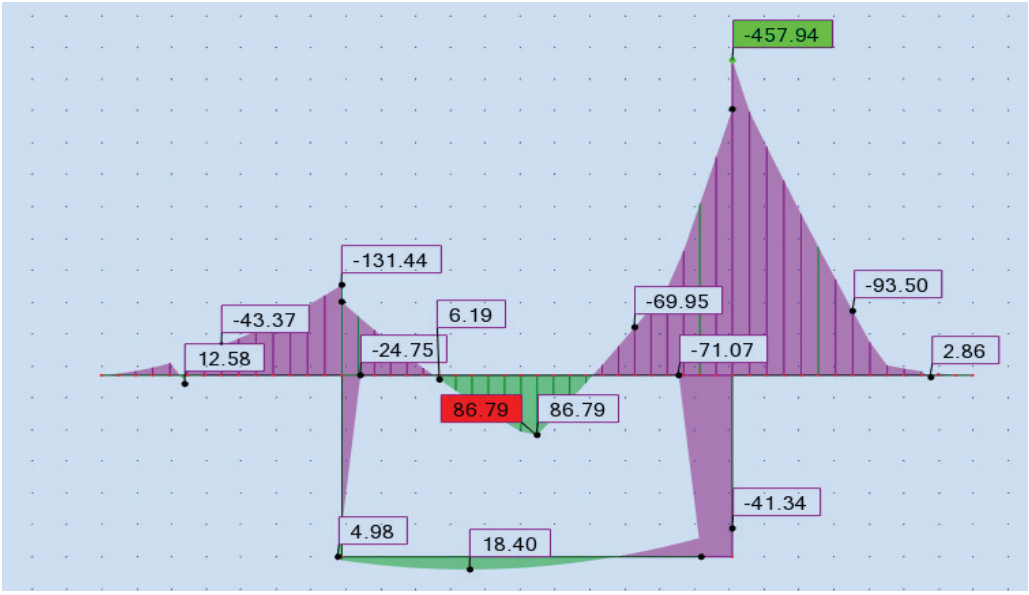
ANNEXE B. 85.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2+1.6St.



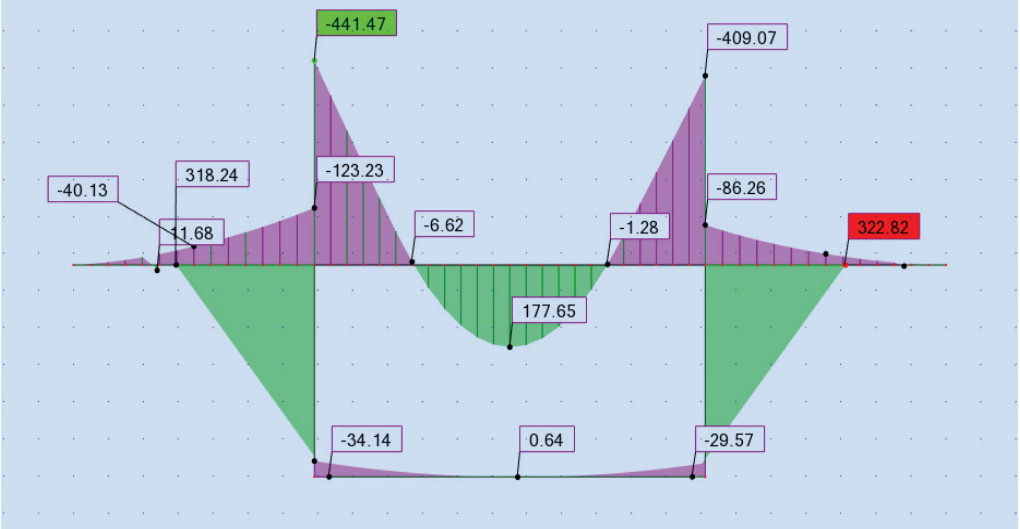
ANNEXE B. 86.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.6Bc3+1.6St.



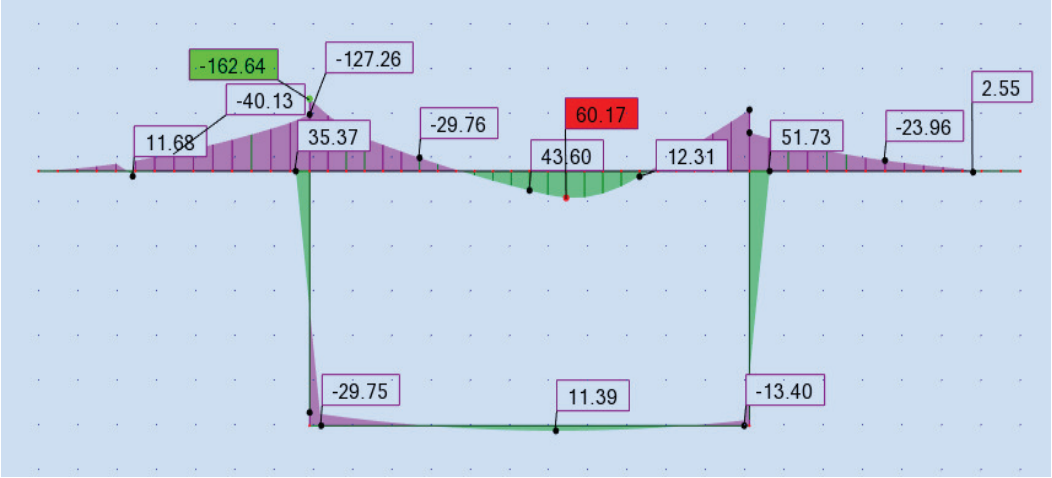
ANNEXE B. 87.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.6Bt1+1.6St.



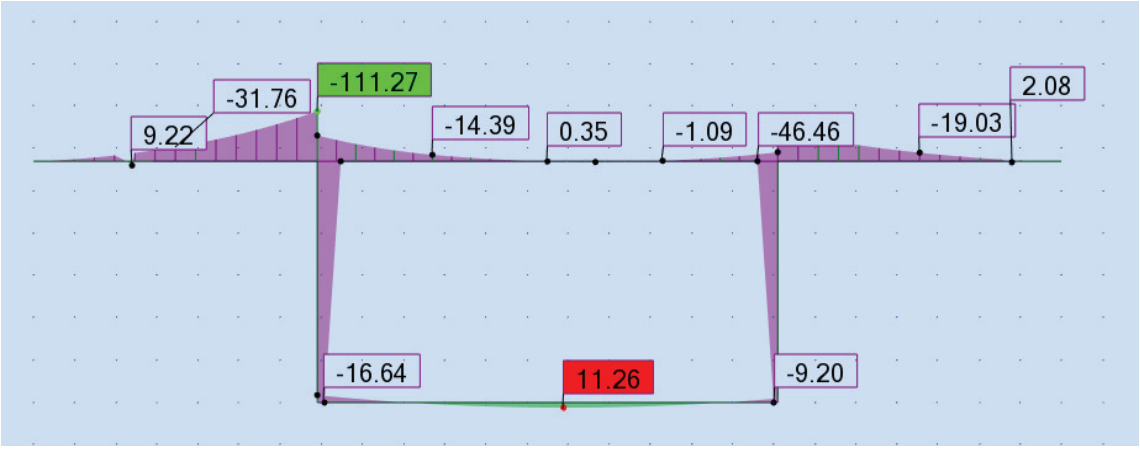
ANNEXE B. 88.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2+1.6St.



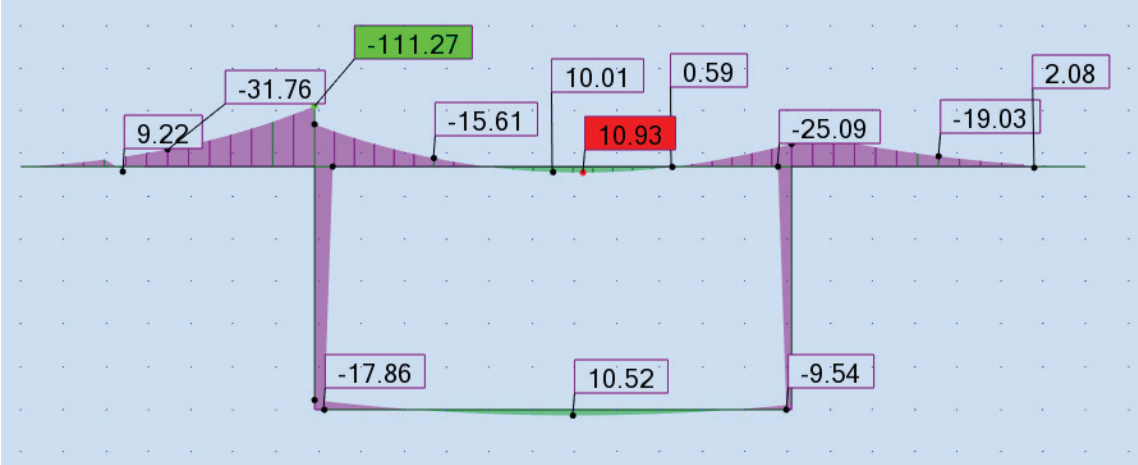
ANNEXE B. 89.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



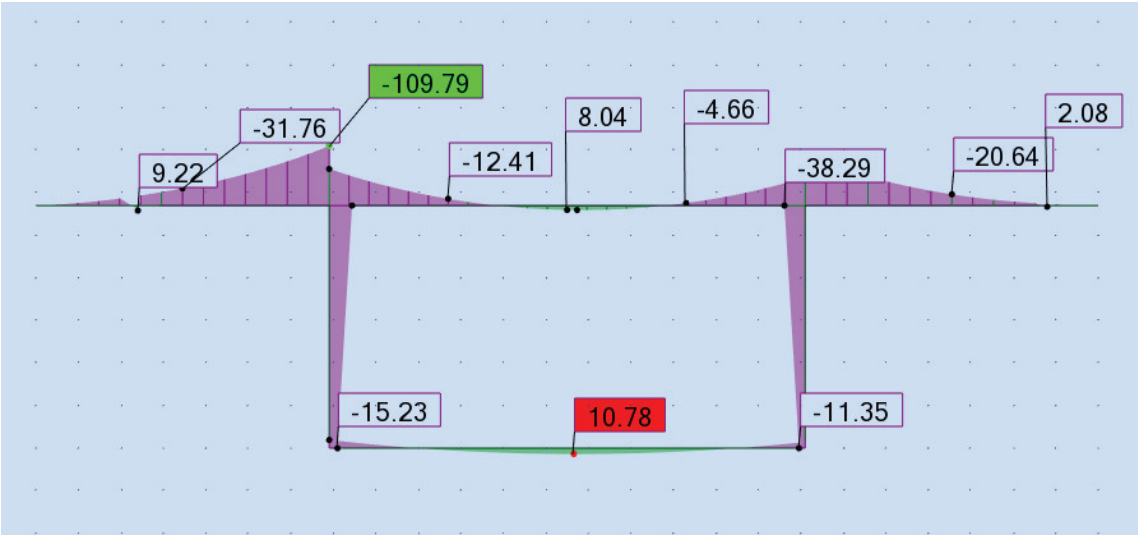
ANNEXE B. 90.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison 1.35G+1.35 Mc120.



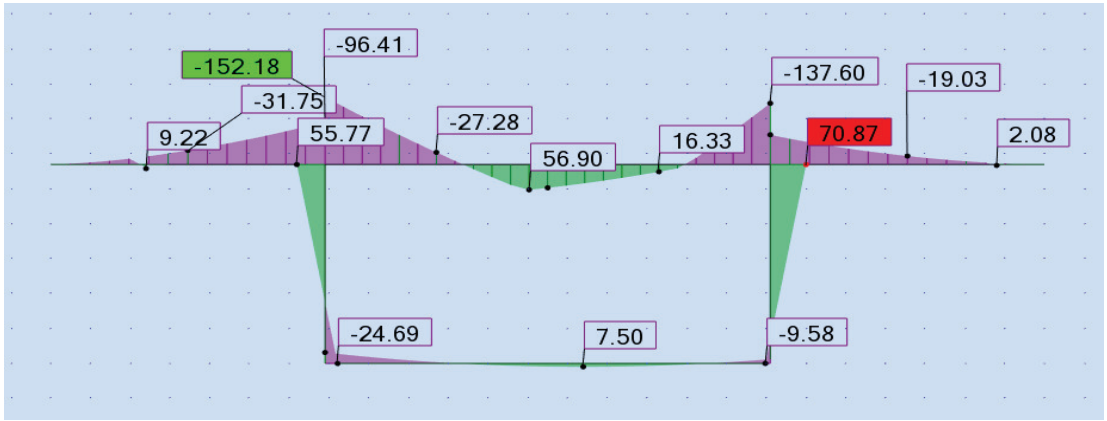
ANNEXE B. 91.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+1.2Al1+St.



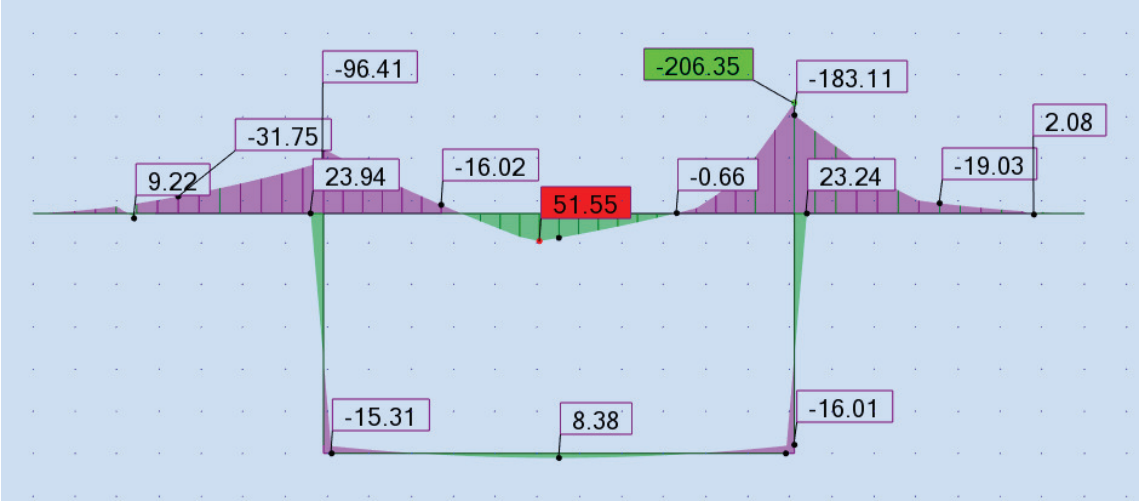
ANNEXE B. 92.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+1.2Al2+St.



