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

Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et Etude d'un viaduc au PK 13+371.65 au PK 13+632.35 de la liaison autoroutière SIDI BEL ABBES (autoroute est /ouest - SAIDA) sur 120 km

Présenté par :

LAHCENE Hakim

MAHMOUDI Hadj Amro

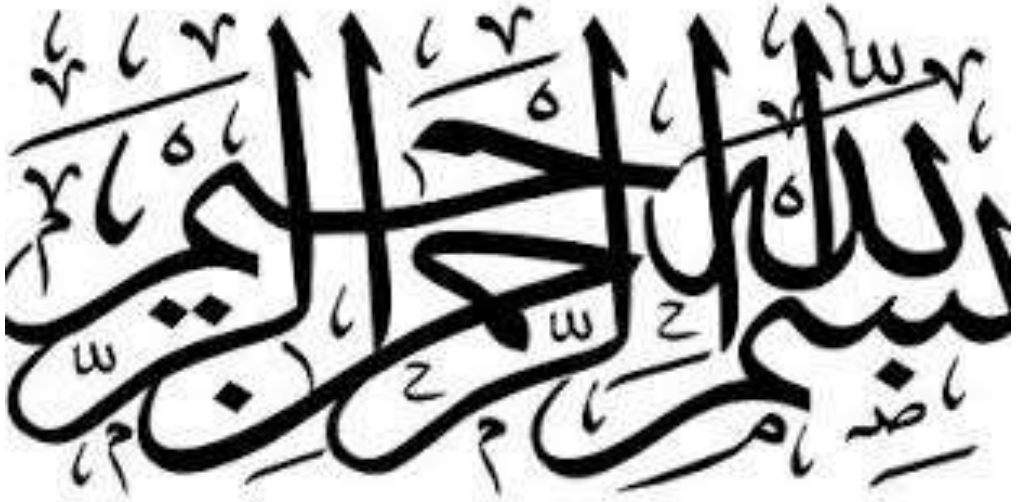
Encadré par :

Mr MADI Idir Khaled

Mr FEDROUCH Ferhat

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Après avoir rendue grâce à dieu le tout puissant et le miséricordieux qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à saisir également cette occasion et adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances à ***Mr MADI Idire Khaled****, notre encadrant de mémoire de fin d'étude, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.*

Nos vifs remerciements vont aussi à notre CO-encadreur ***Pr FEDGOUCHE Ferhat*** *pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations*

Nous remercions précisément ***Mr. BABA KHOYA Youcef*** *Ingénieur Ouvrages d'Arts pour tous le temps qu'il a consacré et les efforts qu'il a fourni pour nous aider dans notre mémoire.*

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Et également nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de ***l'E.N.S.T.P****, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul de l'administration qui m'ont beaucoup facilité mes recherches.*

Notre remerciement s'adresse aussi au bureau d'études ***SETO****, et particulièrement* ***Mr BEN MASSOUDE Saide*** *chefs département des ouvrages d'arts pour nous fournir les données et documents nécessaires pour la réalisation de ce projet.*

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude

Dédicace

A mes très chers parents

TAYEB ** ***LABDI FATMA***

A ma chère mère *aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être, je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

Que ce modeste travaille soit l'exaucement de vos vœux tant formulés le fruit de vos innombrables sacrifices puise dieu le très puissant, vous accorder santé, bonheur et longue vie

A mon père *qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

A mes chères sœurs Khayra, Zohra et mes frères Ouadah, Habib, Laid, Nassir, Ibrahim*. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez Et un brillant avenir.*

A mon chère binôme ***Mahmoudi Hadj Amro*** *et toute sa famille.*

A tout mes amis (es) de l'ENPO et ceux de l'ENSTP.

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

A toute la famille ENSTP : Etudiants – Enseignants

HAKIM

Dédicace

A mes très chers parents

ABDEL KADER ** ***LOUADJI FOUZIA***

A ma chère mère *aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être, je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

Que ce modeste travaille soit l'exaucement de vos vœux tant formulés le fruit de vos innombrables sacrifices puise dieu le très puissant, vous accorder santé, bonheur et longue vie

A mon père *qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

A mes chères sœurs Imene et Meriame et Abir et mon frère Tahar *que j'aime tant. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez Et un brillant avenir.*

A mon chère binôme ***Lahcene Hakim*** *et toute sa famille.*

A tout mes amis (es) de l'ENPO et ceux de l'ENSTP.

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

A toute la famille ENSTP : Etudiants – Enseignants

AMRO

ملخص

يهدف هذا العمل المتواضع الى تصميم ودراسة جسر بامتداد 260.70 م منجز بطريقة التتابع المتتالي الرابط بين ولايتي سيدي بلعباس وسعيدة المتواجد في النقطة الكيلومترية13+371.65. بدأنا هذا العمل ببحث بيبليوغرافي على الصدأ الذي يصيب كابلات الخرسانة مسبوقة الاجهاد عرجنا بعدها الى التصميم العام للمشروع. بحيث قمنا بإعطاء ثلاثة اقتراحات ممكنة وبالرجوع الى معايير التصميم المتبعة من طرف مكاتب الدراسات حددنا الاقتراح الاكثر ملائمة حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي وذلك لدراسته دراسة معمقة والتي تتضمن: خصائص المواد المستعملة في الحساب، تقييم الاحمال، دراسة الخرسانة سابقة الاجهاد، الدراسة الطولية والعرضية، معدات الجسر، تصميم ودراسة الاجزاء السفلية: الارصفة والدعائم، اخيرا خاتمة عامة.

الكلمات المفتاحية: جسر صندوقي، التتابع المتتالي، الابعاد المبدئية، خرسانة مسبوقة الإجهاد، معدات الجسر، البنية التحتية

Résumé

Ce modeste travail consiste à faire la Conception et Etude du Viaduc de 260.70 m réalisé par la méthode d'encorbellement successif reliant les wilayas de SIDI BEL ABBES (autoroute est/ouest –SAIDA) situé au PK 13+371.65. Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur la corrosion des câbles de précontrainte. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère Où nous avons choisi un pont en caisson à hauteur variable réalisé par la méthode d'encorbellement successif pour l'étude approfondie, qui comprend les caractéristiques des matériaux utilisés pour le calcul l'évaluation des charges et surcharges appliquées au pont, le béton précontraint, les études longitudinales et transversales, les équipements du pont, la conception et l'études d'infrastructures (pile et culée),finissant par une conclusion générale.

Mots clés : pont en caisson encorbellement successif pré-dimensionnement béton précontraint équipement de pont infrastructure

Abstract

This modest work consists of conception and studying a 260.70 m bridge made by the successive corbelling method connecting the States SIDI BEL ABBES (AutoRoute est/ouest –SAIDA)Located at PK 13+371.65. We began our work with a bibliographic search about corrosion of prestressing cables. In the following, we have drawn up a general approach, of which three variants have been proposed, then the choice of the most advantageous variant based on a multicriteria analysis where we have chosen a height-adjustable box bridge made by the method of successive corbelling for the comprehensive study which includes the characteristics of the materials used for the calculation, the evaluation of the loads and overloads applied to the bridge, the prestressed concrete, the longitudinal studies and transversal, bridge equipment, design and infrastructure studies (pile and abutment), ending with a general conclusion.

Keywords: Box Bridge, successive corbelling pre-dimensioning prestressed concrete, Bridge equipment, Infrastructure.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE..... 01

CHAPITRE I Recherche Bibliographie

I.1.INTRODUCTION 02
I.2. ETUDE DE LA CORROSION..... 02
I.3. FORMES DE LA CORROSION. 03
I.4. MECANISME DE CORROSION DES CABLES DANS LE BETON. 03
I.5. PROPAGATION DE LA CORROSION (CROISSANCE DES PIQURE. 05
I.5.1. Dommages des câbles. 05
I.5.1. Dommages des bétons. 05
I.6. FACTEURS INFLUENCANT LA CORROSION DES CABLES. 05
I.7. CONSEQUENCE. 06
I.8. CONTROLE DE LA CORROSION DES CABLES. 06
I.9. TRAITEMENT PAR IMPREGNATION ULTRASONOR D'INHIBITEURS. 07
I.9.1. Principe du procédé. 08
I.9.2. Technique. 09
I.9.3. Mise en œuvre. 09
I.9.3.1. Travaux préalables. 09
I.9.3.2. Traitement. 10
I.9.3.3. Réinjection finale. 10
I.10. CONCLUSION SUR L'EFFICACITE DU PROCEDE. 11
I.11. RETOUR D'EXPERIENCE. 12
I.11.1. Pathologie de la précontrainte mise en évidence en 1990. 12
I.11.2. Observation effectués de 1994 à 2012. 13
I.11.3. Observation effectués en 2012 après démolition. 13
I.11.4. Comparaison. 13
I.12. CONCLUSION. 14

CHAPITRE II Présentation D'ouvrage

II.1. INTRODUCTION. 15
II.2. LA CLASSIFICATION DES PONTS. 15
II.2.1.Classification selon la voie portée. 15
II.2.2.Classification selon la structure. 15
II.3. PRESONTATION DU PROJET. 16
II.3.1.Objectif du projet. 16
II.3.2.Obstacle à franchir. 16
II.3.3.Caractéristiques de l'ouvrage. 16
II.4. LES DONNEES DU PROJET. 16
II.4.1. Données fonctionnelles. 16
II.4.1.1.Tracé en plan. 16
II.4.1.2.Profil en long. 17

II.4.1.3.Profil en travers. 17
II.4.2. Données fonctionnelles. 18
II.4.2.1.Données naturelles. 18
II.4.2.2.Géotechnique. 18
II.4.2.3.Hydrologique. 19
II.4.2.4. Sismicité du site. 19
II.4.2.5. Température. 19
II.4.2.6. Le vent. 20
II.5. CONCLUSION. 20
CHAPITRE III Conception Et Pré-dimensionnement
III.1.INTRODUCTION. 21
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES. 21
III.2.1.Variante N°01 : «Pont Mixte Bipoutre». 21
III.2.1.1. Conception longitudinale. 21
III.2.1.2. Conception transversale. 21
III.2.1.3. Propriétés mécaniques. 23
III.2.1.4. Conception 3D. 23
III.2.2.Variante N°02 : «Pont à Poutre Précontrainte par post tension». 25
III.2.2.1. Conception longitudinale. 25
III.2.2.2. Conception transversale. 25
III.2.2.3. Propriétés mécaniques. 26
III.2.2.4. Conception 3D. 26
III.2.3.Variante N°03 : «Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place». 28
III.2.3.1. Conception longitudinale. 28
III.2.3.2. Conception transversale. 28
III.2.3.3. Propriétés mécaniques. 30
III.2.3.4. Conception 3D. 30
III.3.ANALYSE DES VARIANTES 32
III.4.CONCLUSION. 33
CHAPITRE IV Caractéristique Des Matériaux
IV.1. INTRODUCTION. 34
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL. 34
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. 34
IV.3.1. Béton. 34
IV.3.2. Armature. 35
IV.3.2.1. Armatures passives. 35
IV.3.2.2. Armatures actives. 35
IV.3.3. Contraintes admissibles. 36
IV.3.3.1. Béton. 36
IV.3.3.2. Armatures. 37
CHAPITRE V Evaluation Des Charges et Surcharges
V.1.INTRODUCTION. 38