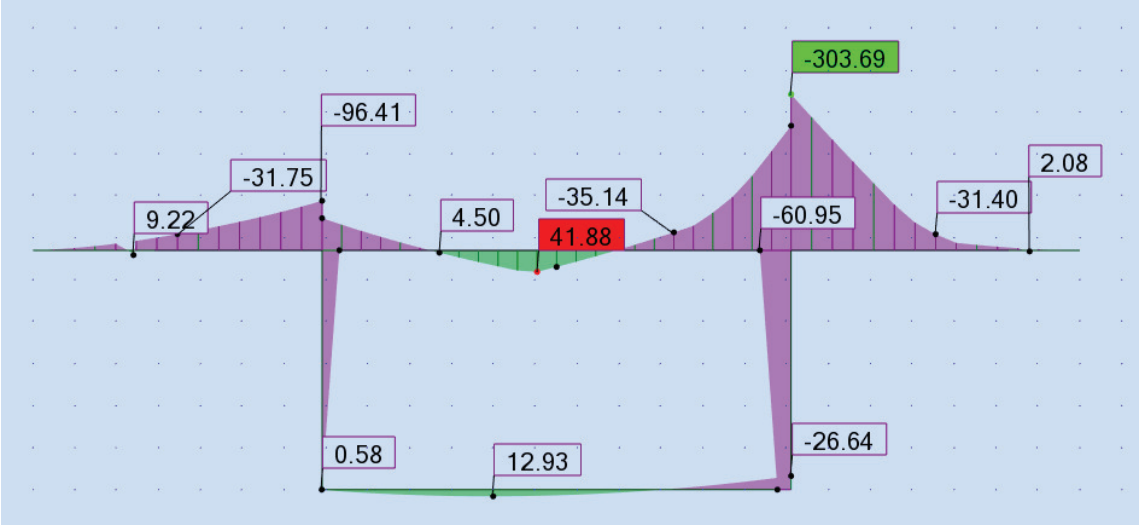
ANNEXE B. 93.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+1.2Al3+St.



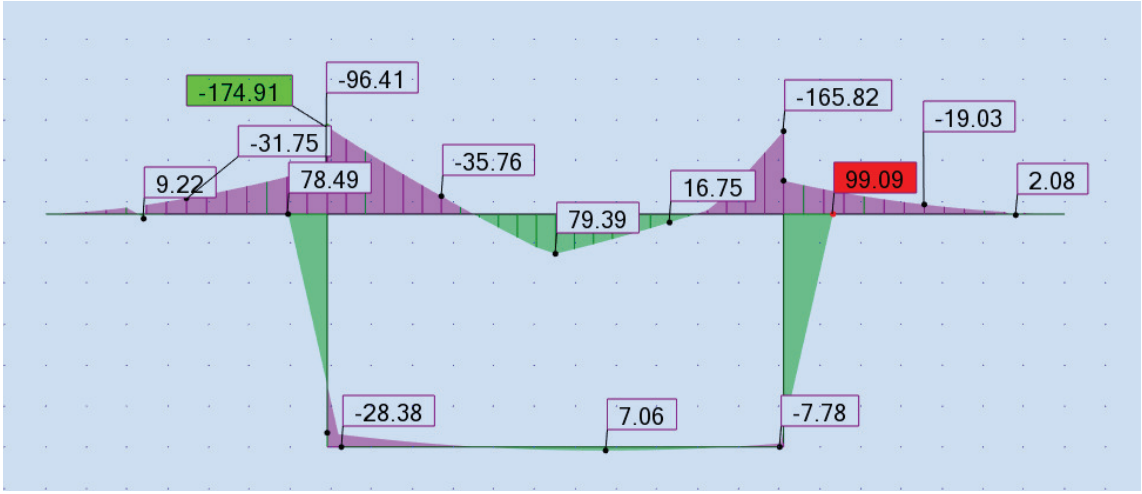
ANNEXE B. 94.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+1.2Bc1+St.



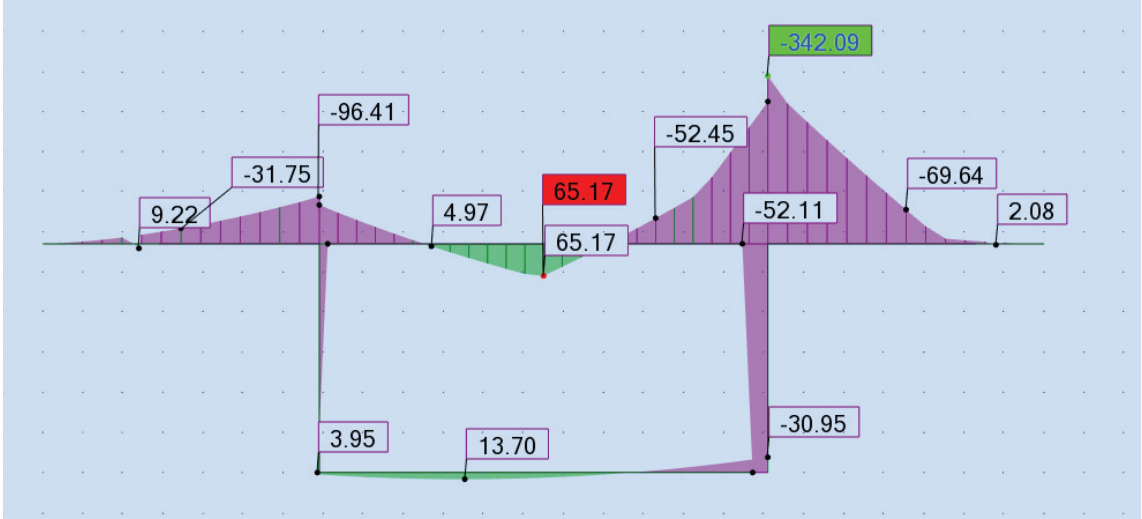
ANNEXE B. 95.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+1.2Bc2+St.



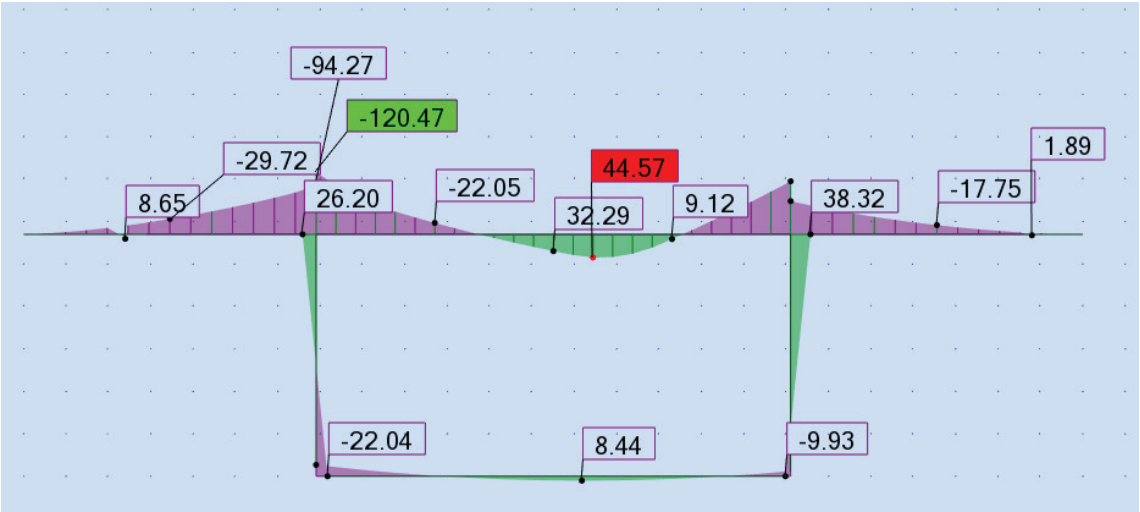
ANNEXE B. 96.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+1.2Bc3+St.



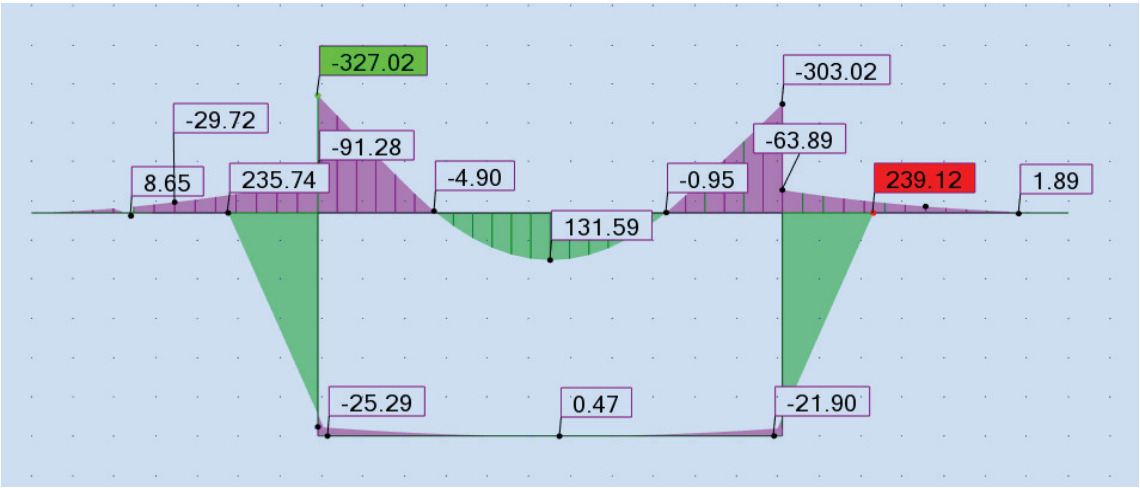
ANNEXE B. 97.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+1.2Bt1+St.



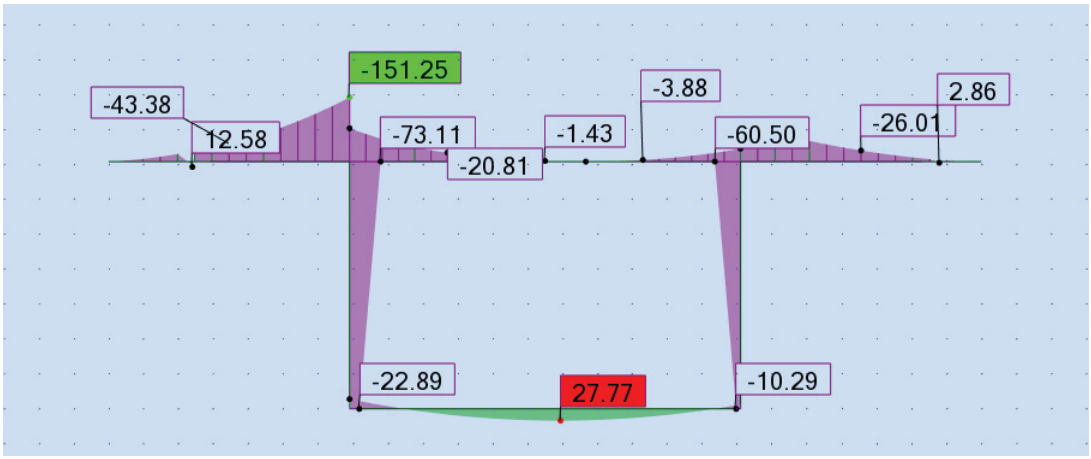
ANNEXE B. 98.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+1.2Bt2+St.



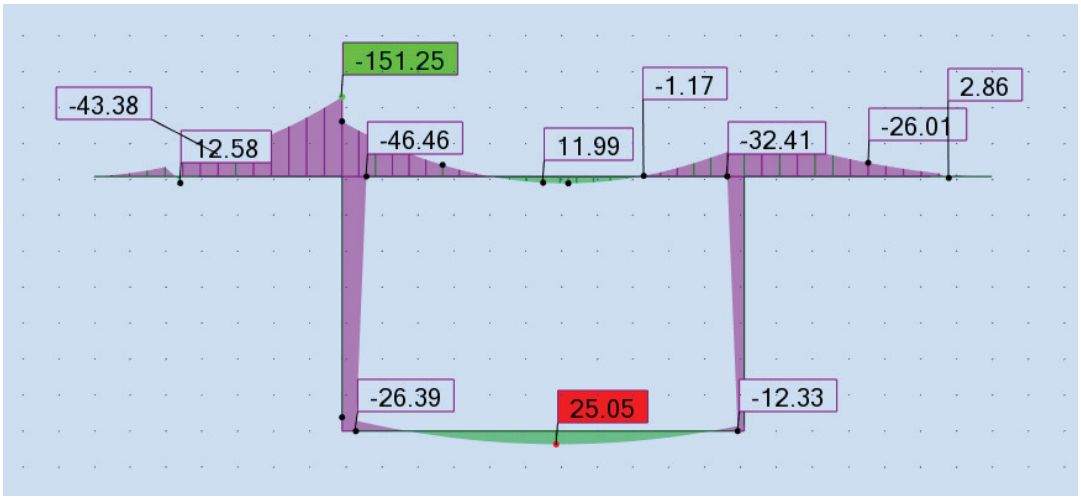
ANNEXE B. 99.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+Mc120.



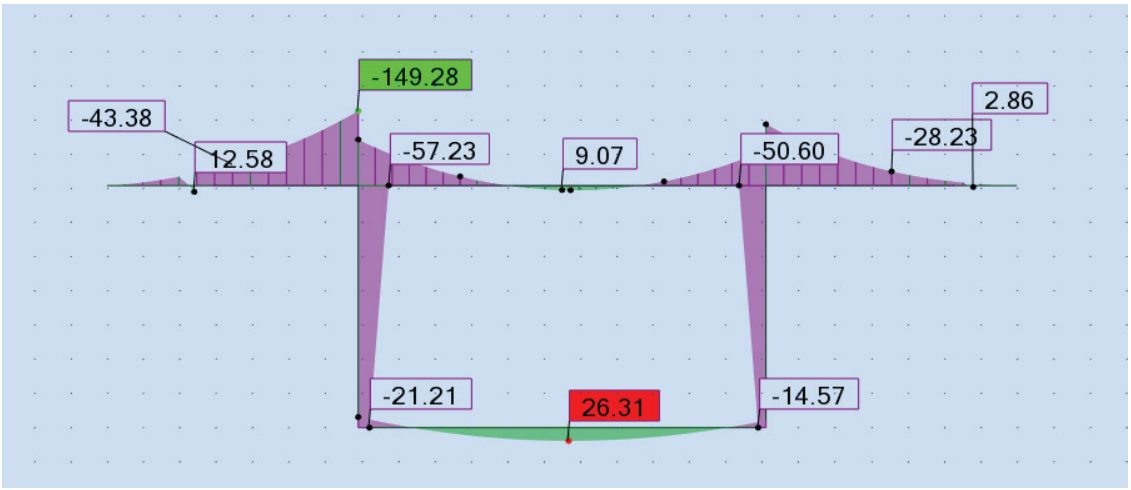
ANNEXE B. 100.Moment fléchissant transversal du VCL sous la combinaison G+D240.