V.2. EVATUATION DES ACTIONS. 38
V.2.1. Evaluation des actions hors trafic. 38
V.2.1.1. Actions permanentes. 38
V.2.1.2. Action thermique. 39
V.2.2. Evaluation des actions dues au trafic. 40
V.2.2.1. Système de charge à considérer. 40
V.2.2.2. Caractéristiques du pont. 40
V.2.2.3. Système de charge A(L). 42
V.2.2.4. Système de charge B. 43
V.2.2.5. Coefficient de majoration dynamique. 44
V.2.2.6. Effort de freinage. 45
V.2.2.7. Charge militaire Mc120. 45
V.2.2.8. Convois exceptionnel D240. 45
V.3. CONCLUSION. 46

CHAPITRE VI Etude Longitudinale

VI.1. INTRODUCTION. 47
VI.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION. 47
VI.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. 47
VI.2.2. Charges à prendre en compte. 49
VI.2.2.1. Poids propre du fléau. 49
VI.2.2.2. Charges de chantier connues. 49
VI.2.2.3. Charges de chantier aléatoires. 49
VI.2.2.4. Actions accidentelles. 50
VI.2.3. Combinaisons d'action. 50
VI.2.4. Evaluation des efforts. 51
VI.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE. 52
VI.3.1. Phases de réalisation du tablier. 52
VI.3.2. Modélisation. 53
VI.3.3. Combinaisons d'action. 54
VI.3.4. Résultats. 54
VI.4. CONCLUSION. 56

CHAPITRE VII Etude de la Précontrainte

VII.1. INTRODUCTION. 57
VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU. 57
VII.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau. 57
VII.2.2. Position et enrobage des câbles. 59
VII.2.3. Tracé des câbles en plan. 59
VII.2.4. Tracé des câbles en élévation. 60
VII.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles. 60
VII.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE. 63
VII.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire. 63
VII.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive. 64
VII.3.3. Tracé des câbles de continuité. 64

VII.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE. 67
VII.4.1. Pertes de tension instantanée. 67
VII.4.1.1. Pertes de tension par frottement. 67
VII.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage. 68
VII.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension. 68
VII.4.2. Pertes de tension différées. 69
VII.4.2.1. Pertes par retrait. 69
VII.4.2.2. Pertes par fluage. 69
VII.4.2.3. Pertes par relaxation. 70
VII.4.2.4. Pertes différées totales. 70
VII.4.3. Exemple de calcul des pertes. 70
VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES. 72
VII.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction. 72
VII.5.2. Vérification des contraintes en phase de service. 73
VII.5.3. Armature des zones tendues. 73
VII.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT. 74
VII.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS. 74
VII.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant. 74
VII.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement. 75
VII.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 76
VII.7. CONCLUSION. 77

CHAPITRE VIII Etude Transversale

VIII.1. INTRODUCTION. 78
VIII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX. 78
VIII.2.1. Modélisation. 78
VIII.2.2. Combinaisons de charges. 79
VIII.2.3. Résultats. 79
VIII.3. FERRAILLAGE. 79
VIII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur. 80
VIII.3.2. Ferraillage passif du voussoir. 81
VIII.4. CONCLUSION. 82

CHAPITRE IX Equipement de Tablier

IX.1. INTRODUCTION. 83
IX.2. APPAREIL D'APPUI. 83
IX.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 83
IX.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui. 83
IX.2.2.1. Aire d'appareil d'appui. 84
IX.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T. 84
IX.2.2.3. Dimensionnement des frettes. 84
IX.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux. 85
IX.2.4. Vérifications du dimensionnement. 86
IX.2.4.1. Résistance à la compression. 86
IX.2.4.2. Sécurité au flambement. 86
IX.2.4.3. Limitation de la distorsion. 87

IX.2.4.4. Condition de non glissement. 87
IX.3. DES D'APPUIS. 88
IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile. 88
IX.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile. 88
IX.3.3. Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée. 89
IX.4. JOINT DE CHAUSSEE. 89
IX.4.1. Dimensionnement. 89
IX.4.2. Type de joint. 90
IX.5.CONCLUSION. 91
CHAPITRE X Etude L'infrastructure
X.1. INTRODUCTION. 92
X.2. ETUDE DE LA PILE. 92
X.2.1. Conception de la pile. 92
X.2.2. Evaluation de la raideur totale K. 93
X.2.3. Caractéristiques de l'ouvrage relatif à l'étude sismique. 93
X.2.4. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008. 93
VI.2.4.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal. 95
VI.2.4.2. Evaluation de l'effort sismique transversal. 96
VI.2.4.3. Séisme vertical. 96
X.2.5. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA). 96
X.2.6. Evaluation des efforts agissant sur la pile. 96
X.2.7. Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile. 97
VI.2.7.1. composantes horizontales. 98
VI.2.7.2. composantes vertical. 98
X.2.8. Combinaison des efforts. 98
X.2.9. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement. 99
X.2.10. Ferraillage de la pile. 99
VI.2.10.1. Sollicitations les plus défavorables. 99
VI.2.10.2. La section d'acier. 99
VI.2.10.3. Ferraillage transversal. 101
X.3. ETUDE DE LA CULEE. 101
X.3.1. Pré-dimensionnement de la culée. 101
X.3.2. Efforts dus à la culée. 102
X.3.3. Ferraillage des éléments de la culée. 104
X.3.3.1. Ferraillage du mur garde grève. 104
X.3.3.2. Dalle de transition. 105
X.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition. 106
X.3.3.4. Mur frontal. 107
X.3.3.5. Mur en retour. 108
X.4. ETUDE DES FONDATION. 108
X.4.1. Etude de la semelle. 108
X.4.1.1. Calcule des sollicitations. 109
X.4.1.2. Nombre des pieux. 109
X.4.1.3. Effort revenant à chaque pieux. 109

X.4.1.4. Ferraillage de la semelle. 110
X.4.2. Etude des pieux. 112
X.4.2.1. Actions sur les pieux. 112
X.4.2.2. Ferraillage des pieux. 113
X.5. Conclusion. 114

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSTION GENERALE 115

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

Liste des figures

CHAPITRE I Recherche Bibliographie

Figure I.1- Corrosion des câbles précontraints intérieurs. 02
Figure I.2- Principe de la corrosion des câbles dans les poutres précontraintes par pré-tension. 04
Figure I.3- La progression de l'infection du béton par les chlorures. 04
Figure I.4- Traitement par imprégnation ultrasonore. 07
Figure I.5- Principe du procédé. 08
Figure I.6- La pompe ultrasonor. 09
Figure I.7- Reperage des cable. 10
Figure I.8- Injection de l'inhibiteur. 10
Figure I.9- Réinjection finale du coulis de ciment. 11
Figure I.10- L'état finale du cable apré le traitement. 11
Figure I.11- Pathologie des poutres précontraintes en 1990. 12
Figure I.12- Observation des poutres après traitement. 13
Figure I.13- Observation in situ après démolition. 13
Figure I.14- Comparaison entre câble longitudinale traité (gauche) et câble transversal non traité (droite). 14

CHAPITRE II Présentation D'ouvrage

Figure II.1- Implantation du projet sur google map. 16
Figure II.2- Tracé en plan de la voie portée. 17
Figure II.3- Profil en long de la voie portée. 17
Figure II.4- Profil en traver de la voie portée. 18
Figure II.5- les zones sismiques en Algérie. 19

CHAPITRE III Conception et Pré-dimensionnement

Figure III.1- Coupe transversale d'un tablier bipoutre. 21
Figure III.2- Vue en 3D Variante 01. 23
Figure III.3- Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint. 25
Figure III.4- Vue en 3D Variante 02. 26
Figure III.5- Notations des dimensions du voussoir 29
Figure III.6- Vue en 3D Variante 03. 30

CHAPITRE IV Caractéristiques Des Matériaux

Figure IV.1- Limitation des contraintes des sections en B.P. 37

CHAPITRE V Evaluation Des Charges et Surcharges

Figure V.1-Numération des voussoirs. 38
Figure V.2- La 1argeurs roulable et chargeable. 40
Figure V.3- Les 08 cas de charge possible. 41
Figure V.4- Système de chargement B_C. 43
Figure V.5- Système de chargement B_r. 44

Figure V.6- Système de chargement Bt. 44
Figure V.7-Convoi de charge Mc 120. 45
Figure V.8- Convoi exceptionnel D240. 46

CHAPITRE VI Etude Longitudinale

Figure VI.1- Cheminement de la réalisation d'un fléau. 48
Figure VI.2- Situation temporaire de construction à considérer. 50
Figure VI.3- Situation accidentelle à considérer. 50
Figure VI.4- Modèle de calcul. 54
Figure VI.5- M max à l'ELS (G+1.2A(L)). 55
Figure VI.6- T max à l'ELS (G+1.2A(L)). 55
Figure VI.7- M max à l'ELU (1.35G+1.6A(L)). 55
Figure VI.8- T Max à l'ELU (1.35G+1.6A(L)). 56

CHAPITRE VII Etude de la Précontrainte

Figure VII.1-Tracé en plan des câbles de fléau. 59
Figure VII.2- Tracé en élévation des câbles du fléau. 60
Figure VII.3- Position des câbles C06 et C07. 61
Figure VII.4- Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP. 62
Figure VII.5- Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux P1/P2/P3. 62
Figure VII.6- Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3.... 65
Figure VII.7- Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3 65
Figure VII.8- Disposition des câbles de continuité au niveau du V07. 66
Figure VII.9- Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour le travée de rive. 66
Figure VII.10- Frottements le long du câble lors de la mise en tension. 67
Figure VII.11- Diagramme des contraintes à x = 89.30 m. 73

CHAPITRE VIII Etude Transversale

Figure VIII.1- Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel. 78
Figure VIII.2- Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel. 78
Figure VIII.3- Ferraillage voussoir sur pile. 82
Figure VIII.4- Ferraillage voussoir à la clef. 82

CHAPITRE IX Equipement de Tablier

Figure IX.1- Définition géométrique d'un appareil d'appui. 84
Figure IX.2- Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile. ..... .89
Figure IX.3- Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée. ..... .89
Figure IX.4- Joint du type Wd. ..... .90

CHAPITRE X Etude L'infrastructure

Figure X.1- Dimensions de la pile la plus haute. 92
Figure X.2- Abaques de WALTHER. 100
Figure X.3- ferraillage de la pile à la base. 100
Figure X.4- Les dimensions des éléments de la culée. 102
Figure X.5- Ferraillage les éléments de la pile. 113

Figure X.6- Ferraillage les éléments de la culée. 114

Liste des tableaux

CHAPITRE II Présentation D'ouvrage

Tableau II.1- charges limites de fondation. 18

CHAPITRE III Conception Et Pré-dimensionnement

Tableau III.1- Pré-dimensionnement des poutres métalliques. 22
Tableau III.2- Pré-dimensionnement des pièces de pont. 22
Tableau III.3- Caractéristique géométrique des sections (mixte). 23
Tableau III.4- Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante n°02. 25
Tableau III.5- Caractéristique géométrique des sections (VIPP). 26
Tableau III.6- Récapitulation de découpage des voussoirs. 28
Tableau III.7- Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC. 29
Tableau III.8- Caractéristique géométrique des voussoirs. 30
Tableau III.9- Analyse des variantes. 32
Tableau III.10- Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers. 33

CHAPITRE IV Caractéristiques Des Matériaux

Tableau IV.1- Caractéristiques du béton. 35
Tableau IV.2- Contraintes admissibles à la compression de béton. 36
Tableau IV.3- Déformation du béton. 37
Tableau IV.4- Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 37

CHAPITRE V Evaluation Des Charges et Surcharges

Tableau V.1- Estimation du poids total des voussoirs. 39
Tableau V.2- Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges. 39
Tableau V.3- Les classes des ponts routes. 41
Tableau V.4- Coefficient a_1 selon RCPR. 42
Tableau V.5- Valeurs de A(L) pour les 08 cas possibles. 42
Tableau V.6- Les valeurs de bc. 43
Tableau V.7- Les valeurs de δ. 45

CHAPITRE VI Etude Longitudinale

Tableau VI.1- Evaluation du poids propre de chaque phase. 49
Tableau VI.2- Récapitulation des combinaisons d'action. 51
Tableau VI.3- Evaluation des efforts en situation temporaire. 51
Tableau VI.4- Evaluation des efforts en situation accidentelle. 52
Tableau VI.5- Phases de réalisation du tablier. 52
Tableau VI.6- Combinaisons de charges en phase de service 54

CHAPITRE VII Etude de la Précontrainte

Tableau VII.1- Estimation du nombre de câbles du fléau. 58
Tableau VII.2- L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 62
Tableau VII.3- L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. 62
Tableau VII.4- Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale. 63
Tableau VII.5- Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 64
Tableau VII.6- L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales. 65
Tableau VII.7- L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales. 65

Tableau VII.8- L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives. 66
Tableau VII.9- L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives. 66
Tableau VII.10- Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 72

CHAPITRE VIII Etude Transversale

Tableau VIII.1- Combinaisons des charges appliquées. 79
Tableau VIII.2- Moments extrêmes dans le voussoir sur pile..... 79
Tableau VIII.3- Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. 79
Tableau VIII.4- Ferraillage passif du VSP et VC. 81

CHAPITRE IX Equipement de Tablier

Tableau IX.1- Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 83
Tableau IX.2- Les dimensions de l'appareil d'appui. 84
Tableau IX.3- Déplacement horizontal du tablier. 85
Tableau IX.4- Modèles des joints Wd. 90

CHAPITRE X Etude L'infrastructure

Tableau X.1- Implantation et hauteurs des piles. 92
Tableau X.2- Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis. 93
Tableau X.3- Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis. 93
Tableau X.4- Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 96
Tableau X.5- Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. .96
Tableau X.6- Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 96
Tableau X.7- Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 97
Tableau X.8- Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée. 98
Tableau X.9- Combinaison des efforts. 98
Tableau X.10- Combinaisons des efforts. 99
Tableau X.11- Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée. 101
Tableau X.12- Calcul du coefficient de poussée K ad. 103
Tableau X.13- Evaluations des efforts statiques de la culée. 103
Tableau X.14- Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. . .. 105
Tableau X.15- Evaluations des efforts du mur frontal. 107
Tableau X.16- Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. 108
Tableau X.17- Résultats et ferraillage du mur en retour. 108
Tableau X.18- Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. 109
Tableau X.19- Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. 109
Tableau X.20- Nombre de pieux sous la semelle. 109
Tableau X.21- Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables..110
Tableau X.22- La vérification des conditions de la méthode des bielles. 110
Tableau X.23- Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. 113

Liste Des Abréviations

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

CCP : Complément des charges permanentes.

CCTP : Centre de contrôle des travaux publics.

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.

15T15 : quinze (15) torons de quinze (15) fils.

fc_{lim} : Contrainte de compression limite.

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_{Inf} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

Xr : Centre de rigidité.

M_P : Masse des piles.

M_T : Masse du tablier.

F_L : Force séismique longitudinale.

F_T : Force séismique transversale.

H_T : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

H_{flv} : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

DTR : Document technique réglementaire.

INTRODUCTION GENERALE

ENSTP 2019-2020

INTRODUCTION GENERALE

D'une manière générale, les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des dépressions ou des obstacles naturels (vallée –cours d'eau…etc.), ou artificiels tels que (route, voit ferrée…etc.), destinés à offrir du service à des usagers. Les ponts sont, donc, d'une utilité publique incontestable ; c'est pour quoi leur réalisation fait partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du génie civil. Aussi et pour permettre à ces infrastructures de répondre aux besoins de la société passage des hommes et des véhicules en toute sécurité, leur conception doit tenir compte des exigences fonctionnelles et naturelles permettant à l'ouvrage d'assurer sa fonction de franchissement.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers, la direction des travaux publics de la wilaya de SIDI BEL ABBES a lancé un programme de réalisation d'une liaison autoroutière reliant SIDI BEL ABBES - SAIDA sur 120Km. Cette liaison comprend plusieurs ouvrages d'art à réaliser avec des techniques et méthodes de réalisation déférentes, dépendent de la structure et du type de l'ouvrage, des matériaux utilisés, ainsi que des obstacles à franchir.

C'est dans ce cadre qu'il est porté le sujet de notre projet fin d'études. Il s'agit en fait, d'étude et de conception d'un ouvrage d'art situé au PK 13+371.65. Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en huit (09) chapitres :

Les deux premiers chapitres sont consacrés à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à la conception.

Les six chapitres suivants sont réservés au dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis.

Le neuvième chapitre est consacré à la conception et l'étude de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : CORROSION DES CABLES DE PRECONTRAINTE

ENSTP 2019-2020

I.1 INTRODUCTION

La maitrise de la dégradation des ouvrages d'art en béton pose un défi économique et technologique d'une grande importance. En effet, les opérations de contrôle des ouvrages d'art utilisent des moyens techniques souvent complexes et nécessitent une main d'œuvre hautement qualifiée pour analyser les différents rapports issus de ces opérations.

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'estimation de la fiabilité des ouvrages d'art précontraints subissant l'agressivité du milieu extérieur, ce qui provoque la corrosion des câbles de précontraintes.

Dans ce travail de recherche, nous nous intéressons à la corrosion des câbles de précontrainte provoquée par les agents chlorures. Ces derniers s'introduisent dans le béton à travers les pores de celui-ci et migrent vers les câbles par diffusion. Une accumulation d'une quantité critique de ces agents provoque l'amorçage de la corrosion sur les câbles de précontrainte.

I.2. ETUDE DE LA CORROSION

La corrosion d'un métal est l'oxydation de cet élément à l'état d'ions métalliques : il s'agit d'une réaction d'oxydo–réduction. L'oxydation des aciers a lieu généralement dans des atmosphères humides et on l'appelle corrosion humide.

Lors de la fabrication des câbles de précontrainte, ces derniers sont stockés dans des hangars. Une fois sur chantier, les câbles sont stockés sous forme de rouleaux à l'air libre. Les câbles subissent donc une corrosion généralement uniforme.

D'une autre part, lors de la fabrication des poutres de précontrainte les câbles rentrent en contact direct avec l'eau de gâchage ce qui va accélérer d'avantage la corrosion des câbles. Néanmoins, le PH élevé de la solution interstitielle (de l'ordre de 12) permet la formation de produits de corrosion de type Fe(OH) 2 et Fe(OH) 3. Les câbles se trouvent ainsi en état de passivation



Figure I.1. Corrosion des câbles précontraints intérieurs.

I.3. FORMES DE LA CORROSION

La détermination de la forme de corrosion d'un métal s'effectue en analysant la zone de perte d'épaisseur générée par l'oxydation de ce métal. Les méthodes d'inspection visuelle permettent de distinguer les matériaux subissant une corrosion uniforme, par piqûres, la corrosion galvanique, la fatigue-corrosion…etc.

- **Corrosion uniforme**

La perte de l'épaisseur du métal résultante de la dissolution du métal est presque identique sur l'ensemble de la surface du métal. Ce type de corrosion se produit lorsque la zone de réaction anodique est loin de la zone de réaction cathodique à condition que le matériau corrodé soit homogène et qu'il ne présente pas une tendance significative de passivation.

- **Corrosion localisée**

La perte d'épaisseur se produit à des endroits précis et croit progressivement. Le type de corrosion localisée le plus connu est la corrosion par piqûres. Elle touche principalement les métaux passivables, elle est favorisée par la présence des chlorures.

- **Corrosion sous contrainte**

Ce type de corrosion touche principalement les métaux sujets à un environnement agressif et à un chargement simultanément. Il est particulièrement dangereux puisque des fissures sont susceptibles d'apparaitre et la rupture se fait brutale. Si le chargement que subit le métal corrodé est cyclique, on peut parler de fatigue corrosion.

I.4. MECANISME DE CORROSION DES CABLES DANS LE BETON

Une éventuelle oxydation des câbles par exposition à l'air libre durant la période entre la fabrication et l'utilisation des câbles permet la formation d'une fine couche de produits de corrosion (rouille). Cette oxydation est totalement arrêtée grâce au PH élevé qu'offre la solution interstitielle à proximité des câbles.

Cette solution est saturée d'hydroxyde de calcium (Ca(OH) 2) produit par l'hydratation du ciment. La couche de rouille réagit avec la solution interstitielle formant la ferrite de calcium hydraté ($4CaO\ FeO_3 13H_2\ O$) responsable de la passivation de la surface du câble de part son étanchéité.

Cette passivation peut être brisée si elle est attaquée par les ions chlorures. Les ouvrages d'art situés dans un environnement marin sont particulièrement exposés à cette menace. En effet, les ions chlorures peuvent pénétrer dans le béton à travers l'enrobage suivant des processus complexes.