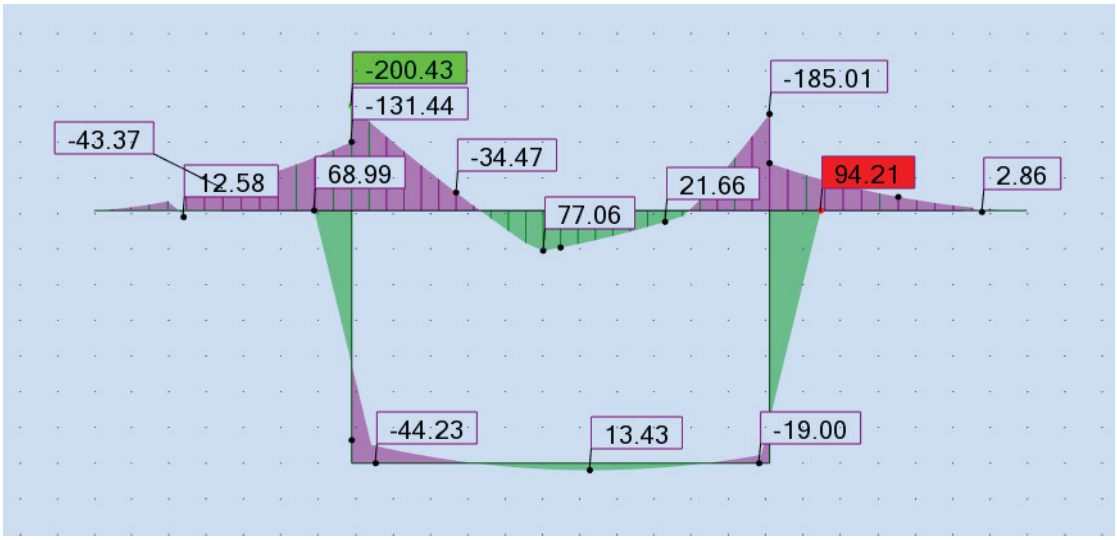
ANNEXE B. 101.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.6Al1+1.6St.



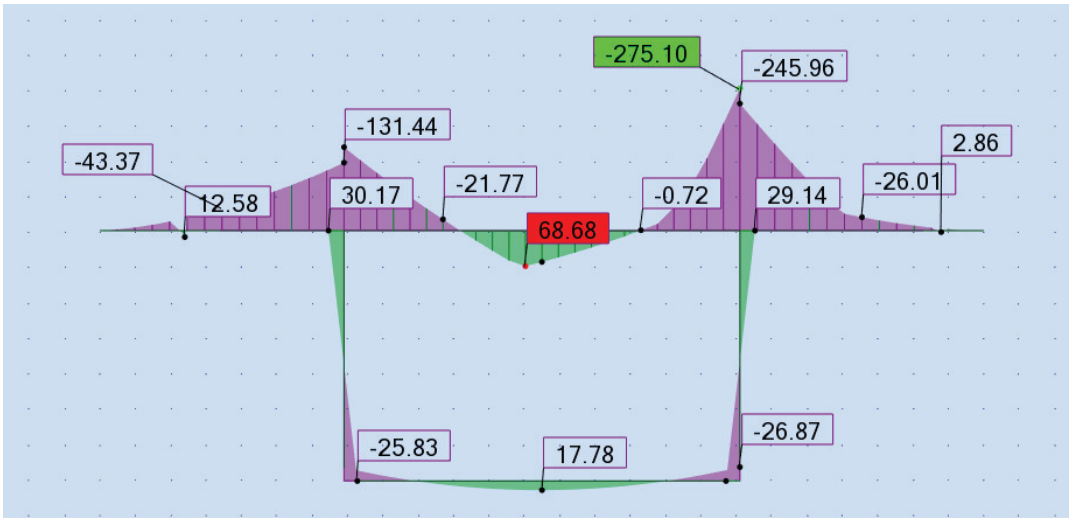
ANNEXE B. 102.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.6Al2+1.6St.



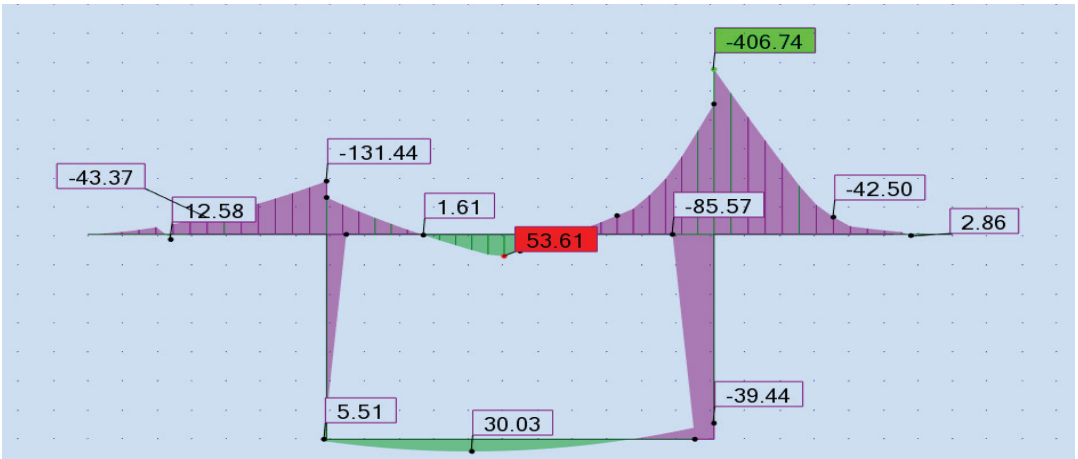
ANNEXE B. 103.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.6Al3+1.6St.



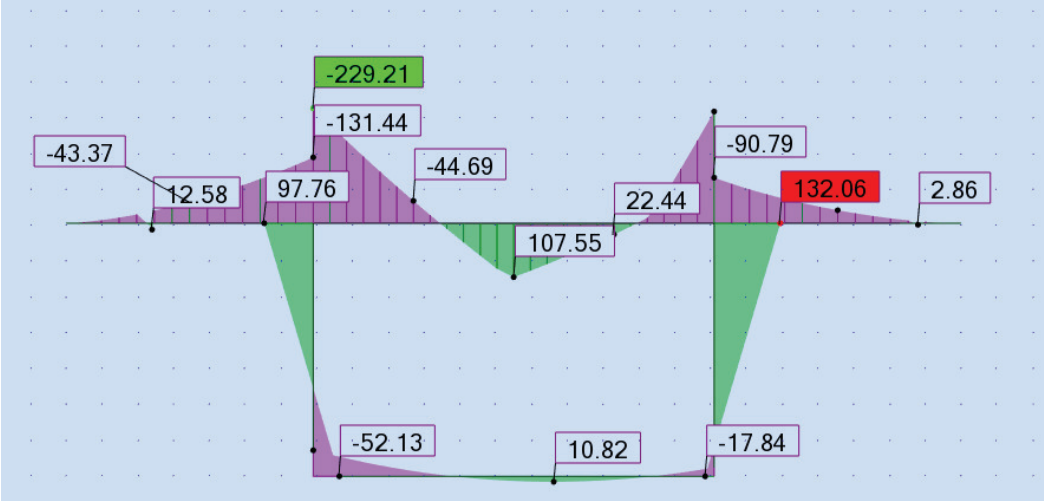
ANNEXE B. 104.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.6Bc1+1.6St.



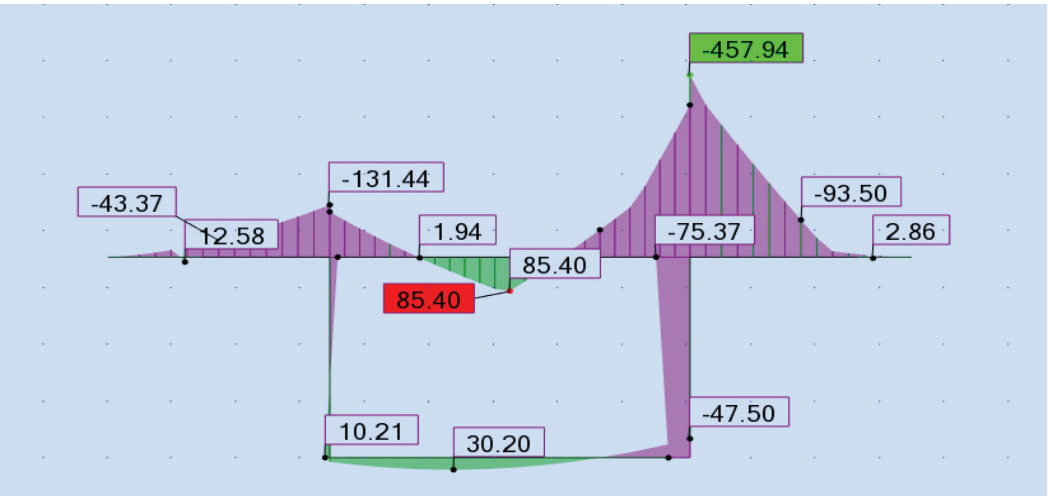
ANNEXE B. 105.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2+1.6St.



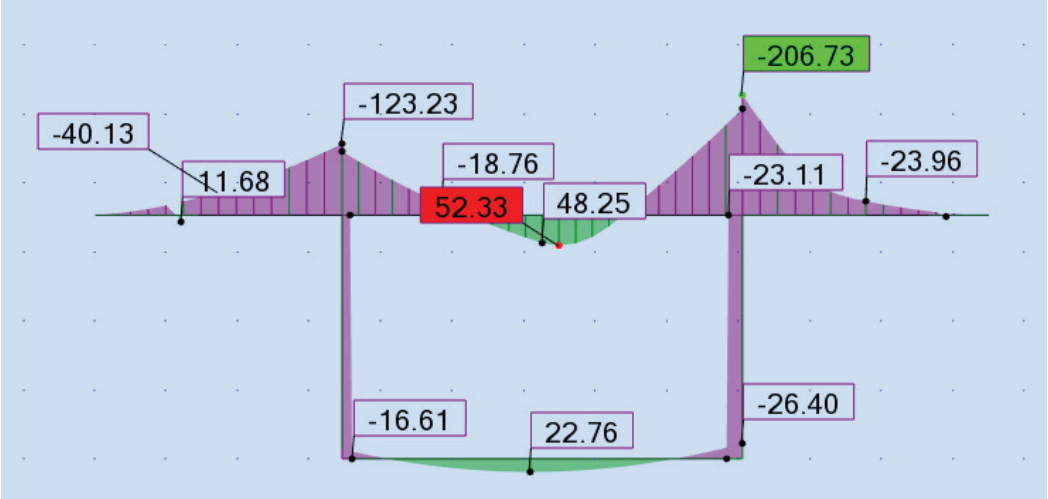
ANNEXE B. 106.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.6Bc3+1.6St.



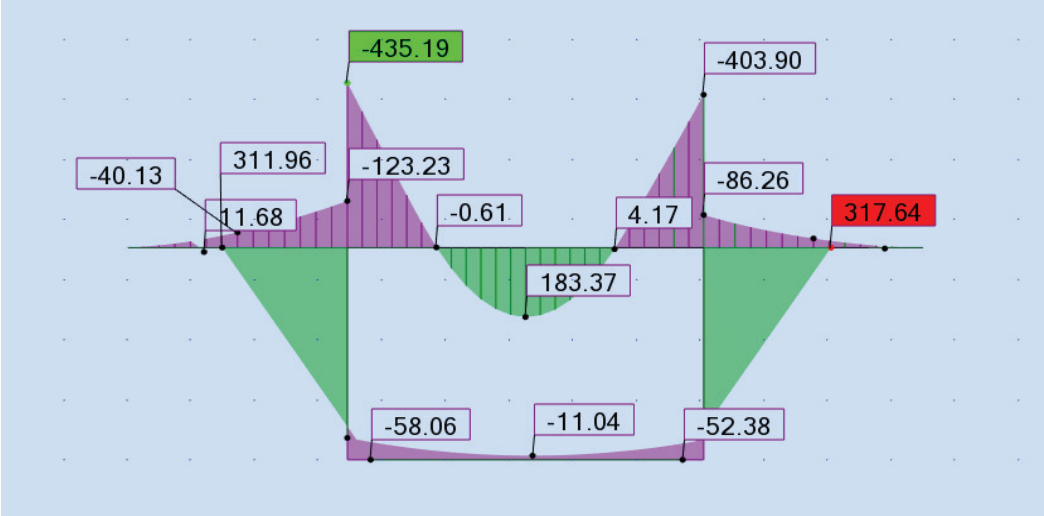
ANNEXE B. 107.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.6Bt1+1.6St.



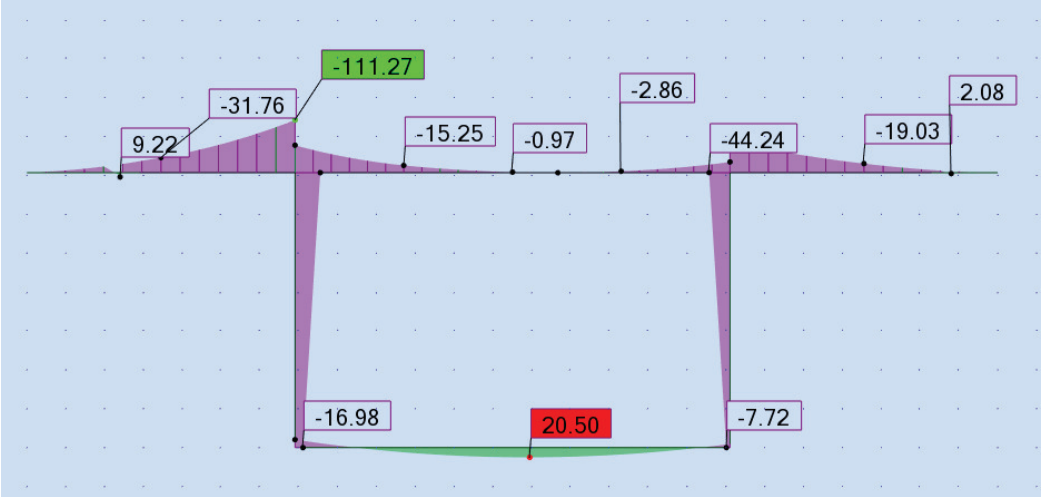
ANNEXE B. 108.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2+1.6St.



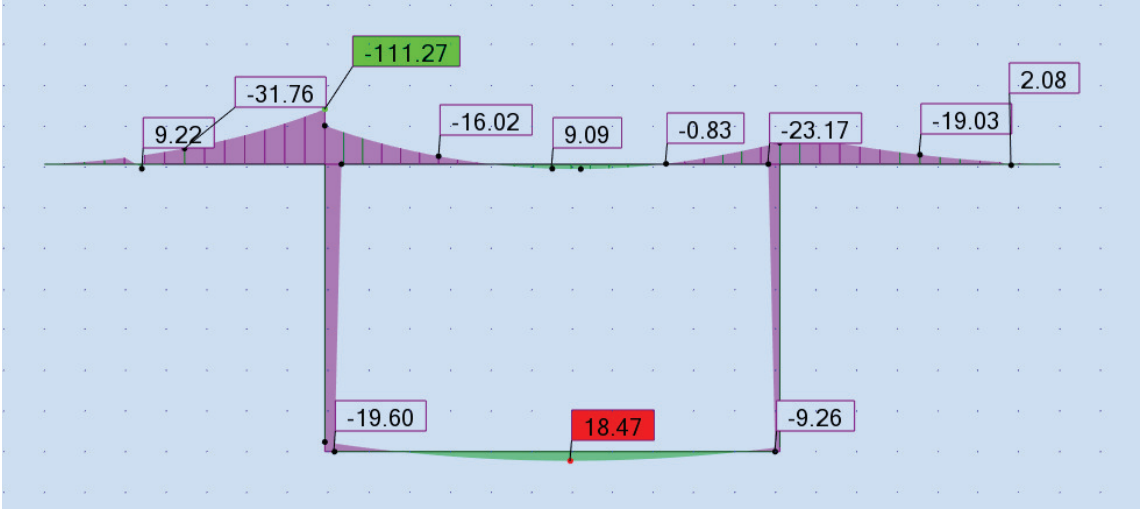
ANNEXE B. 109.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.35 Mc120.



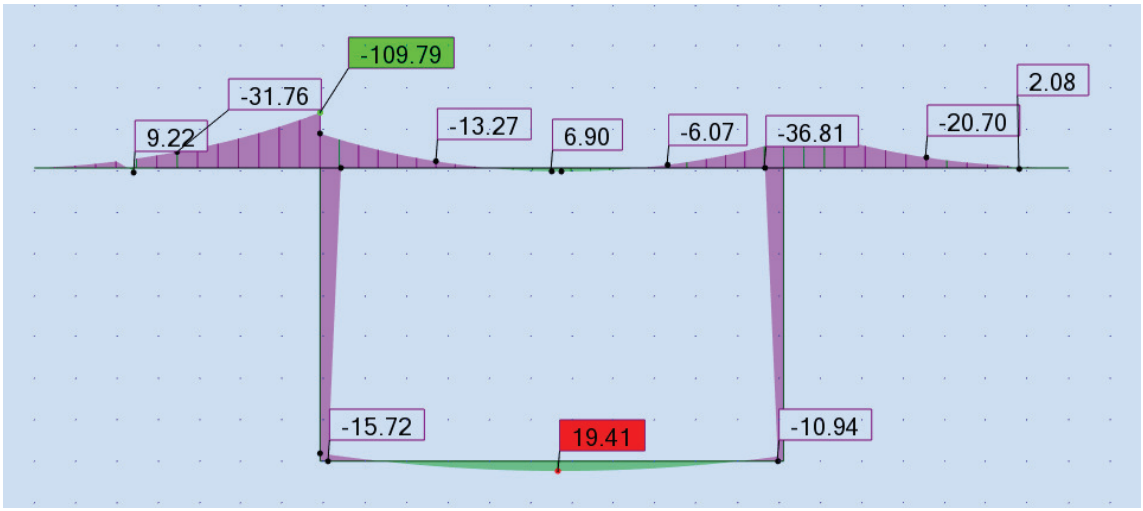
ANNEXE B. 110.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



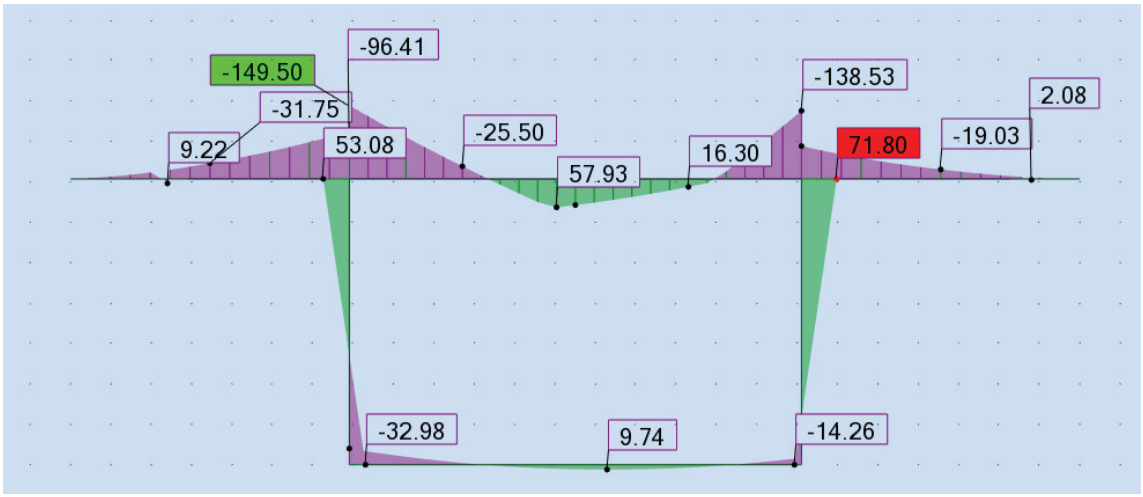
ANNEXE B. 111.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+1.2Al1+St.



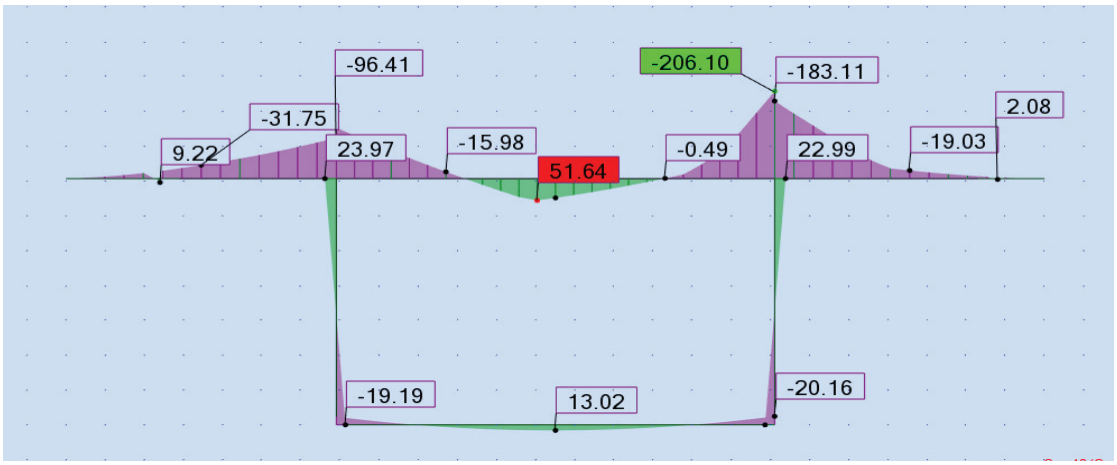
ANNEXE B. 112.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+1.2Al2+St.



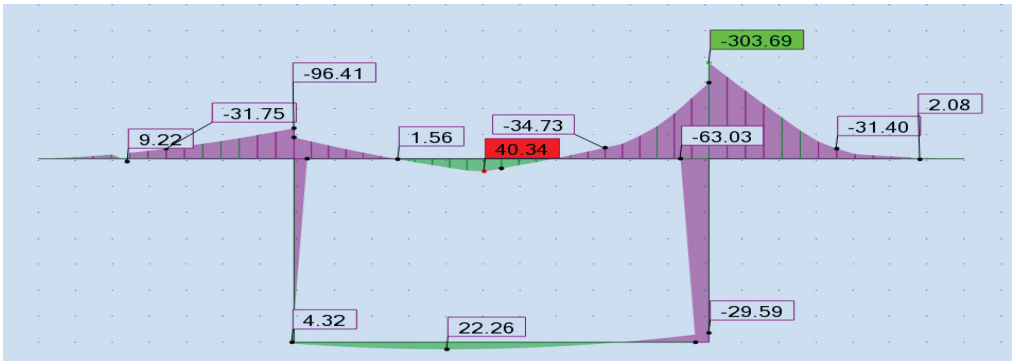
ANNEXE B. 113.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+1.2Al3+St.



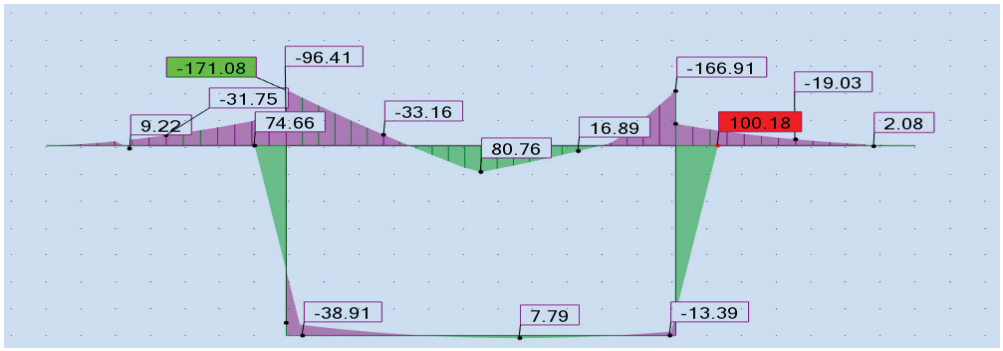
ANNEXE B. 114.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+1.2Bc1+St.



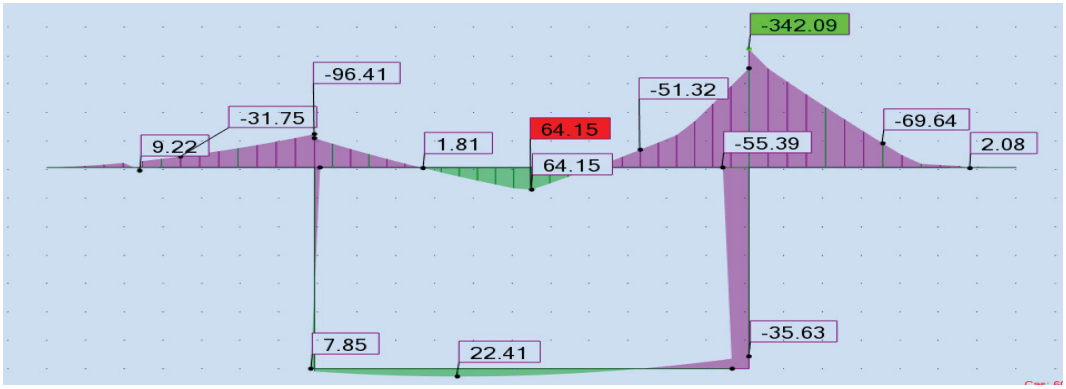
ANNEXE B. 115.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+1.2Bc2+St.



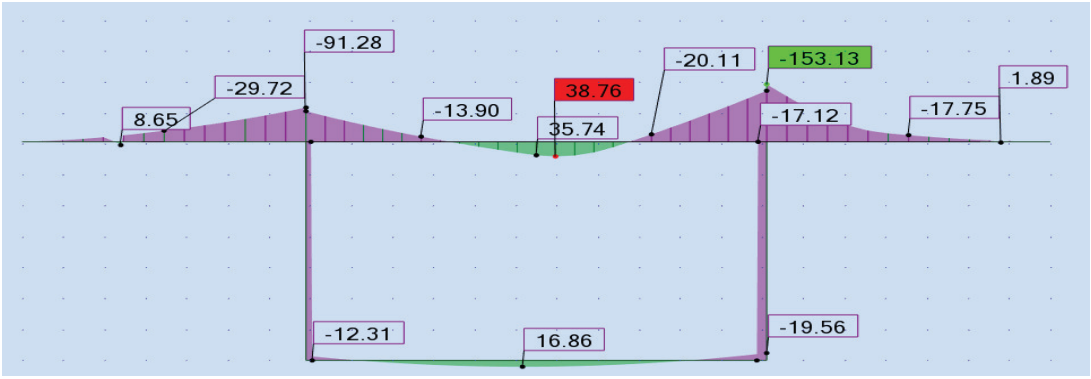
ANNEXE B. 116.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+1.2Bc3+St.



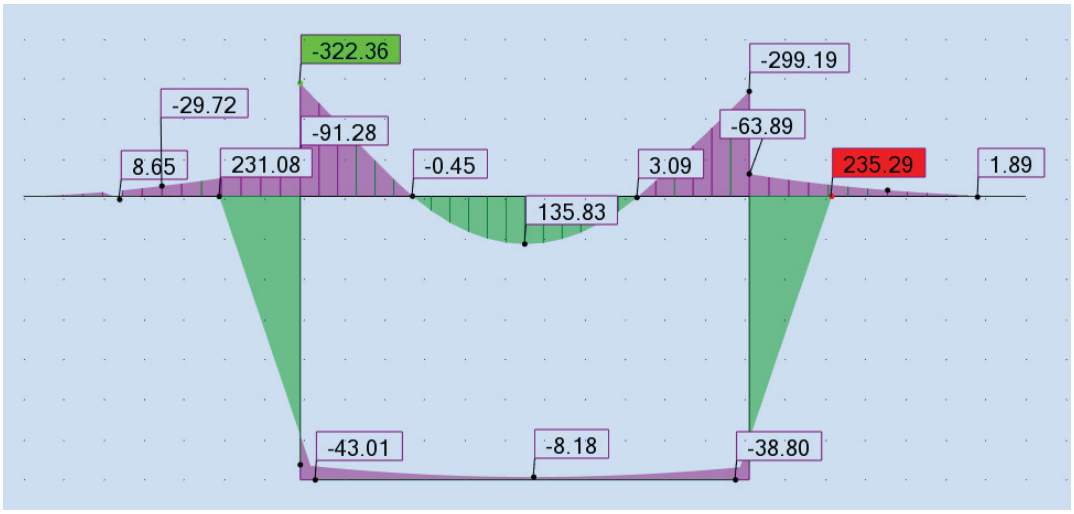
ANNEXE B. 117.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+1.2Bt1+St.



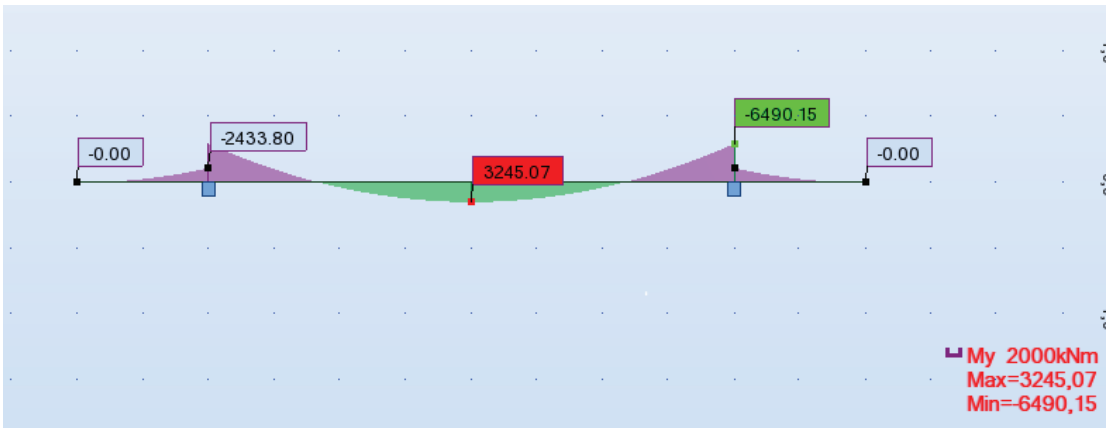
ANNEXE B. 118.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+1.2Bt2+St.