A proximité des câbles, les ions chlorures modifient le PH de la solution interstitielle, le PH de cette solution tombe à 8 si la concentration critique des ions chlorures est atteinte. Les câbles sont donc dépassivés, des réactions simultanées anodiques et cathodiques se produisent. La corrosion se produit dans la partie du câble chargée négativement (anode) ; le fer perd des électrons et forme des ions ferreux.

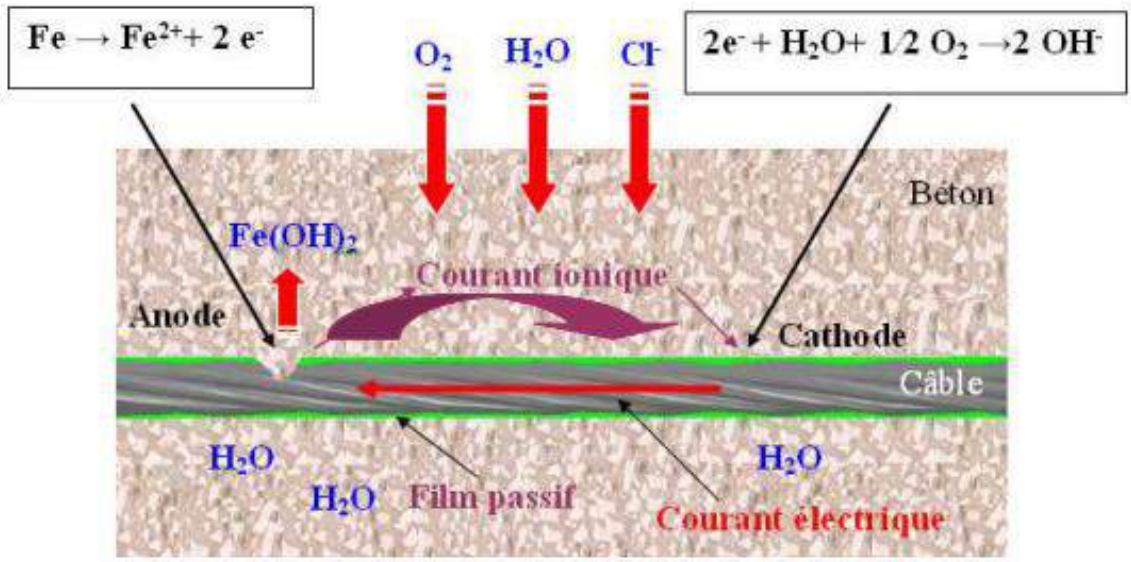


Figure I.2. Principe de la corrosion des câbles dans les poutres précontraintes par pré-tension.

Comme on a pu le constater, les ions chlorures ne rentrent pas directement dans les réactions d'oxydoréductions, mais jouent un rôle déclencheur de la corrosion en faisant baisser le PH de la solution interstitielle. L'introduction des chlorures dans le béton se fait d'une manière progressive jusqu'à l'atteinte des câbles et la dépassivation de la couche d'oxyde qui le protège.

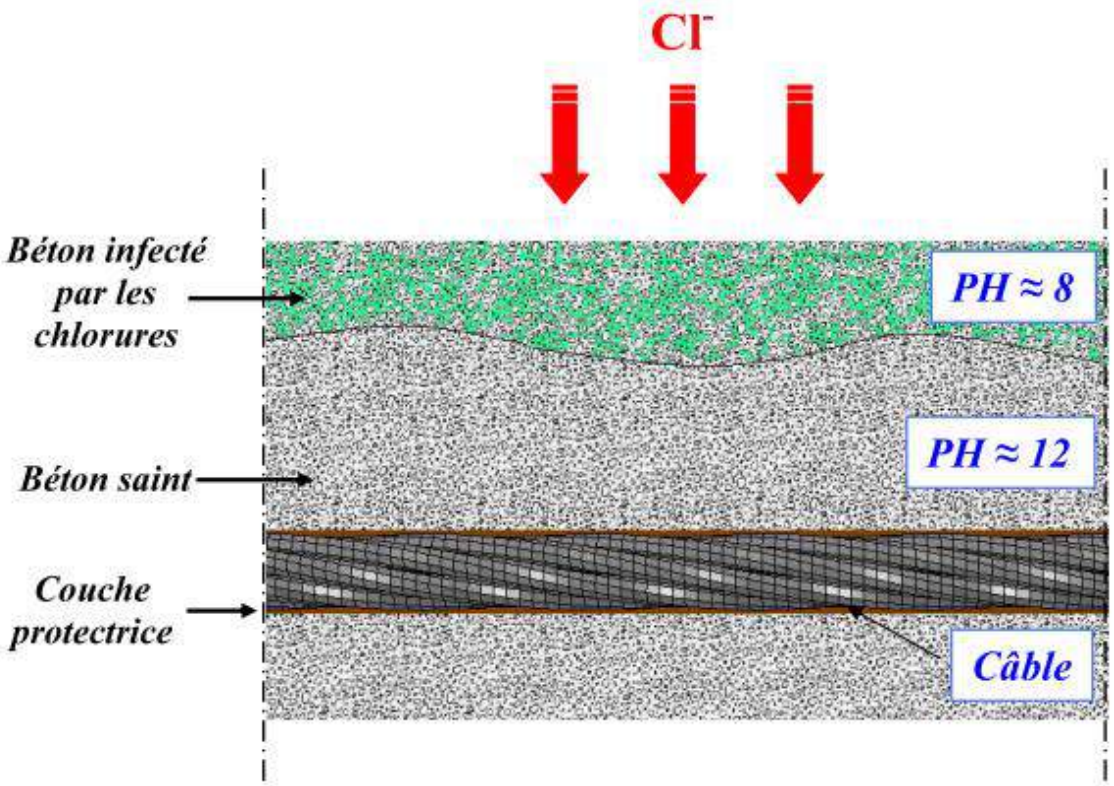


Figure I.3. La progression de l'infection du béton par les chlorures.

I.5. PROPAGATION DE LA CORROSION (CROISSANCE DES PIQURE)

La propagation de la corrosion suit l'étape d'incubation. La couche de rouille protégeant la surface des câbles devient perméable à certains endroits aux ions chlorures. Les zones où la couche de passivité s'est rompue jouent un rôle d'anodes ; l'acier du câble se dissout, une libération d'ions ferreux et d'électrons se produit. Les câbles perdent de leurs épaisseurs à ces endroits.

Cette corrosion est bien connue sous le nom de corrosion par piqûres. Les ions ferreux libérés des zones anodiques se disposent sur les régions où la couche protectrice est intacte, c'est les zones cathodiques. L'accumulation des produits de corrosion au niveau des zones cathodiques crée une des contraintes de compression à l'interface câbles béton. Rajoutées aux contraintes de compression initialement imposées au béton, la résistance à la compression du béton peut facilement être dépassée. Des fissurations du béton se produit à ces endroits.

La corrosion des câbles dans les poutres précontraintes induit donc deux types de dommages :

I.5.1. Dommages des câbles

Une perte d'épaisseur des armatures plus au moins rapide selon l'agressivité du milieu. La perte d'épaisseur ne se produit pas de manière homogène sur la surface de l'acier mais de façon très localisée (sous forme de piqûres). Ce type de dommage est particulièrement menaçant vis-à-vis la stabilité de l'ouvrage notamment si l'état limite ultime est dépassé.

I.5.2. Dommages des bétons

Bien qu'elle ne touche que les armatures passives et actives, la corrosion de ces organes a une influence directe sur la '' bonne santé'' du béton. L'accumulation des produits de corrosion au voisinage des armatures provoque un éclatement du béton d'enrobage.

I.6.FACTEURS INFLUENCANT LA CORROSION DES CABLES

La corrosion des câbles dans les poutres de précontrainte est un processus très complexe à décrire, d'une part, les câbles ne se trouvent pas à l'air libre et se trouvent dans un environnement protecteur à PH élevé passivant ces câbles.

Les principaux facteurs influençant la corrosion des câbles dans les ponts sont :

- **Humidité relative**

La corrosion des câbles dans le béton se présente par l'altération chimique de ces câbles par l'environnement. Cette altération est groupée sous le terme de corrosion aqueuse. Un électrolyte (solution) est nécessaire pour que cette corrosion ait lieu. Après la fabrication des poutres précontraintes, le béton sèche, mais une quantité d'eau de gâchage reste coincée à proximité des câbles. Cette solution n'est pas néfaste en soit puisque son PH est de l'ordre de 12. La présence d'agents agressifs tels que les chlorures peut enclencher le processus de corrosion.

- **Enrobage de béton**

Le rôle du béton dans les ouvrages d'art est la lutte contre les efforts de compression. La couche de béton enrobant les câbles constitue une barrière contre les agents agressifs et offre un PH basique protégeant les câbles. Un enrobage épais retarde en principe l'amorçage de la corrosion au niveau des câbles.

- **Oxygène**

L'oxygène joue un rôle accélérateur de la réaction de réduction de l'eau. Par ce fait, la concentration des ions OH^- augmente la dissolution du métal est facilitée. Une atmosphère riche en oxygène favoriserait donc la corrosion des câbles.

- **Concentration des chlorures**

Une concentration en chlorures atteignant une valeur critique entraine une rupture de la couche protectrice entourant l'acier. Les sources des chlorures sont différentes; elles peuvent être présentes lors de la fabrication des poutres précontraintes dans l'eau de gâchage comme elles peuvent migrer vers les câbles si l'ouvrage d'art se trouve à proximité d'un environnement marin.

I.7. CONSEQUENCE

- **La corrosion est difficile à localiser et à quantifier**

- Les points de corrosion maximale peuvent être décalés par rapport aux singularités (du fait de la circulation de l'eau), par exemple en points bas.

- La corrosion n'est pas toujours « proportionnelle » aux déficits de coulis de ciment.

- Les méthodes de détection indirectes (non destructives) sont encore rares et complexes à mettre en œuvre.

- **Les conséquences mécaniques sont graves**

- La présence de corrosion réduit la résistance à rupture Fprg.

- La rupture d'un fil crée une dissymétrie du toron et des sur-contraintes.

- Augmentent considérablement le risque de rupture d'un toron.

I.8. CONTROLE DE LA CORROSION DES CABLES

L'état des câbles est souvent difficile à évaluer que ce soit pour les câbles enrobés de béton ou pour les câbles non adhérents. L'état de la première catégorie des câbles est difficile à évaluer à cause de la grande épaisseur du béton entourant les câbles, rendant toute technique d'évaluation une lourde tâche à faire, toute destruction du béton d'enrobage dans le but d'évaluer l'état des câbles fragilise la structure. L'évaluation de l'état des câbles de précontrainte non adhérents (poutre précontraintes par post-tension) pose un défi technique,

ces câbles sont introduits dans des gaines en aciers injecté de ciment, les gaines sont entourés d'une couche épaisse de béton rendant l'accès à ces câbles impossibles.