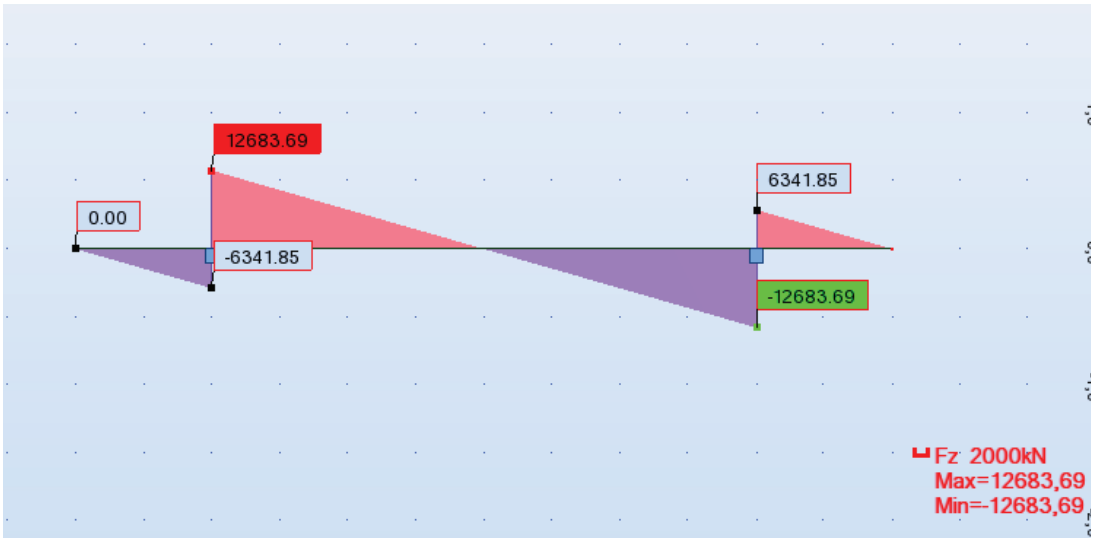
ANNEXE B. 119.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+Mc120.



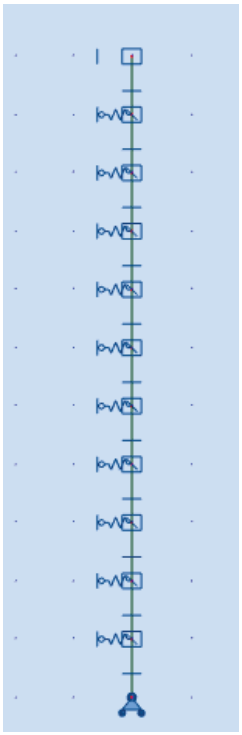
ANNEXE B. 120.Moment fléchissant transversal du VC sous la combinaison G+D240.



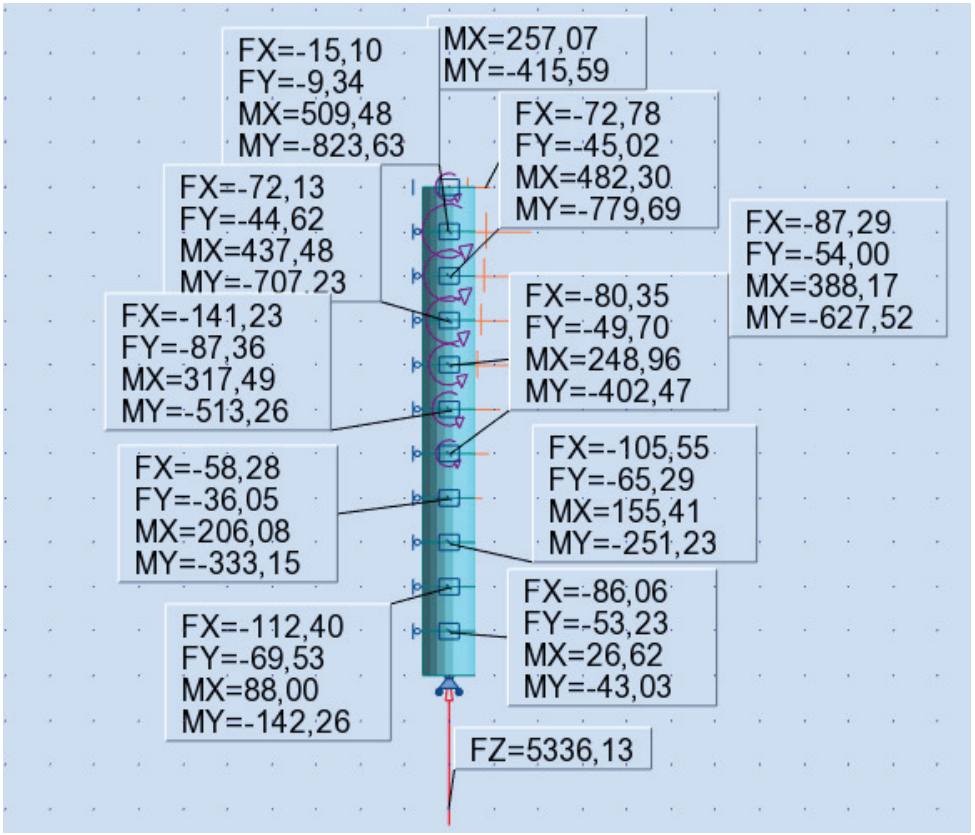
ANNEXE B. 121.Moment longitudinale Max à l'ELS pour le chevêtre.



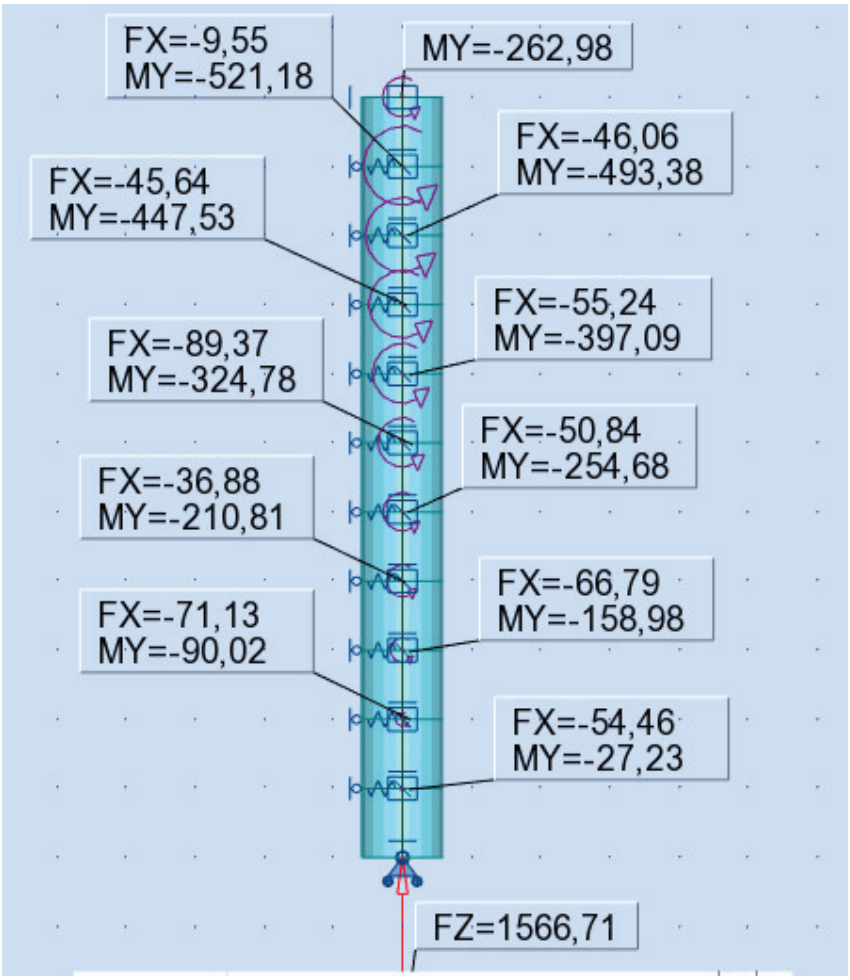
ANNEXE B. 122.Effort tranchant Max à l'ELU pour le chevêtre.



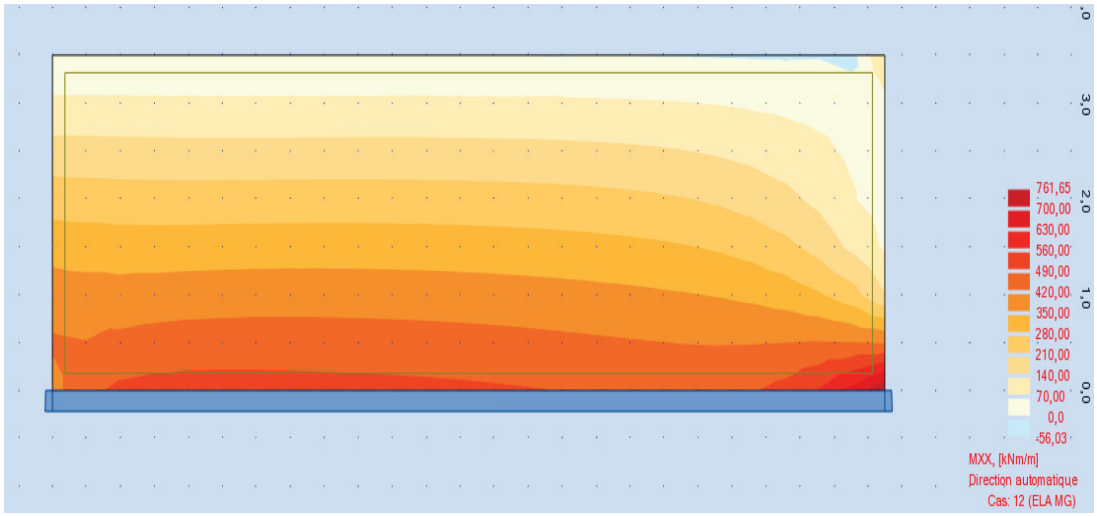
ANNEXE B. 123.Modélisation du pieu



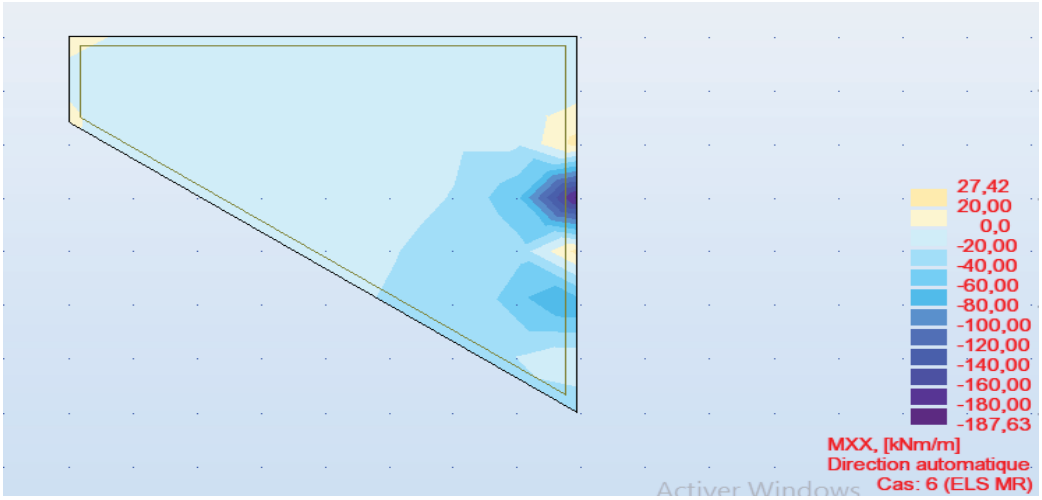
ANNEXE B. 124.Efforts maximaux à chaque mètre du pieu sous pile à l'ELA.



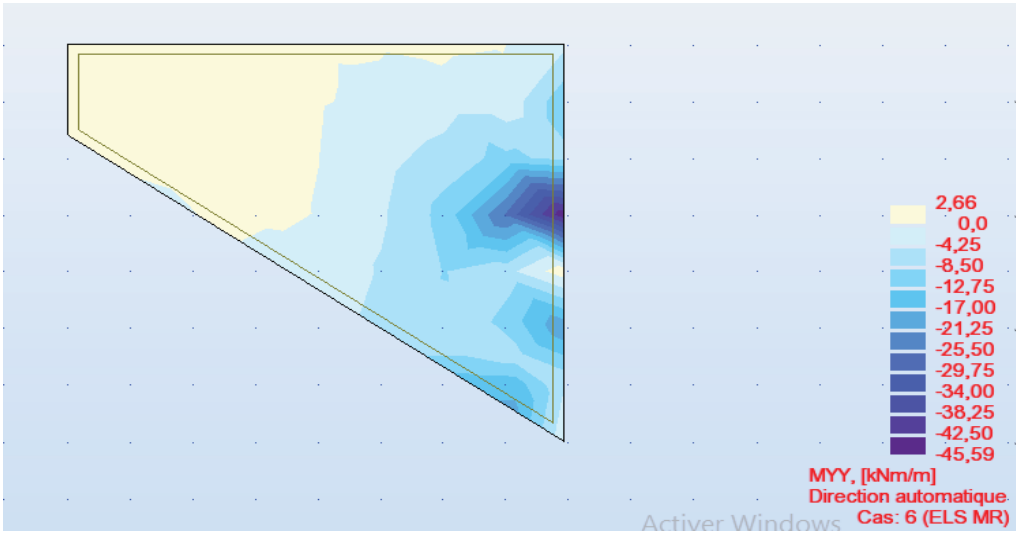
ANNEXE B. 125.Efforts maximaux à chaque mètre du pieu sous culée à l'ELA.



ANNEXE B. 126.Cartographie du moment Mxx dur mur garde grève sous la combinaison ELA.



ANNEXE B. 127.Cartographie du moment Mxx du mur en retour sous la combinaison ELS



ANNEXE B. 128.Cartographie du moment Myy du mur en retour sous la combinaison ELS

ANNEXE C

LES TABLEAUX DE CALCUL

ANNEXE C. 1.Les pertes par frottement pour le demi-fléau (MPa).

X	Cables	L	α_1	α_2	α	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
5	C1	5	0	0	0	21,97	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	C2	5	0	0	0	21,97	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,1	C3	4,1	0	0,103	0,103	69,30	48,04	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,1	C4	4,1	0	0,103	0,103	69,30	48,04	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,2	C5	4,1	0,184	0,103	0,210	115,91	95,35	48,04	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-
13,2	C6	4,1	0,184	0,103	0,210	115,91	95,35	48,04	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-
17,3	C7	4,1	0,366	0,103	0,378	176,85	157,22	140,90	48,04	0,00	-	-	-	-	-	-	-
21,4	C8	4,1	0,366	0,103	0,378	192,74	173,34	157,22	140,90	48,04	0,00	-	-	-	-	-	-
25,5	C9	4,1	0,542	0,103	0,548	48,04	232,35	216,96	201,38	185,61	48,04	0,00	-	-	-	-	-
29,6	C10	4,1	0,542	0,103	0,548	265,85	247,56	232,35	216,96	201,38	185,61	48,04	0,00	-	-	-	-
33,7	C11	4,1	0,710	0,103	0,713	319,38	301,90	287,37	272,66	257,76	242,69	227,42	48,04	0,00	-	-	-
37,8	C12	4,1	0,710	0,103	0,713	333,52	316,25	301,90	287,37	272,66	257,76	242,69	227,42	48,04	0,00	-	-
41,9	C13	4,1	0	0	0	174,35	154,67	138,32	121,77	105,01	88,04	70,86	53,47	35,87	18,04	0,00	-
41,9	C14	4,1	0	0	0	174,35	154,67	138,32	121,77	105,01	88,04	70,86	53,47	35,87	18,04	0,00	0,00
46	C15	4,1	0	0	0	190,26	170,83	154,67	138,32	121,77	105,01	88,04	70,86	53,47	35,87	18,04	0,00
46	C16	4,1	0	0	0	190,26	170,83	154,67	138,32	121,77	105,01	88,04	70,86	53,47	35,87	18,04	0,00
Moyenne						**154,997**	**147,901**	**144,198**	**140,624**	**141,900**	**124,466**	**104,494**	**74,876**	**37,786**	**21,564**	**9,022**	**0,000**
En (%)						**10,50**	**10,02**	**9,77**	**9,53**	**9,61**	**8,43**	**7,08**	**5,07**	**2,56**	**1,46**	**0,61**	**0,00**

ANNEXE C. 2.Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa).

X	Cable	L	θ	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
5	C1	5	0,000	0,003	9,38	38,83	83,11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	C2	5	0,000	0,003	9,38	38,83	83,11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,1	C3	4,1	0,104	0,005	7,07	-	46,35	110,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,1	C4	4,1	0,104	0,005	7,07	-	46,35	110,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13,2	C5	4,1	0.211	0,008	5,70	-	-	38,37	136,94	-	-	-	-	-	-	-	-
13,2	C6	4,1	0,211	0,008	5,70	-	-	38,37	136,94	-	-	-	-	-	-	-	-
17,3	C7	4,1	0,379	0,012	4,65	-	-	-	19,76	167,85	-	-	-	-	-	-	-
21,4	C8	4,1	0,379	0,012	4,65	-	-	-	-	19,76	167,85	-	-	-	-	-	-
25,5	C9	4,1	0,542	0,029	2,99	-	-	-	-	-	-	260,44	-	-	-	-	-
29,6	C10	4,1	0,542	0,029	2,99	-	-	-	-	-	-	-	260,44	-	-	-	-
33,7	C11	4,1	0,710	0,038	2,65	-	-	-	-	-	-	-	-	294,38	-	-	-
37,8	C12	4,1	0,710	0,038	2,65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	294,38	-	-
41,9	C13	4,1	0,000	0,003	9,38	-	-	-	-	-	-	-	-	10,49	46,80	83,11	-
41,9	C14	4,1	0,000	0,003	9,38	-	-	-	-	-	-	-	-	10,49	46,80	83,11	-
46	C15	4,1	0,000	0,003	9,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,49	46,80	83,11
46	C16	4,1	0,000	0,003	9,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,49	46,80	83,11
Moyenne						**4,85**	**16,18**	**21,24**	**24,47**	**18,76**	**18,65**	**32,56**	**37,21**	**52,56**	**81,79**	**64,96**	**83,11**
En (%)						**0,33**	**1,10**	**1,44**	**1,66**	**1,27**	**1,26**	**2,21**	**2,52**	**3,56**	**5,54**	**4,40**	**5,63**

ANNEXE C. 3.Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa).

	N° câbles	υ (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	32	2,84	0,158	2,68	66,94	11,68	276,82	2,37	9,34	0,63
FIN VSP	32	2,64	0,158	2,48	57,63	11,22	219,35	2,36	14,14	0,96
FIN V1	28	2,33	0,130	2,20	45,00	10,52	178,01	2,36	12,39	0,84
FIN V2	24	2,07	0,130	1,94	35,33	9,90	141,53	2,36	10,51	0,71
FIN V3	20	1,84	0,130	1,71	27,77	9,33	109,64	2,37	8,72	0,59
FIN V4	18	1,64	0,130	1,51	22,26	8,86	82,08	2,40	9,87	0,67
FIN V5	16	1,48	0,130	1,35	18,10	8,47	58,64	2,41	10,75	0,73
FIN V6	14	1,35	0,130	1,22	15,05	8,13	39,15	2,46	11,77	0,80
FIN V7	12	1,26	0,130	1,13	12,95	7,88	23,45	2,49	12,37	0,84
FIN V8	10	1,18	0,130	1,05	11,47	7,68	11,43	2,47	12,01	0,81
FIN V9	8	1,14	0,130	1,01	10,72	7,57	3,02	2,52	11,37	0,77
FIN V10	4	1,13	0,130	1,00	10,48	7,54	0,00	2,51	6,04	0,41

ANNEXE C. 4.Les pertes totales instantanées (MPa).

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
Pertes instantanées (%)	11,463	12,075	12,048	11,897	11,475	10,365	10,013	8,391	6,959	7,816	5,782	6,040

ANNEXE C. 5..Pertes dues au fluage.

	N° câbles	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
Axe VSP	32	2,84	0,17	2,67	66,94	11,68	276,82	2,35	44,54	3,02
FIN VSP	32	2,64	0,17	2,47	57,63	11,22	219,35	2,34	67,37	4,56
FIN V1	28	2,33	0,13	2,20	45,00	10,52	178,01	2,34	59,19	4,01
FIN V2	24	2,07	0,13	1,94	35,33	9,90	141,53	2,34	50,40	3,41
FIN V3	20	1,84	0,13	1,71	27,77	9,33	109,64	2,35	41,94	2,84
FIN V4	18	1,64	0,13	1,51	22,26	8,86	82,08	2,38	47,56	3,22
FIN V5	16	1,48	0,13	1,35	18,10	8,47	58,64	2,39	51,90	3,52
FIN V6	14	1,35	0,13	1,22	15,05	8,13	39,15	2,43	56,96	3,86
FIN V7	12	1,26	0,13	1,13	12,95	7,88	23,45	2,47	59,98	4,06
FIN V8	10	1,18	0,13	1,05	11,47	7,68	11,43	2,45	58,33	3,95
FIN V9	8	1,14	0,13	1,01	10,72	7,57	3,02	2,50	55,36	3,75
FIN V10	4	1,13	0,13	1,00	10,48	7,54	0,00	2,50	29,53	2,00

ANNEXE C. 6.Pertes dues à la relaxation des câbles.

	N° câbles	σ_{pi} (MPa)	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (%)
Axe VSP	32	1306,81	0,703	0,43	53,43	3,62
FIN VSP	32	1297,78	0,698	0,43	52,12	3,53
FIN V1	28	1298,18	0,698	0,43	52,18	3,53
FIN V2	24	1300,39	0,699	0,43	52,50	3,56
FIN V3	20	1306,62	0,702	0,43	53,41	3,62
FIN V4	18	1323,02	0,711	0,43	55,82	3,78
FIN V5	16	1328,20	0,714	0,43	56,60	3,83
FIN V6	14	1352,15	0,727	0,43	60,23	4,08
FIN V7	12	1373,28	0,738	0,43	63,51	4,30
FIN V8	10	1360,63	0,732	0,43	61,54	4,17
FIN V9	8	1390,65	0,748	0,43	66,26	4,49
FIN V10	4	1386,85	0,746	0,43	65,66	4,45

ANNEXE C. 7.Pertes totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
Pertes différées	8,676	10,149	9,598	9,021	8,499	9,016	9,354	9,902	10,292	10,069	10,134	8,350
Pertes instantanées	11,463	12,075	12,048	11,897	11,475	10,365	10,013	8,391	6,959	7,816	5,782	6,040
Total (%)	20,139	**22,224**	21,646	20,918	19,974	19,381	19,367	18,293	17,251	17,885	15,916	14,390

ANNEXE C. 8.Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	N CF	N CC	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	obs
VSC 1	0	0,00	0	2	0,00	4,13	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,41	-0,08	1,64	✓
	4,17	-10,36	0	6	0,00	12,40	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,69	0,51	3,62	✓
	8,33	-17,54	0	8	0,00	16,53	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,79	0,89	4,46	✓
début V 01	12,50	-21,42	4	10	8,27	20,66	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,81	3,02	5,27	✓
début V 02	16,60	-21,92	8	10	16,53	20,66	7,57	10,72	1,14	1,99	1,01	1,83	4,99	4,78	✓
début V 03	20,70	-18,63	10	10	20,66	20,66	7,68	11,47	1,18	2,02	1,05	1,86	5,57	5,06	✓
début V 04	24,80	-11,51	12	8	24,80	16,53	7,88	12,95	1,26	2,07	1,13	1,91	6,03	3,96	✓
début V 05	28,90	-0,49	14	6	28,93	12,40	8,13	15,05	1,35	2,16	1,22	1,98	6,09	3,47	✓
début V 06	33,00	14,52	16	2	33,06	4,13	8,47	18,10	1,48	2,26	1,35	1,98	6,19	1,65	✓
début V 07	37,10	33,66	18	0	37,20	0,00	8,86	22,26	1,64	2,39	1,51	0,00	5,86	1,78	✓
début V 08	41,20	57,09	20	0	41,33	0,00	9,33	27,77	1,84	2,52	1,71	0,00	5,33	3,20	✓
début V 09	45,30	84,99	24	0	49,60	0,00	9,90	35,33	2,07	2,68	1,94	0,00	5,67	4,16	✓
début V 10	49,40	117,60	28	0	57,86	0,00	10,52	45,00	2,33	2,86	2,20	0,00	6,00	4,88	✓
début VSP P 02	53,50	155,15	32	0	66,13	0,00	11,22	57,63	2,64	3,04	2,51	0,00	6,39	5,32	✓
AXE VSP P 02	58,50	208,06	32	0	66,13	0,00	14,26	50,02	2,11	2,69	1,98	0,00	1,38	8,80	✓
début V 11	63,50	150,55	32	0	66,13	0,00	11,22	57,63	2,64	3,04	2,51	0,00	6,59	5,09	✓
début V 12	67,60	109,24	28	0	57,86	0,00	10,52	45,00	2,33	2,86	2,20	0,00	6,45	4,34	✓
début V 13	71,70	72,87	24	0	49,60	0,00	9,90	35,33	2,07	2,68	1,94	0,00	6,38	3,23	✓
début V 14	75,80	41,20	20	0	41,33	0,00	9,33	27,77	1,84	2,52	1,71	0,00	6,37	1,77	✓
début V 15	79,90	14,00	18	4	37,20	8,27	8,86	22,26	1,64	2,39	1,51	1,89	7,10	2,27	✓
début V 16	84,00	-8,91	16	8	33,06	16,53	8,47	18,10	1,48	2,26	1,35	2,05	7,48	3,39	✓
début V 17	88,10	-27,68	14	12	28,93	24,80	8,13	15,05	1,35	2,16	1,22	1,95	7,92	4,51	✓
début V 18	92,20	-42,46	12	16	24,80	33,06	7,88	12,95	1,26	2,07	1,13	1,87	8,17	5,97	✓
début V 19	96,30	-53,35	10	20	20,66	41,33	7,68	11,47	1,18	2,02	1,05	1,84	8,00	8,22	✓
début V 20	100,40	-60,41	8	22	16,53	45,46	7,57	10,72	1,14	1,99	1,01	1,82	7,61	9,21	✓
début clavage	104,50	-63,67	4	22	8,27	45,46	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,80	6,05	9,00	✓
début V 21	107,50	-63,67	4	22	8,27	45,46	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,80	6,05	9,00	✓
début V 22	111,60	-60,41	8	20	16,53	41,33	7,57	10,72	1,14	1,99	1,01	1,82	7,86	7,27	✓
début V 23	115,70	-53,35	10	16	20,66	33,06	7,68	11,47	1,18	2,02	1,05	1,84	8,47	4,46	✓
début V 24	119,80	-42,46	12	12	24,80	24,80	7,88	12,95	1,26	2,07	1,13	1,87	8,64	2,44	✓

début V 25	123,90	-27,68	14	8	28,93	16,53	8,13	15,05	1,35	2,16	1,22	1,95	8,35	1,19	✓
début V 26	128,00	-8,91	16	4	33,06	8,27	8,47	18,10	1,48	2,26	1,35	1,76	8,07	0,01	✓
début V 27	132,10	14,00	18	0	37,20	0,00	8,86	22,26	1,64	2,39	1,51	0,00	7,30	-0,33	✓
début V 28	136,20	41,20	20	0	41,33	0,00	9,33	27,77	1,84	2,52	1,71	0,00	6,38	1,76	✓
début V 29	140,30	72,87	24	0	49,60	0,00	9,90	35,33	2,07	2,68	1,94	0,00	6,38	3,24	✓
début V 30	144,40	109,24	28	0	57,86	0,00	10,52	45,00	2,33	2,86	2,20	0,00	6,43	4,35	✓
début VSP P 03	148,50	150,55	32	0	66,13	0,00	11,22	57,63	2,64	3,04	2,51	0,00	6,60	5,08	✓
AXE VSP P 03	153,50	208,06	32	0	66,13	0,00	11,68	66,94	2,84	3,16	2,71	0,00	4,44	7,02	✓
début V 31	158,50	155,15	32	0	66,13	0,00	11,22	57,63	2,64	3,04	2,51	0,00	6,38	5,34	✓
début V 32	162,60	117,60	28	0	57,86	0,00	10,52	45,00	2,33	2,86	2,20	0,00	6,02	4,87	✓
début V 33	166,70	84,99	24	0	49,60	0,00	9,90	35,33	2,07	2,68	1,94	0,00	5,67	4,15	✓
début V 34	170,80	57,09	20	0	41,33	0,00	9,33	27,77	1,84	2,52	1,71	0,00	5,32	3,21	✓
début V 35	174,90	33,66	18	0	37,20	0,00	8,86	22,26	1,64	2,39	1,51	0,00	5,87	1,77	✓
début V 36	179,00	14,52	16	2	33,06	4,13	8,47	18,10	1,48	2,26	1,35	1,98	6,20	1,64	✓
début V 37	183,10	-0,49	14	6	28,93	12,40	8,13	15,05	1,35	2,16	1,22	1,98	6,10	3,47	✓
début V 38	187,20	-11,51	12	8	24,80	16,53	7,88	12,95	1,26	2,07	1,13	1,91	6,01	3,97	✓
début V 39	191,30	-18,63	10	10	20,66	20,66	7,68	11,47	1,18	2,02	1,05	1,86	5,57	5,06	✓
début V 40	195,40	-21,92	8	10	16,53	20,66	7,57	10,72	1,14	1,99	1,01	1,83	5,00	4,78	✓
début VSC 4	199,50	-21,42	4	10	8,27	20,66	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,81	3,02	5,27	✓
VSC 4	203,67	-17,54	0	8	0,00	16,53	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,79	0,89	4,46	✓
	207,83	-10,36	0	6	0,00	12,40	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,69	0,51	3,62	✓
	212,00	0,00	0	2	0,00	4,13	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,41	-0,08	1,64	✓