Malgré l'accès difficile voir impossible aux câbles de précontraintes, il est important de vérifier l'état des armatures du béton précontraint pour garantir la sûreté des ouvrages d'art. Il existe deux classes de méthodes de vérification de ces ouvrages : les méthodes destructives et les méthodes non destructives.

La première classe est à éviter, car il faut casser le béton pour avoir accès aux câbles, l'utilisation excessive des méthodes destructives provoque un affaiblissement général de la structure.

Les méthodes d'inspection non destructives sont donc préférables, aucune dégradation de la structure n'est nécessaire afin d'évaluer l'état des câbles. Un large éventail de méthodes non destructives existe tels que le contrôle par ultrason,

I.9. TRAITEMENT PAR IMPREGNATION ULTRASONOR D'INHIBITEURS

La méthode de traitement des câbles de précontraintes par imprégnation ultrasonore d'inhibiteurs est une méthode de non destructives pour les câbles intérieurs corrodé par piqure induite par les chlorures.

La technique est basée sur l'utilisation d'une pompe alternative à ultrasons de puissance qui se dilate et contracte en créant des surpressions et dépressions alternative à la fréquence ultrasonore.

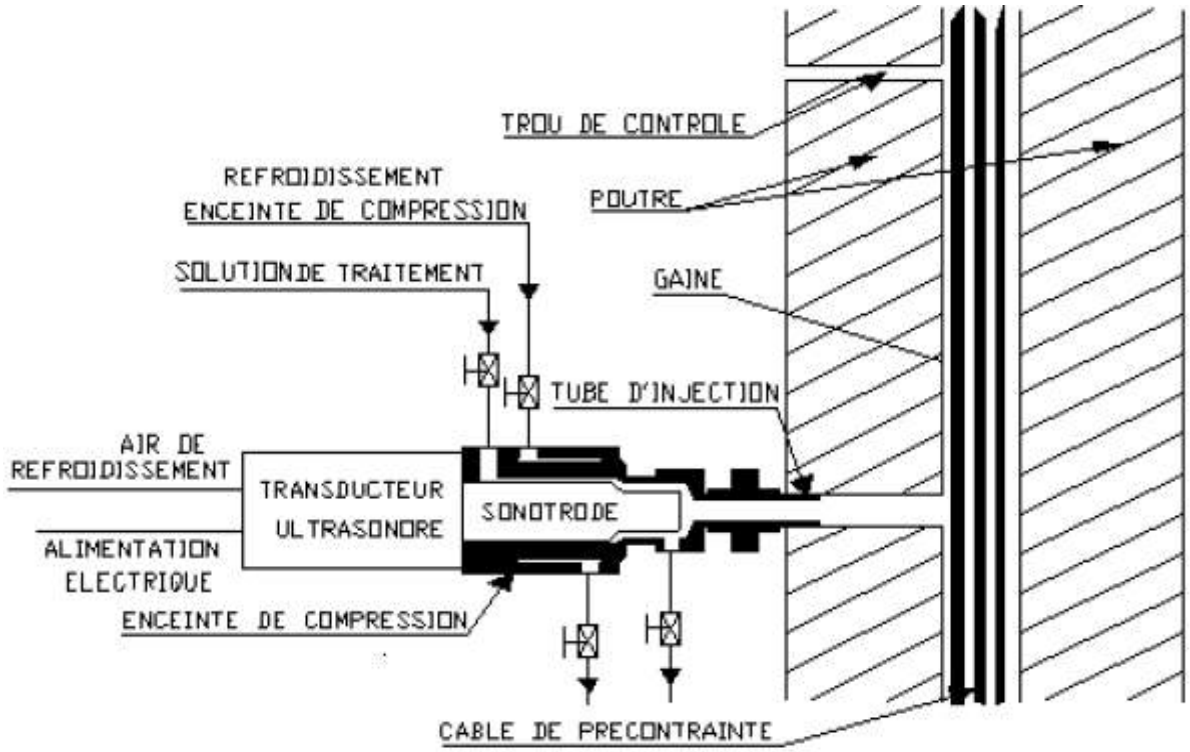


Figure I.4. Traitement par imprégnation ultrasonore.

I.9.1 Principe du procédé

- Injection par ultrasons de puissance d'un liquide inhibiteur de corrosion dans les microfissures du coulis de ciment, pour le saturer et imprégner intégralement la surface des aciers de précontrainte.

- L'inhibiteur de corrosion interagit chimiquement avec l'acier de précontrainte à sa surface afin de neutraliser l'action agressive des chlorures (effet barrière). Il retarde l'initiation du processus de corrosion et contrôle le taux de formation des produits de corrosion.

- En fin, un coulis de ciment micro-fin est injecté pour remplir les éventuels vides et pour, après durcissement, constituer un réservoir alcalin.

- Les méthodes d'inspection non destructives sont donc préférables, aucune dégradation de la structure n'est nécessaire afin d'évaluer l'état des câbles.

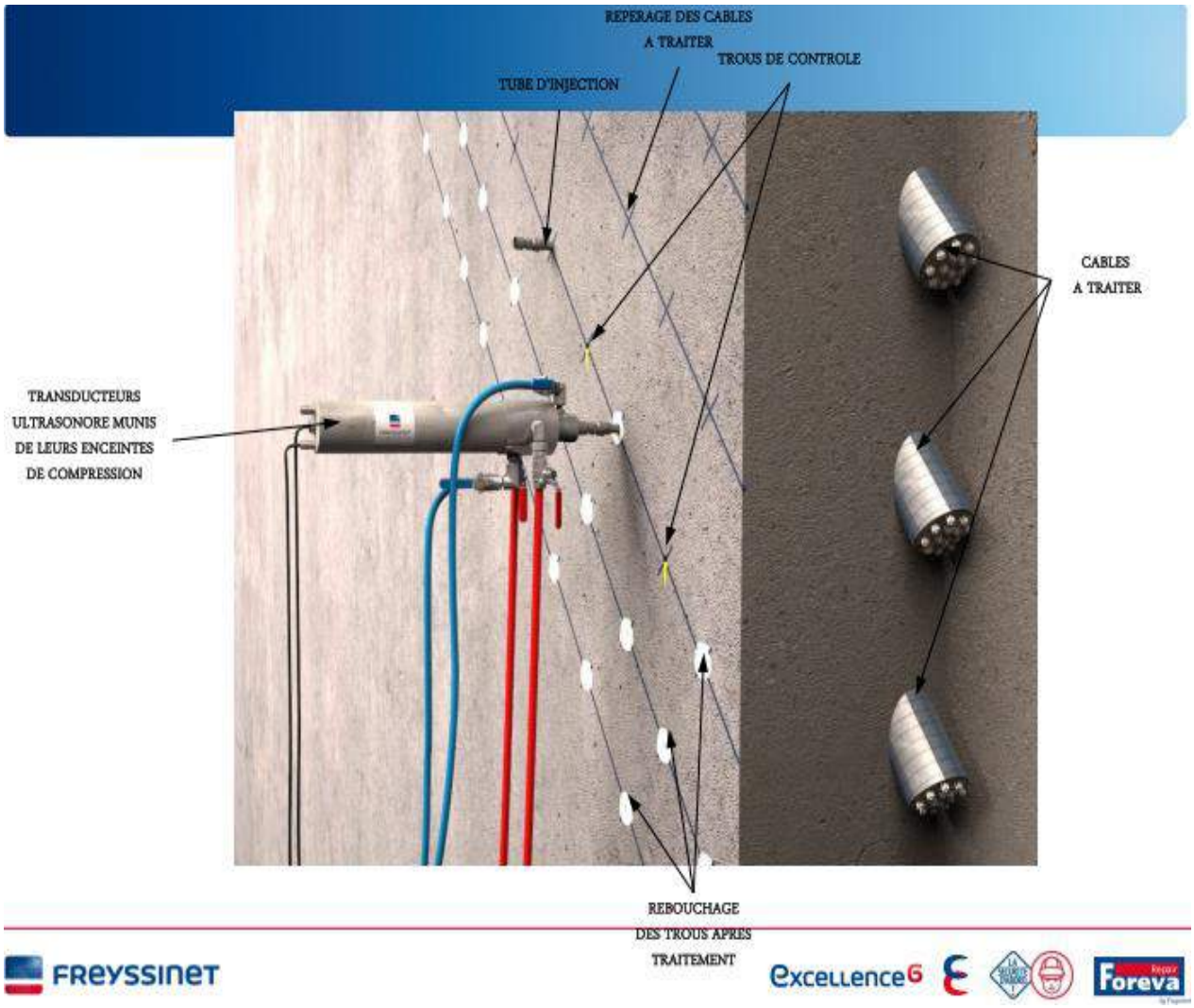


Figure I.5. Principe du procédé .

I.9.2 Technique

- La technique est basée sur l'utilisation d'une pompe alternative à ultrasons de puissance qui créent des surpressions et des dépressions alternatives à la fréquence ultrasonore.

- L'action des ultrasons induit un état de cavitation en phase vapeur du liquide inhibiteur.

- L'énergie ainsi libérée permet de dégager les macrospores du coulis en contact avec les aciers de précontrainte, favorisant la pénétration de l'inhibiteur.

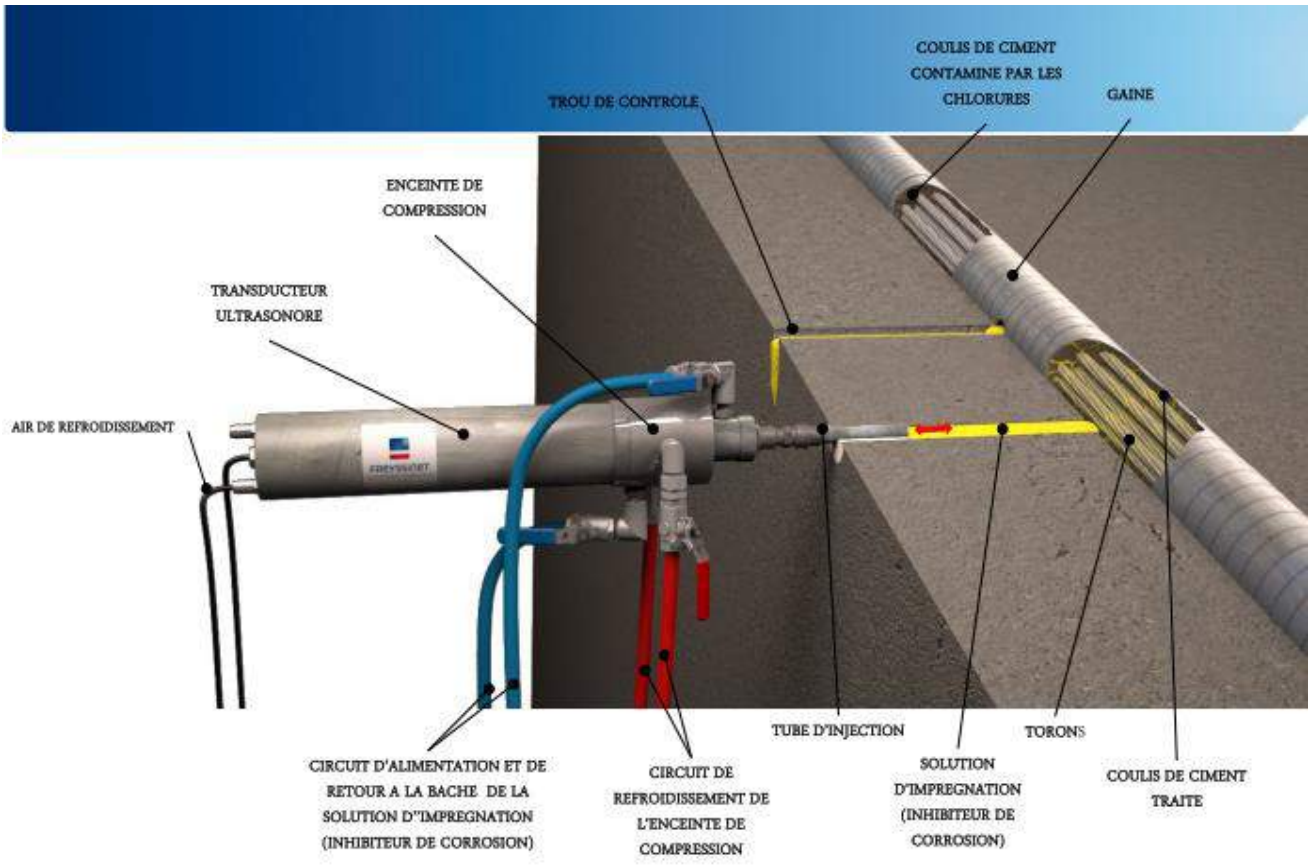


Figure I.6. La pompe ultrasonor.

I.9.3 Mise en œuvre

I.9.3.1 Travaux préalables

- Repérage des câbles.

- Forage et percement de la gaine.

- Prélèvement et analyse du coulis (taux de chlorures).

- Cartographie des chlorures.



Figure I.7. reperage des cable.

I.9.3.2 Traitement

- Scellement des injecteurs dans les forages.

- Percement de trous évents entre injecteurs.

- Mise en place du transducteur.

- Injection de l'inhibiteur.

- Suivi de l'injection (progression, durée et volume).



Figure I.8 injection de l'inhibiteur.

I.9.3.3 Réinjection finale

- Substitution de l'excès de solution inhibitrice par injection sous pression d'un coulis de ciment microfin.

- Après durcissement du coulis, arrachage et colmatage des injecteurs et des évents.

- Lorsque des volumes de vide importants ont été détectés sur de grandes longueurs de câbles, la gaine est d'abord remplie de la solution inhibitrice, avant réinjection classique par un coulis de ciment.





Figure I.9. réinjection finale du coulis de ciment.

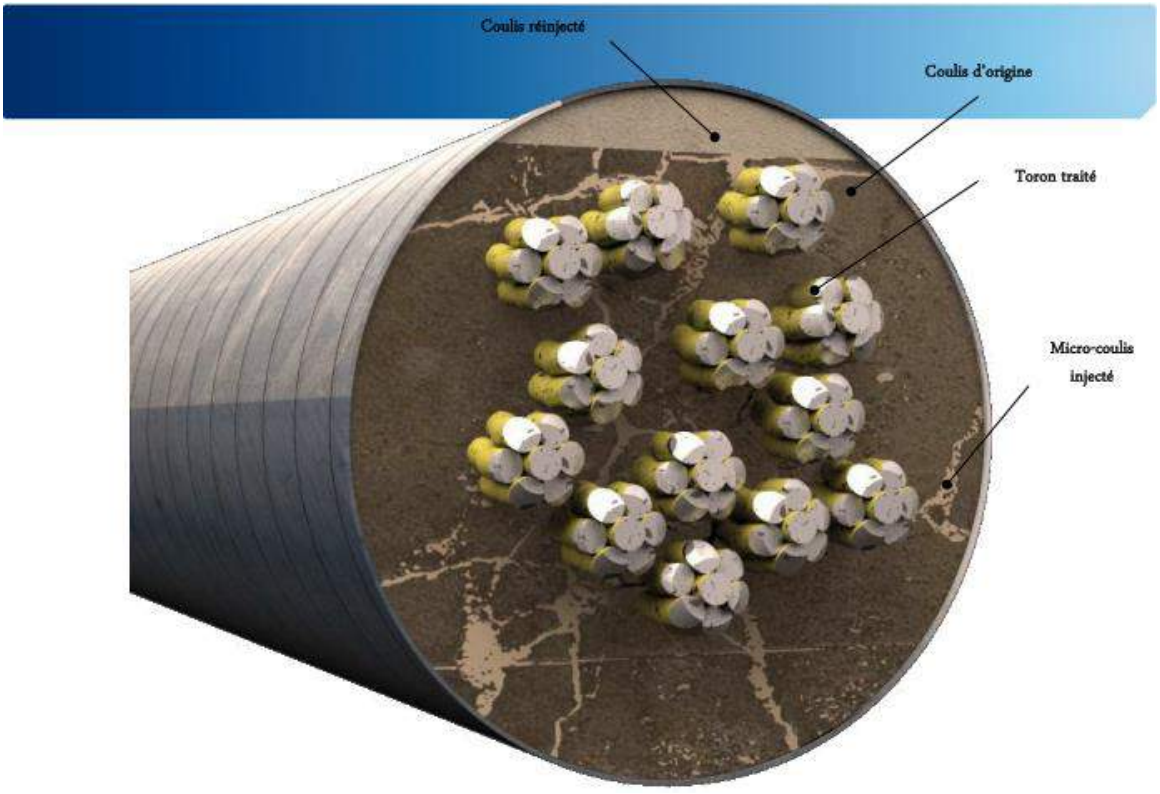


Figure I.10. l'état finale du cable apré le traitement.

I.10. CONCLUSION SUR L'EFFICACITE DU PROCEDE

L'efficacité et la durabilité du procédé sont largement confirmé.

Il s'agit des lors d'un procédé fiable qui prend place auprès des autres procédés de haute technologie comme la protection cathodique de béton armé et des autres procédés électrochimiques.

Le procédé ne nécessite aucun entretien, en cas de nécessité il peut être renouvelé ou complété .

Le procédé s'inscrit dans le contexte du développement durable car il prolonge de manière importante la vie des ouvrages d'art précontrainte .

La mise en œuvre fait appel à un personnel ouvrier peu qualifié mais bien formés et bien encadré.

I.11. RETOUR D'EXPERIENCE

Le procédé a été appliqué pour la première fois en 1994 à titre expérimental sur une travée du viaduc de Lultzhausen et ensuite a été validé par le Centre Scientifique de la Construction (CSTC) en Belgique.

Le viaduc est composé de poutres précontraintes type VIPP composées de 11 câbles de précontrainte de 12 fils de 7 mm. Ce viaduc a été démoli début 2012. Le viaduc a été exposé à une véritable « autopsie » de ces poutres.

I.11.1. Pathologie de la précontrainte mise en évidence en 1990

- Nombreuses fissures le long des câbles

- Exsudation calcaires le long des câbles avec passage d'eau

- Injection mal remplie ou absence d'injection

- Corrosion parfois avancée sans rupture de fils

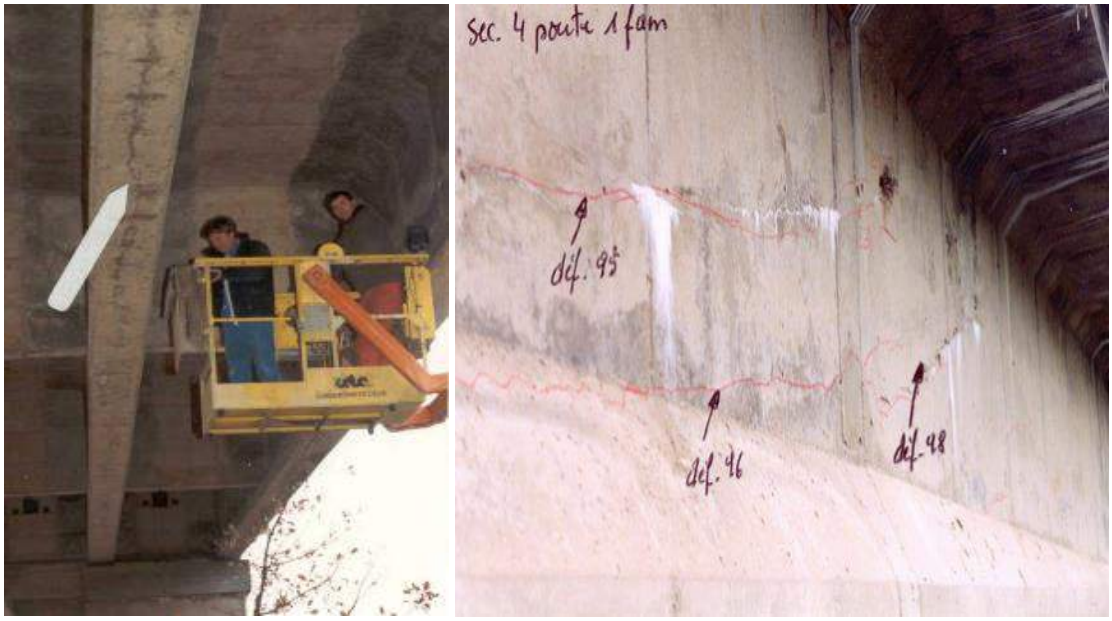


Figure I.11. Pathologie des poutres précontraintes en 1990.

I.11.2. Observation effectués de 1994 à 2012

- il n'en a rien été car l'état est resté immuable jusqu'au moment de la démolition de l'ouvrage.

- une inspection intrusive a été réalisé en 2005. Aucune reprise de corrosion n'a été constaté



Figure I.12. Observation des poutres après traitement.

I.11.3. Observation effectués en 2012 après démolition

- Absence de reprise de corrosion des aciers de précontrainte

- La réinjection au coulis de ciment micro fin est excellente.