ANNEXE C. 9.Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Voussoirs	X (m)	M 1 (MN.m)	M 2 (MN.m)	N CF	N CC	P F	P C	S(m2)	I (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σS_{up} M1 (MPa)	σSup M 2 (MPa)	σInf M 1 (MPa)	σInf M 2 (MPa)	obs
VSC 1	0	0,00	0,00	0	2	0,00	4,13	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,41	-0,08	-0,08	1,64	1,64	✓
	4,17	-17,70	-7,33	0	6	0,00	12,40	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,69	1,30	0,18	2,24	4,19	✓
	8,33	-30,99	-11,45	0	8	0,00	16,53	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,79	2,34	0,23	1,94	5,61	✓
début V 01	12,50	-39,73	-12,25	4	10	8,27	20,66	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,81	4,99	2,03	1,83	6,99	✓
début V 02	16,60	-44,03	-9,42	8	10	16,53	20,66	7,57	10,72	1,14	1,99	1,01	1,83	7,34	3,66	0,67	7,10	✓
début V 03	20,70	-43,10	-2,78	10	10	20,66	20,66	7,68	11,47	1,18	2,02	1,05	1,86	8,09	3,94	0,75	7,85	✓
début V 04	24,80	-36,90	7,73	12	8	24,80	16,53	7,88	12,95	1,26	2,07	1,13	1,91	8,50	4,15	-0,10	7,04	✓
début V 05	28,90	-25,35	22,17	14	6	28,93	12,40	8,13	15,05	1,35	2,16	1,22	1,98	8,32	4,06	-0,09	6,73	✓
début V 06	33,00	40,62	-8,38	16	2	33,06	4,13	8,47	18,10	1,48	2,26	1,35	1,98	4,05	8,06	4,91	-1,21	✓
début V 07	37,10	63,24	14,18	18	0	37,20	0,00	8,86	22,26	1,64	2,39	1,51	0,00	3,68	7,29	4,96	-0,31	✓
début V 08	41,20	90,18	42,13	20	0	41,33	0,00	9,33	27,77	1,84	2,52	1,71	0,00	3,14	6,32	6,20	1,84	✓
début V 09	45,30	121,62	73,79	24	0	49,60	0,00	9,90	35,33	2,07	2,68	1,94	0,00	3,52	6,32	6,94	3,31	✓
début V 10	49,40	157,79	110,8	28	0	57,86	0,00	10,52	45,00	2,33	2,86	2,20	0,00	3,92	6,35	7,44	4,45	✓
début VSP P 02	53,50	198,94	148,63	32	0	66,13	0,00	11,22	57,63	2,64	3,04	2,51	0,00	4,38	6,69	7,63	4,98	✓

AXE VSP P 02	58,50	258,68	200,92	32	0	66,13	0,00	14,26	50,02	2,11	2,69	1,98	0,00	-0,75	1,68	11,52	8,41	✓
début V 11	63,50	188,40	144,58	32	0	66,13	0,00	11,22	57,63	2,64	3,04	2,51	0,00	4,86	6,86	7,09	4,78	✓
début V 12	67,60	137,59	104,22	28	0	57,86	0,00	10,52	45,00	2,33	2,86	2,20	0,00	4,98	6,71	6,14	4,02	✓
début V 13	71,70	92,62	66,36	24	0	49,60	0,00	9,90	35,33	2,07	2,68	1,94	0,00	5,22	6,76	4,73	2,74	✓
début V 14	75,80	56,29	31,52	20	0	41,33	0,00	9,33	27,77	1,84	2,52	1,71	0,00	5,37	7,01	3,14	0,89	✓
début V 15	79,90	27,60	1,38	18	4	37,20	8,27	8,86	22,26	1,64	2,39	1,51	1,89	6,10	8,03	3,73	0,92	✓
début V 16	84,00	-24,18	3,23	16	8	33,06	16,53	8,47	18,10	1,48	2,26	1,35	2,05	8,73	6,48	1,49	4,90	✓
début V 17	88,10	-45,30	-16,98	14	12	28,93	24,80	8,13	15,05	1,35	2,16	1,22	1,95	9,50	6,96	1,98	6,04	✓
début V 18	92,20	-62,45	-33,17	12	16	24,80	33,06	7,88	12,95	1,26	2,07	1,13	1,87	10,11	7,27	2,77	7,46	✓
début V 19	96,30	-76,52	-45,43	10	20	20,66	41,33	7,68	11,47	1,18	2,02	1,05	1,84	10,38	7,18	4,13	9,61	✓
début V 20	100,40	-85,64	-53,59	8	22	16,53	45,46	7,57	10,72	1,14	1,99	1,01	1,82	10,30	6,89	4,52	10,47	✓
début clavage	104,50	-89,87	-56,89	4	22	8,27	45,46	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,80	8,87	5,32	4,08	10,28	✓
début V 21	107,50	-89,87	-56,89	4	22	8,27	45,46	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,80	8,87	5,32	4,08	10,28	✓
début V 22	111,60	-85,64	-53,59	8	20	16,53	41,33	7,57	10,72	1,14	1,99	1,01	1,82	10,54	7,13	2,58	8,53	✓
début V 23	115,70	-76,52	-46,48	10	16	20,66	33,06	7,68	11,47	1,18	2,02	1,05	1,84	10,86	7,77	0,38	5,67	✓
début V 24	119,80	-62,45	-35,31	12	12	24,80	24,80	7,88	12,95	1,26	2,07	1,13	1,87	10,59	7,94	-0,76	3,58	✓
début V 25	123,90	-45,29	-19,57	14	8	28,93	16,53	8,13	15,05	1,35	2,16	1,22	1,95	9,92	7,62	-1,34	2,35	✓
début V 26	128,00	-24,19	0,16	16	4	33,06	8,27	8,47	18,10	1,48	2,26	1,35	1,76	9,32	7,33	-1,90	1,14	✓
début V 27	132,10	24,03	1,39	18	0	37,20	0,00	8,86	22,26	1,64	2,39	1,51	0,00	6,57	8,23	0,75	-1,68	✓
début V 28	136,20	52,18	31,52	20	0	41,33	0,00	9,33	27,77	1,84	2,52	1,71	0,00	5,66	7,02	2,75	0,88	✓
début V 29	140,30	87,30	66,35	24	0	49,60	0,00	9,90	35,33	2,07	2,68	1,94	0,00	5,53	6,76	4,33	2,74	✓
début V 30	144,40	131,65	103,33	28	0	57,86	0,00	10,52	45,00	2,33	2,86	2,20	0,00	5,27	6,74	5,78	3,98	✓
début VSP P 03	148,50	183,92	143,66	32	0	66,13	0,00	11,22	57,63	2,64	3,04	2,51	0,00	5,07	6,92	6,84	4,72	✓
AXE VSP P 03	153,50	256,29	200,00	32	0	66,13	0,00	11,68	66,94	2,84	3,16	2,71	0,00	2,39	4,78	9,30	6,64	✓
début V 31	158,50	198,94	147,55	32	0	66,13	0,00	11,22	57,63	2,64	3,04	2,51	0,00	4,37	6,73	7,65	4,93	✓
début V 32	162,60	157,79	110,42	28	0	57,86	0,00	10,52	45,00	2,33	2,86	2,20	0,00	3,93	6,39	7,43	4,42	✓
début V 33	166,70	121,62	73,79	24	0	49,60	0,00	9,90	35,33	2,07	2,68	1,94	0,00	3,52	6,33	6,93	3,30	✓
début V 34	170,80	90,19	42,14	20	0	41,33	0,00	9,33	27,77	1,84	2,52	1,71	0,00	3,13	6,30	6,22	1,85	✓
début V 35	174,90	63,24	15,65	18	0	37,20	0,00	8,86	22,26	1,64	2,39	1,51	0,00	3,69	7,20	4,94	-0,16	✓
début V 36	179,00	40,62	-5,75	16	2	33,06	4,13	8,47	18,10	1,48	2,26	1,35	1,98	4,06	7,86	4,89	-0,89	✓
début V 37	183,10	22,17	-22,11	14	6	28,93	12,40	8,13	15,05	1,35	2,16	1,22	1,98	4,06	8,04	6,71	0,37	✓
début V 38	187,20	-33,47	7,73	12	8	24,80	16,53	7,88	12,95	1,26	2,07	1,13	1,91	8,14	4,15	0,46	7,06	✓
début V 39	191,30	-39,85	-2,78	10	10	20,66	20,66	7,68	11,47	1,18	2,02	1,05	1,86	7,76	3,94	1,32	7,85	✓
début V 40	195,40	-41,35	-9,43	8	10	16,53	20,66	7,57	10,72	1,14	1,99	1,01	1,83	7,06	3,67	1,17	7,09	✓
début VSC 4	199,50	-37,55	-12,25	4	10	8,27	20,66	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,81	4,76	2,03	2,24	6,99	✓
VSC 4	203,67	-29,49	-11,45	0	8	0,00	16,53	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,79	2,18	0,23	2,22	5,61	✓
	207,83	-16,95	-7,33	0	6	0,00	12,40	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,69	1,22	0,18	2,39	4,19	✓
	212,00	0,00	0,00	0	2	0,00	4,13	7,54	10,48	1,13	1,97	1,00	1,41	-0,08	-0,08	1,64	1,64	✓

ANNEXE C. 10.Modes propres.

Cas mode propre	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masses UX (%)	Masses UY (%)	Masses UZ (%)
1	1,44	0,70	14,56	0,00	4,58
2	1,52	0,66	14,56	5,23	4,58
3	1,98	0,50	14,56	5,23	4,58
4	2,38	0,42	58,21	5,23	6,77
5	2,91	0,34	58,21	85,36	6,77
6	3,34	0,30	75,91	85,36	28,89
7	3,77	0,27	**92,46**	85,36	58,77
8	5,45	0,18	93,37	85,36	58,84
9	5,72	0,17	93,37	85,36	58,84
10	7,53	0,13	93,37	**99,17**	58,84
11	8,50	0,12	93,70	99,17	59,67
12	9,30	0,11	93,70	99,17	59,67
13	9,35	0,11	95,87	99,17	61,80
14	10,98	0,09	96,12	99,17	62,05
15	11,90	0,08	96,16	99,17	74,34
16	13,18	0,08	96,16	99,53	74,34
17	15,84	0,06	97,32	99,53	74,34
18	17,56	0,06	99,62	99,53	74,35
19	17,67	0,06	99,62	99,53	74,35
20	17,83	0,06	99,67	99,53	74,35
21	22,83	0,04	99,67	99,67	74,35
22	23,06	0,04	99,69	99,67	81,67
23	23,18	0,04	99,78	99,67	**90,46**

ANNEXE C. 11.Combinaison d'actions normales à la base de la pile.

	N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G + 1.2 A(l) + St + 0.6H_T + H_{flv}	30984,29	840,24	10082,93	0,00	10082,93
G + 1.2 Bc + St + 0.6T + H_{flv}	29328,05	854,20	10250,40	0,00	10250,40
G + 1.2 Bt + St + 0.6T + H_{flv}	28603,5	510,80	6129,55	0	6129,55
G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	29167,17	510,80	6129,55	0,00	6129,55
G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	29414,97	510,80	6129,55	0,00	6129,55
G + D280+ 0.6 H_T + H_{flv}	29783,36	510,80	6129,55	0	6129,55
1.35G + 1.6A(l)+1.6St + 0.9HT + Hflv	41805,39	1138,48	13661,80	0,00	13661,80
1.35 G + 1.6 Bc +1.6St + 0.9 HT + Hflv	39597,07	1157,09	13885,09	0,00	13885,09
1.35 G + 1.6 Bt+1.6St + 0.9 HT + Hflv	38631,003	699,22	8390,63	0	8390,63
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 HT + Hflv	39375,68	699,22	8390,63	0,00	8390,63
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 HT + Hflv	39710,21	699,22	8390,63	0,00	8390,63
1.35 G + 1.35 D280 + 0.9 HT + Hflv	40207,54	699,22	8390,63	0	8390,63

ANNEXE C. 12.Effort sismique combiné selon le RPOA à la base du fut.

	EL	ET	EV	E1	E2	E3	Rmax	Rmin
HL(KN)	1927.43	0	816.57	2172.4	823.2	1394.8	273,30	272,14
HT(KN)	0	1480.71	0	444.21	1480.71	444.21	0	0
ML(KN.m)	12066.71	0	4393.57	13384.79	4938.09	8013.59	3279,59	3265,63
MT(KN.m)	0	17689.86	0	5306.96	17689.86	5306.96	0	0
N(KN)	554	0	645.43	747.63	359.83	811.63	12191,9	12053,88

ANNEXE C. 13.Combinaisons d'actions sismiques au pied du fut.

	E1+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	-E1+Pperm+Rmin	-E2+Pperm+Rmin	-E3+Pperm+Rmin
HL(KN)	2445,70	1096,50	1668,10	1900,26	551,06	1122,66
HT(KN)	444,21	1480,71	444,21	444,21	1480,71	444,21
ML(KN.m)	16664,37	8217,67	11293,17	10119,15	1672,45	4747,95
MT(KN.m)	5306,96	17689,86	5306,96	5306,96	17689,86	5306,96
N(KN)	16189,53	15801,73	16253,53	14694,27	15082,07	14630,27

ANNEXE C. 14.Combinaison d'actions normales sous la semelle (cas de la pile).

	N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R_1 (KN)	R_2 (KN)
G + 1.2 A(l) + St + 0.6H_T + H_{flv}	33864,29	840,24	11763,42	0,00	11763,42	4554,84	6733,25
G + 1.2 Bc + St + 0.6T + H_{flv}	32208,05	854,20	11958,80	0,00	11958,80	4260,71	6475,30
G + 1.2 Bt + St + 0.6T + H_{flv}	31483,5	510,80	7151,14	0,00	7151,14	4585.11	5909.39
G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	32047,17	510,80	7151,14	0,00	7151,14	4679,05	6003,34
G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	32294,97	510,80	7151,14	0,00	7151,14	4720,35	6044,64
G + D280+ 0.6 H_T + H_{flv}	32663,36	510,80	7151,14	0,00	7151,14	4781.75	6106.04
1.35G + 1.6A(l)+1.6St + 0.9HT + Hflv	45693,39	1138,48	15938,76	0,00	15938,76	6139,75	9091,38
1.35 G + 1.6 Bc +1.6St + 0.9 HT + Hflv	43485,07	1157,09	16199,27	0,00	16199,27	5747,58	8747,44
1.35 G + 1.6 Bt+1.6St + 0.9 HT + Hflv	42519,003	699,22	9789,07	0,00	9789,07	6180.11	7992.90
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 HT + Hflv	43263,68	699,22	9789,07	0,00	9789,07	6304,22	8117,01
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 HT + Hflv	43598,21	699,22	9789,07	0,00	9789,07	6359,97	8172,76
1.35 G + 1.35 D280 + 0.9 HT + Hflv	44095,536	699,22	9789,07	0,00	9789,07	6442.86	8255.65

ANNEXE C. 15.Effort sismique combiné selon le RPOA sous la semelle.

	EL	ET	EV	E1	E2	E3	Rmax	Rmin
HL(KN)	3950,50	0,00	1633,14	4440,44	1675,09	2818,29	546,60	544,27
HT(KN)	0,00	3084,89	0,00	925,47	3084,89	925,47	0	0
ML(KN.m)	24148,89	0,00	8787,14	26785,03	9880,81	16031,81	7652,37	7619,81
MT(KN.m)	0,00	35390,26	0,00	10617,08	35390,26	10617,08	0	0
N(KN)	1108,00	0,00	1316,62	1502,99	727,39	1649,02	24383,8	24107,76

ANNEXE C. 16.Combinaison d'actions sismiques sous la semelle (cas de la pile).

	E1+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	-E1+Pperm+Rmin	-E2+Pperm+Rmin	-E3+Pperm+Rmin
HL(KN)	4987,04	2221,69	3364,89	3896,17	1130,82	2274,02
HT(KN)	925,47	3084,89	925,47	925,47	3084,89	925,47
ML(KN.m)	34437,40	17533,18	23684,18	19132,66	2228,44	8379,44
MT(KN.m)	10617,08	35390,26	10617,08	10617,08	35390,26	10617,08
N(KN)	32016,78	31241,18	32162,82	29010,81	29786,41	28864,77
R1 (KN)	8524,78	6830,31	7553,45	6606,68	5170,74	5586,67
R2 (KN)	2147,48	3583,42	3167,49	3063,59	4758,06	4034,92

ANNEXE C. 17.Combinaison d'actions normales sous la semelle (cas de la culée).