- L'action de l'inhibiteur n'a en rien altéré l'adhérence entre les aciers de précontrainte et les coulis anciens





Figure I.13. Observation in situ après démolition.

I.11.4. Comparaison

La comparaison des câbles traités (longitudinaux) et des câbles non traités (transversaux), démontre l'efficacité de l'action de l'inhibiteur et la durabilité du procédé.

La teneur en inhibiteur est mesurée par méthode colorimétrique. Après vingt ans, il reste une quantité importante d'inhibiteur encore disponible



Figure I.14. Comparaison entre câble longitudinale traité (gauche) et câble transversal non traité (droite).

I.12. CONCLUSION

La corrosion des câbles induite par les chlorures atteint les ouvrages d'art des villes côtières. Après une période d'initiation où les ions chlorures migrent vers les armatures principalement par diffusion, des piqûres très localisées se forment sur les armatures entrainant une réduction notable des sections des câbles.

Cette corrosion a pour effet la diminution de la capacité des câbles à supporter les charges imposées par le trafic, ce qui met la stabilité de ces structures et la sécurité de ses usagers en péril.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

ENSTP 2019-2020

II.1. INTRODUCTION

Le Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grand hauteur d'une brèche.

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus important pour un ingénieur.

La démarche de conception d'un pont consiste à faire des données au lecteur une vue d'ensemble des différents éléments du programme matérialisant cette démarche. Donc il faut des reconnaissances sur le site de l'ouvrage l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie – l'hydrologie – la géotechnique- les actions naturelles susceptibles de solliciter le pont)

La conception d'un ouvrage est entièrement conditionnée par un certain nombre de données. Ces données sont de deux types :

Les données naturelles : concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie donc sont l'ensemble des éléments de son environnement.

Les données fonctionnelles de l'ouvrage : fixées par le maître de l'ouvrage, éventuellement après négociations avec d'autres décideurs donc c'est un ensemble caractéristique permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement (règlements et circulaires…).

II.2. LA CLASSIFICATION DES PONTS

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue, cantilever), l'importance de l'ouvrage (courant - non courant) ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

II.2.1. Classification selon la voie portée

- Pont routier
- Pont-rail ou pont ferroviaire
- Passerelle
- Pont aqueduc
- Pont-canal

II.2.2. Classification selon la structure

- Les ponts suspendus
- Les ponts à haubans
- Les ponts en arc

- Pont à voute
- Ponts à poutres
- Pont voussoir par encorbellement successive

II.3. PRESENTATION DU PROJET

II.3.1. Objectif du projet

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude d'un pont situe à l'est de la wilaya de SIDI BEL ABBES entre PK : 13+371.65 et le PK : 13+632.35 d'une longueur de 260.70 m, de la liaison autoroutière SIDI BEL ABBES (autoroute est/ouest –SAIDA) sur 120 km. Cet ouvrage est une partie intégrante dans un grand projet d'aménagement de la ville de SAIDA.

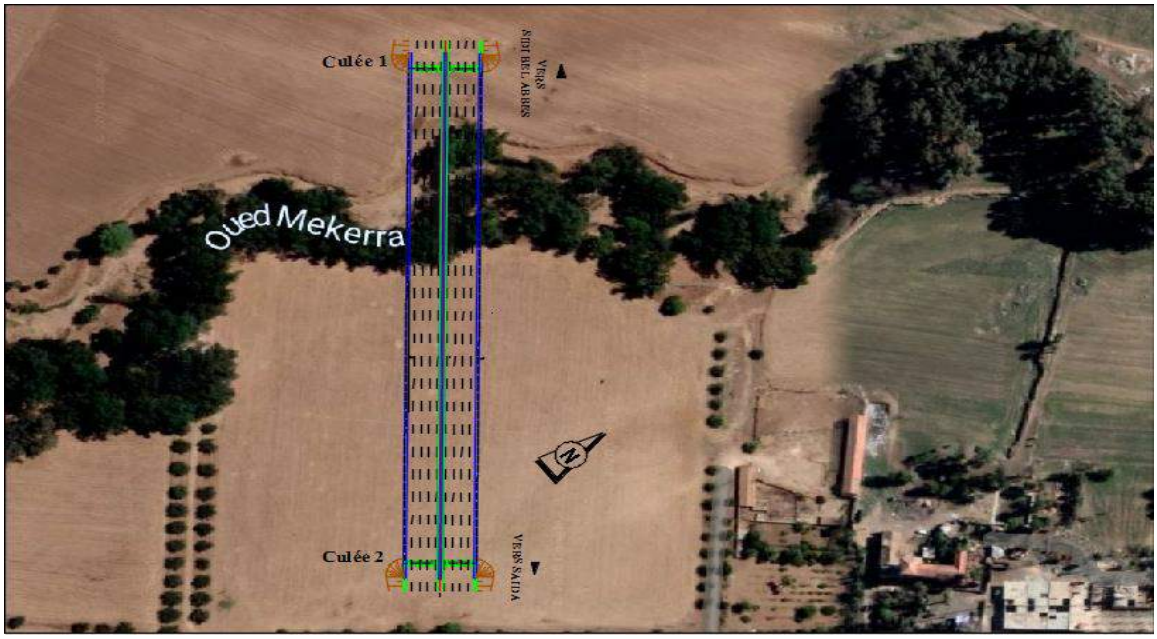


Figure II.1. Implantation du projet sur google map.

II.3.2. Obstacle à franchir

L'axe du viaduc franchisse l'oued Makerra au PK : 13+450.

II.3.3. Caractéristiques de l'ouvrage

- Longueur : 260.70m
- Largeur de tablier : 15.00 m
- La pente transversale : 2.5 %

II.4. DONNEES DU PROJET

II.4.1. Données fonctionnelles

II.4.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les cordonnées caractéristiques de ces points.

Notre ouvrage un alignement droit.

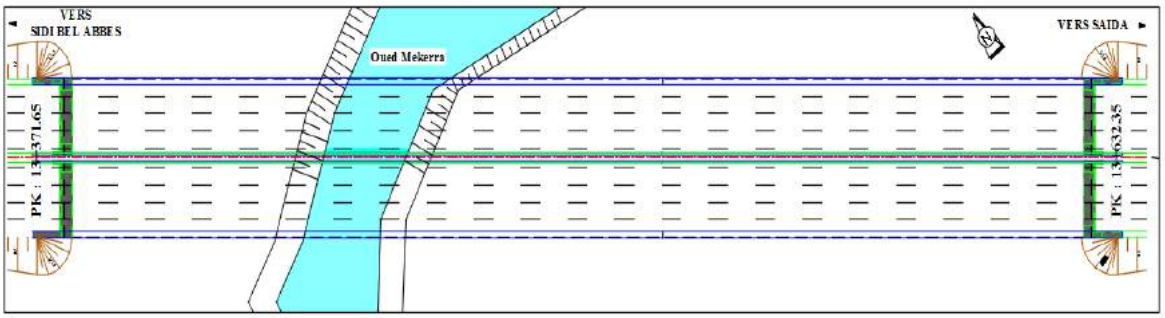


Figure II.2. Tracé en plan de la voie portée.

II.4.1.2. Profil en long

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

Longitudinalement, au niveau du profil en long le tracé de la voie routière présent une faible pente de 0.32%.

La cote entre le terrain naturel et le trace de la route présente une hauteur maximale d'environ 17.9 m.

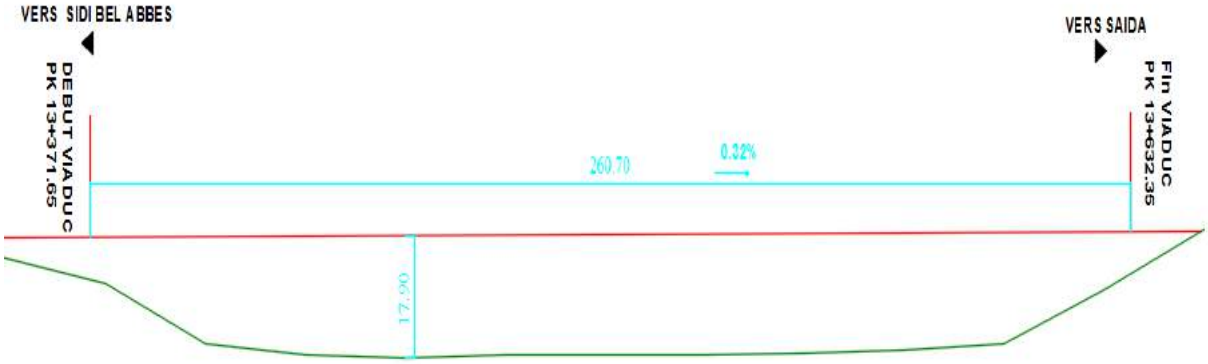


Figure II.3. Profil en long de la voie portée.

II.4.1.3. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers du projet est défini par :

- La largeur totale : L_T=15.00 m.
- La largeur roulable : L_r=14.00 m.
- La largeur chargeable : L_C=13.00 m.

- Nombre de voies de circulation est de 3 voies de 3.50 m et bande d'arrêt d'urgence de 2.50 m.
- Barrière type H3 : 2 × 0,50 m
- La pente du versant : 2.50 %.

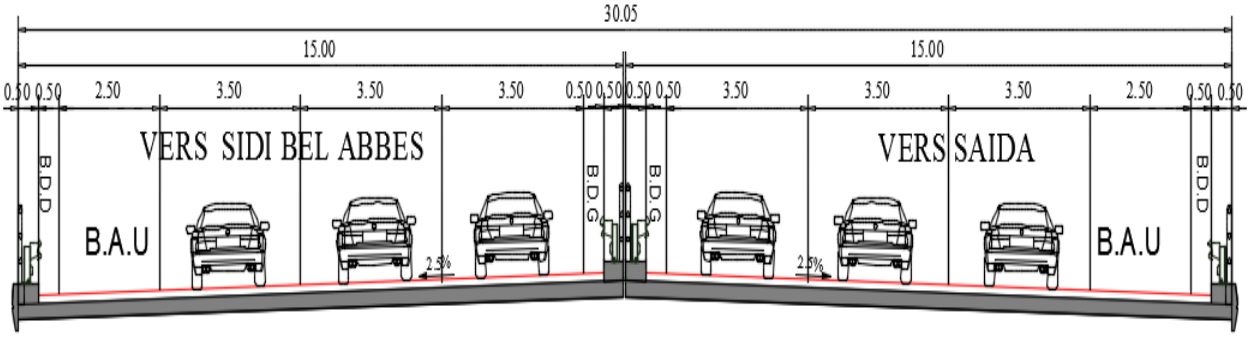


Figure II.4.Profil en traver de la voie portée.

II.4.2. Données naturelles

II.4.2.1. Topographie

La visite du site effectuée par l'équipe de projet nous a permet de conclure que la topographie de site présente un terrain vallonné.