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)	R_1(KN)	R_2(KN)
G + 1.2 Q + St + 0.6H_T + F_{flv}	9722,15	1838,01	96,67	5235,88	5332,55	1548,55	881,98
G + 1.2 A(l) + St + 0.6H_T + F_{flv}	11621,32	1591,49	777,56	4007,65	4785,21	1751,74	1153,59
G + 1.2 Bc + St + 0.6T + H_{flv}	11327,48	1591,66	777,23	4066,42	4843,65	1718,66	1113,21
G + 1.2 Bt + St + 0.6T + H_{flv}	10923,10	1587,54	785,46	4202,08	4987,54	1677,11	1053,67
G + Mc 120+ 0.6 H_T + H_{flv}	10532,03	1587,54	785,46	4226,58	5012,04	1629,76	1003,25
G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	11412,82	1587,54	785,46	4050,42	4835,88	1728,84	1124,36
G + D280+ 0.6 H_T + H_{flv}	11406,08	1587,54	785,46	4051,77	4837,23	1728,09	1123,43
1.35G + 1.6 Q+1.6St + 0.9H_T + H_{flv}	13120,30	3241,38	484,85	9156,73	9641,58	2242,64	1037,44
1.35G + 1.6A(l)+1.6St + 0.9H_T + H_{flv}	20123,00	2912,69	1392,71	7519,09	8911,80	3072,36	1958,39
1.35 G + 1.6 Bc +1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}	19731,20	2912,91	1392,26	7597,45	8989,72	3028,26	1904,54
1.35 G + 1.6 Bt +1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}	18846,96	2153,65	1039,44	7774,30	8813,74	2906,73	1805,01
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}	18681,54	2153,65	1039,44	7807,39	8846,82	2888,12	1782,27
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + Hflv	19870,61	2153,65	1039,44	7569,57	8609,01	3021,89	1945,76
1.35 G + 1.35 D280 + 0.9 H_T + Hflv	19861,51	2153,65	1039,44	7571,39	8610,83	3020,87	1944,51

ANNEXE D CALCUL DE FERRAILLAGE

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR SUR PILE (VSP)

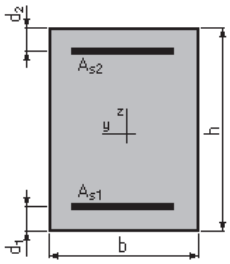
Hourdi inferieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	117,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 9,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 7,3 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,17 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 117,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 11,0 (cm)
Bras de levier : Z = 51,3 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1,9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue: σ_s = 22,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

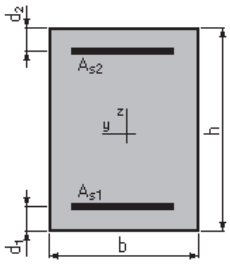
Hourdi inferieur nappe inferieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	98,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 7,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,3 (cm2)
Théorique ρ = 0,14 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 98,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 10,1 (cm)
Bras de levier : Z = 51,6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 19,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

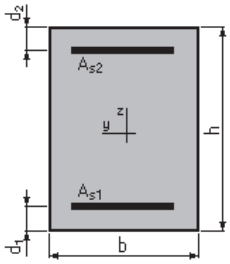
Hourdi supérieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	462,04	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 54,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
Théorique ρ = 1,37 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 462,04 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 18,7 (cm)
Bras de levier : Z = 33,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 14,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

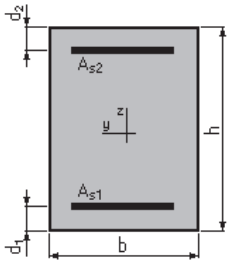
Hourdi inférieur nappe inferieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	145,65	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 35,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
Théorique ρ = 1,75 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 145,65 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 10,2 (cm)
Bras de levier : Z = 16,6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 17,2 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

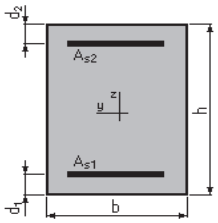
Nape Intérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	556,02	227,70

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 19,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)
Théorique ρ = 0,56 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELS N = 556,02 (kN) M = 227,70 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 15,6 (cm)
Bras de levier : Z = 29,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 13,4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

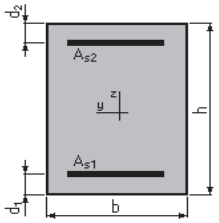
Nape Extérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	556,02	227,60

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 19,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)
Théorique ρ = 0,56 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELS N = 556,02 (kN) M = 227,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 15,6 (cm)
Bras de levier : Z = 29,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 13,4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR A LA CLE (VCL)

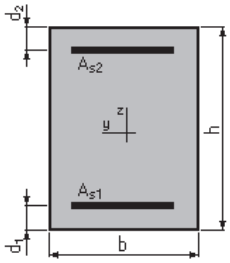
Hourdi inferieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	40,86	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 9,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
Théorique ρ = 0,46 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 40,86 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 6,2 (cm)
Bras de levier : Z = 17,9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 7,4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

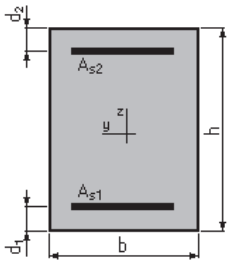
Hourdi inferieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	27,63	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 6,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
Théorique ρ = 0,30 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 27,63 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 5,2 (cm)
Bras de levier : Z = 18,3 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 22,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

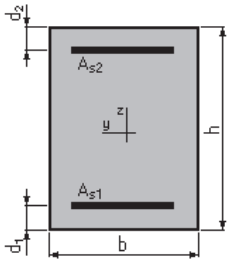
Hourdi supérieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	462,02	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 54,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)		
Théorique	ρ = 1,37 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 462,02 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 18,7 (cm)
Bras de levier : Z = 33,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 14,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

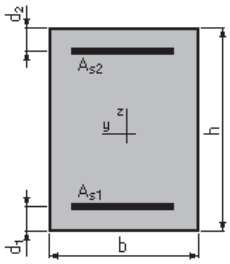
Hourdi supérieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	131,59	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 31,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
Théorique ρ = 1,57 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 131,59 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 9,8 (cm)
Bras de levier : Z = 16,7 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 16,0 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

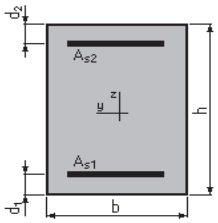
Nape Intérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	530,06	240,02

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 21,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)
Théorique ρ = 0,62 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELS N = 530,06 (kN) M = 240,02 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 15,8 (cm)
Bras de levier : Z = 29,7 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 13,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

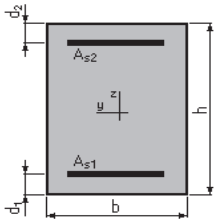
Nape Extérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	530,06	236,71

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 21,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,61 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,15 (%)		

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELS N = 530,06 (kN) M = 236,71 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00
Position de l'axe neutre :	y = 15,7 (cm)
Bras de levier :	Z = 29,8 (cm)
Contrainte maxi du béton :	σ_b = 13,5 (MPa)
Contrainte limite :	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier : tendue :	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR COURANT (VC)

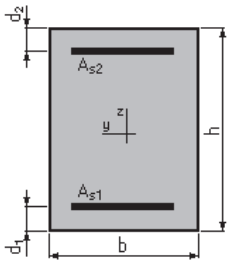
Hourdi inferieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 34,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	59,91	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 9,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,4 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,31 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,15 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 59,91 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 7,6 (cm)
Bras de levier : Z = 26,5 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 5,9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

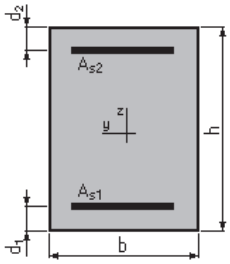
Hourdi inferieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 34,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	47,92	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 7,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,4 (cm2)
Théorique ρ = 0,25 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 47,92 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 6,9 (cm)
Bras de levier : Z = 26,7 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2,4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 24,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

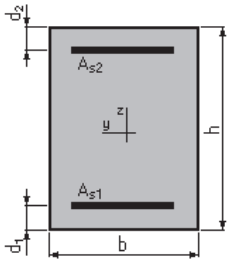
Hourdi supérieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	462,02	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 54,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)		
Théorique	ρ = 1,37 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 462,02 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 18,7 (cm)
Bras de levier : Z = 33,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 14,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

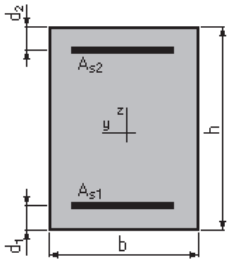
Hourdi supérieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (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 = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	135,83	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 32,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)		
Théorique	ρ = 1,63 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,17 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 135,83 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 9,9 (cm)
Bras de levier : Z = 16,7 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 16,4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

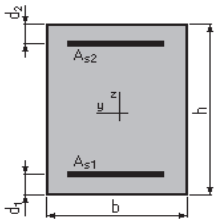
Nape Intérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	535,25	240,24

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 21,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)
Théorique ρ = 0,62 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELS N = 535,25 (kN) M = 240,24 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 15,8 (cm)
Bras de levier : Z = 29,7 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 13,7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

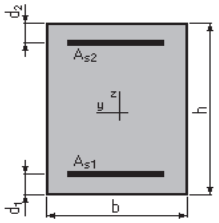
Nape Extérieure

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	535,25	238,69

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 21,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)
Théorique ρ = 0,61 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELS N = 535,25 (kN) M = 238,69 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 15,7 (cm)
Bras de levier : Z = 29,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 13,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA PILE

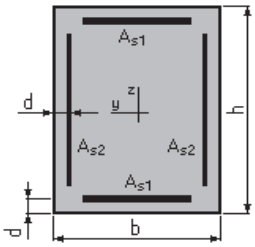
Ferraillage du fut (Calcul de Section en Flexion Composée Déviée)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)

h = 350,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	16189,54	16664,37	17689,90

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 199,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 119,5 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 70,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1750,0 (cm2)

Théorique ρ = 1,82 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA N = 16189,54 (kN) M_y = 16664,37 (kN*m) M_z = 17689,90 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 52,1 (cm)

Bras de levier : Z = 98,9 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 4,97 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s =500,0 (MPa)

Comprimée : σ_s'= 500,0 (MPa)

Ferraillage du chevêtre (Calcul de Section en Flexion Simple)

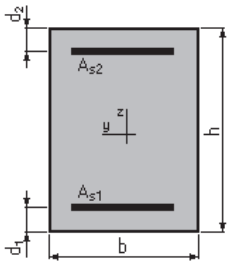
Nappe Supérieure

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 = 500,0 (cm)
h = 200,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	6490,15	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 143,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 103,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,15 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 6490,15 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 36,7 (cm)
Bras de levier : Z = 180,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1,9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 25,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,Lim}$ = 250,0 (MPa)

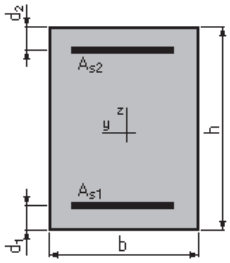
Nappe Inférieure

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 = 500,0 (cm)
h = 200,0 (cm)
d_1 = 7,0 (cm)
d_2 = 7,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	3245,07	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 103,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 103,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,11 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 3245,07 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,46
Position de l'axe neutre : y = 31,7 (cm)
Bras de levier : Z = 182,4 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 0,9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 12,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,Lim}$ = 250,0 (MPa)

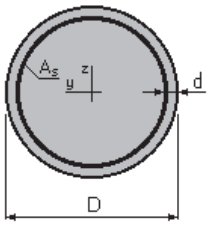
Ferraillage du pieu sous pile (Calcul de section en flexion déviée composée)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



D = 120,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	5336,13	823,63	509,48

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_s = 22,6 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

Théorique ρ = 0,20 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELA **N = 5336,13 (kN)** **M_y = 823,63 (kN*m)** **M_z = 509,48 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 2,99 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 93,9 (cm)

Bras de levier : Z = 70,3 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 0,71 (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s =141,3 (MPa)

Comprimée : σ_s'= 500,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA CULEE

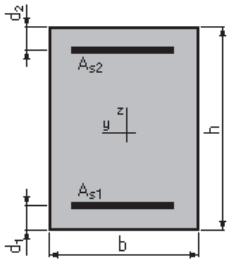
MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

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 = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	769,27	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 29,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,5 (cm2)
Théorique ρ = 0,54 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELA **M_{max} = 769,27 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 7,1 (cm)
Bras de levier : Z = 52,1 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 1,49 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 500,0 (MPa)

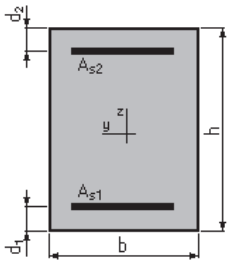
Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	86,59	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	64,44	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 11,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)
Théorique ρ = 0,46 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 86,59 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1,36 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 3,7 (cm)
Bras de levier : Z = 23,5 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 1,72 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 64,44 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 7,7 (cm)
Bras de levier : Z = 22,4 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 7,4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

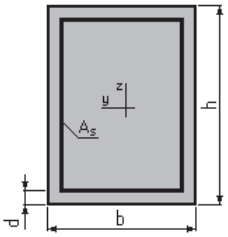
Corbeau (Calcul de Section en Compression Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces :

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	109,21
Etat **L**imite de **S**ervice	81,19
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats :

Résistance des Matériaux :

Section brute	B = 4000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11,5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 26,0		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,77		N_u (béton seul)	= 6335,97	(kN)

Béton :

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Acier :

Section théorique	A_s = 11,2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum	$A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)
Théorique	ρ = 0,42 (%)
Minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)
Maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

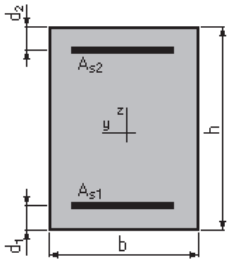
Mur en retour x_x (Calcul de Section en Flexion Simple)

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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	188,98	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 18,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,41 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS **M_{max} = 188,98 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 13,3 (cm)
Bras de levier : Z = 40,6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 7,0 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,Lim}$ = 250,0 (MPa)

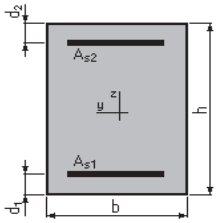
Mur en retour y_y (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : Fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	306,00	45,59

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,00 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 306,00 (kN) M = 45,59 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 10,40
Position de l'axe neutre : y = 30,3 (cm)
Bras de levier : Z = 34,9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1,7 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,Lim}$ = 250,0 (MPa)

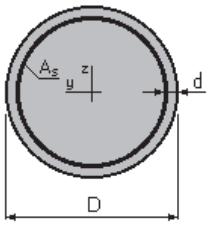
Ferraillage du pieu sous culée (Calcul de section à la flexion déviée composée)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



D = 120,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	1566,71	521,18	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_s = 22,6 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

Théorique ρ = 0,20 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 1566,71 (kN) M_y = 521,18 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 6,15 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 64,2 (cm)

Bras de levier : Z = 82,9 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 2,65 (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s =500,0 (MPa)

Comprimée : σ_s'= 500,0 (MPa)