II.4.2.2. Géotechnique

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

D'après le rapport géotechnique établi par le laboratoire des travaux public de l'ouest unité Oran LTPO :

- Les fondations prévues pour les piles sont profondes ancrées à partir de 25.00 m en dessous du niveau du terrain naturel et de 1.20 m de diamètre et 16 m de profondeur pour les culées.

Tableau. II.1 charges limites de fondation

	Sous la pile	Sous la culée
Q ELU_{cf}	6495.65 KN	3326.40 KN
Q ELA_{ca}	3389.29 KN	3692.55 KN
Q ELS_{cr}	7146.20 KN	2654.90 KN

II.4.2.3. Hydrologique

Hauteur critique	=	7.97 m
Cote critique	=	587.83 m
Cote sommet	=	582.27 m
Cote fond	=	579.86 m

$\mathbf{C_{Cri} > C_{Som}}$ donc on a un risque inondation sur largeur de 225.73 m

II.4.2.4. Sismicité du site

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage, on l'appelle aussi accélération à la base

Voici la carte de zonage sismique de l'Algérie Selon le zonage sismique du territoire national établi par la RPOA 2008 La wilaya de Sidi bel Abbes appartienne à la zone sismique **I** comme étant une zone de faible sismicité.
Selon RPOA :

- Groupe de pont : **groupe 2** (pont important).
- A : coefficient d'accélération de la zone **= 0.12**.

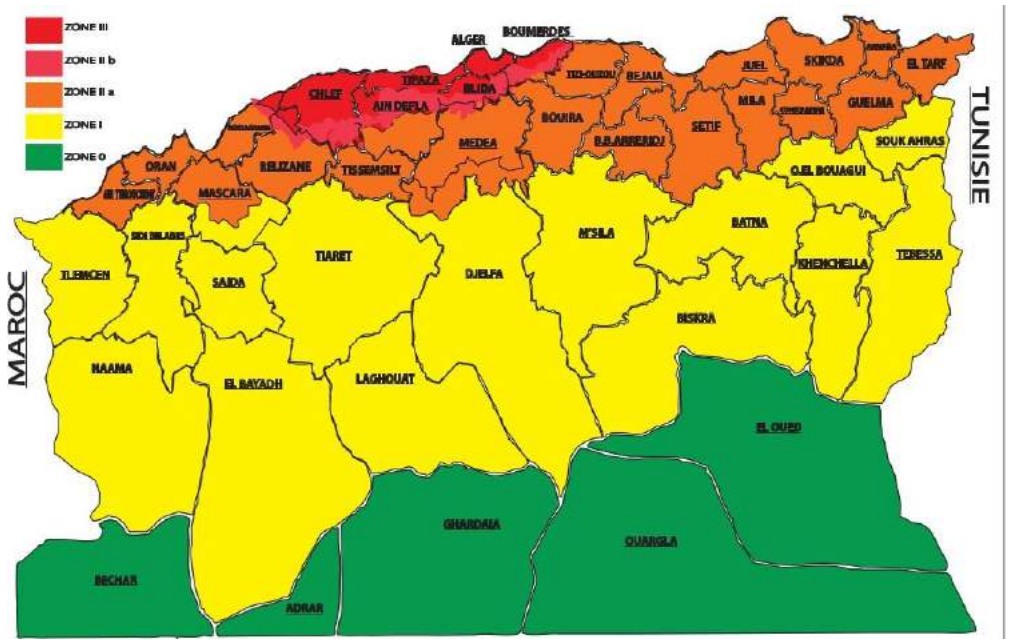


Figure II.5.les zones sismiques en Algérie

II.4.2.5. Température

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul. Surtout au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

Au cours de l'année, la température varie généralement de 3 °C à 42 °C et est rarement inférieure à -1 °C ou supérieure à 45 °C.

II.4.2.6. Le vent

Les efforts engendres sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statique appliquées aux surfaces frappées.

D'après le RCPR on prendre une surcharge du vent qui vaut :

- 2.00 KN/m^2 pour les ouvrages en service.
- 1.25 KN/m^2 pour les ouvrages en cours de construction.

II.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté toutes les données fonctionnelles et naturelles ainsi les obstacles franchissent par nôtres ouvrages pour pouvoir réaliser la meilleure conception adaptée à ces paramètres.

.

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

ENSTP 2019-2020

III.1. INTRODUCTION

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent en première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- L'ouverture de l'ouvrage.

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale 7/8métres à une vingtaine de mètres.

Pour les ponts mixtes bipoutres à travées continues, La longueur optimale des travées de rives est comprise entre 0.6 et 0.8 fois la portée des travées intermédiaires.

III.2.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de trois travées principales de 60 m de longueur et deux travées de rives de 40.35 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 260.70 m. (voir plan d'ensemble **variante I**).

III.2.1.2. Conception transversale

Le tablier est assez large (15.00 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont.

On opte pour : **b = 2.00 m**, par conséquence

a =11.00 m.

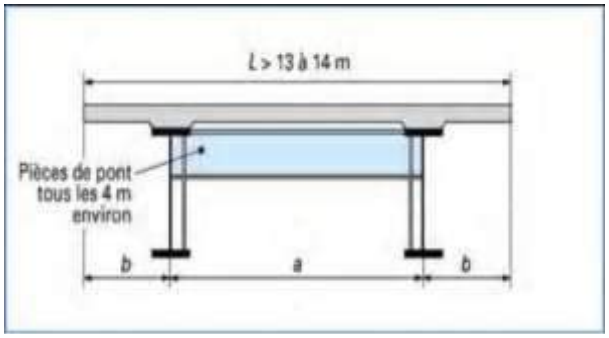


Figure III.1. Coupe transversale d'un tablier bipoutre

❖ Conception des poutres principales

Tableau.III.1. Pré-dimensionnement des poutres métalliques

Elément	Ration usuel	Valeur retenue en (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur sur pile	$H_p = L/24$	2500
Hauteur à la clef	$H_c = L/36$	1400
Loi de variation parabolique	$H(x) = H_p - 2\times(H_p - H_c).(\frac{X}{L}) + (H_p - H_c).(\frac{X}{L})^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005\times d$	30
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	60
Largeur semelle inférieure sur pile	$500\ mm \leq b_i \leq 1200mm$	1100
Largeur semelle supérieure sur pile	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	900
Largeur semelle inférieure sur clef	$500\ mm \leq b_i \leq 1200mm$	900
Largeur semelle supérieure sur clef	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	700
Epaisseur de la semelle inférieure	$20\ mm \leq t_s \leq 150mm$	70

❖ Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des poutres secondaires en **I**, relient deux poutres principales, ont comme rôle, le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales. Dans cette variante l'espacement des pièces de pont égal à 4 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau.III.2. Pré-dimensionnement des pièces de pont

Elément	Ration usuel	Valeur retenue en (mm)
Longueur de l'entretoise b	$b=L_t - 4$	11000
Hauteur de la pièce de pont Hpp	$L_t/15 \leq H_{pp} \leq L_t/10$	1000
Largeur de la semelle bpp	$220\ mm \leq b_{pp} \leq 300\ mm$	230
Epaisseur de la semelle tpp	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme tw-pp	$10\ mm \leq t_{w\text{-}pp} \leq 12\ mm$	12

❖ Choix de la nuance d'acier

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

❖ **La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

❖ **L'épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est constante, On opte pour : $\mathbf{h_{dalle} = 25\ cm.}$

L'encombrement de ferraillage dans la phase de dimensionnement on peut opter pour une dalle en béton armé, renforcé par des câbles de précontraintes dans le sens transversal.

III.2.1.3. Propriétés mécaniques

Tableau.III.3. Caractéristique géométrique des sections (mixte)

Section	Section (Poutre en travée)	Section (Poutre sur appui)
Aire (m^2)	0.152	0.202
Moment d'inertie (m4)	0.078	0.224
V'(m)	0.740	1.115
V (m)	0.960	1.385
Rendement géométrique (ρ) (%)	72.29	71.81

III.2.1.4. Conception 3D

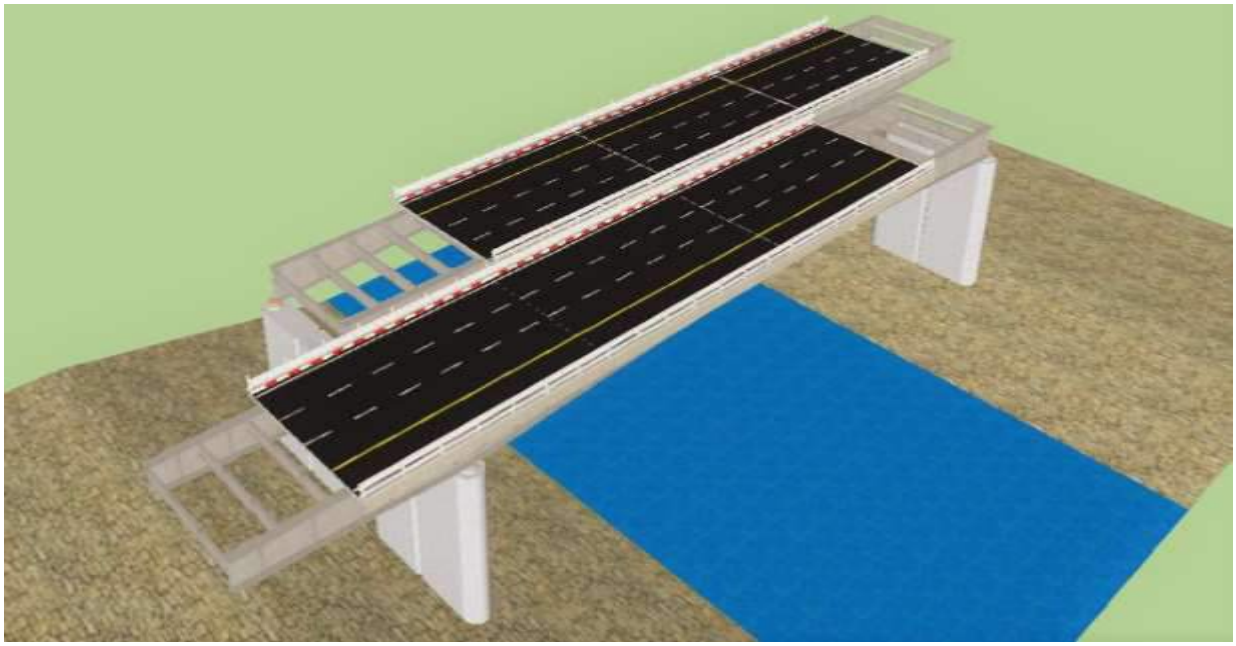
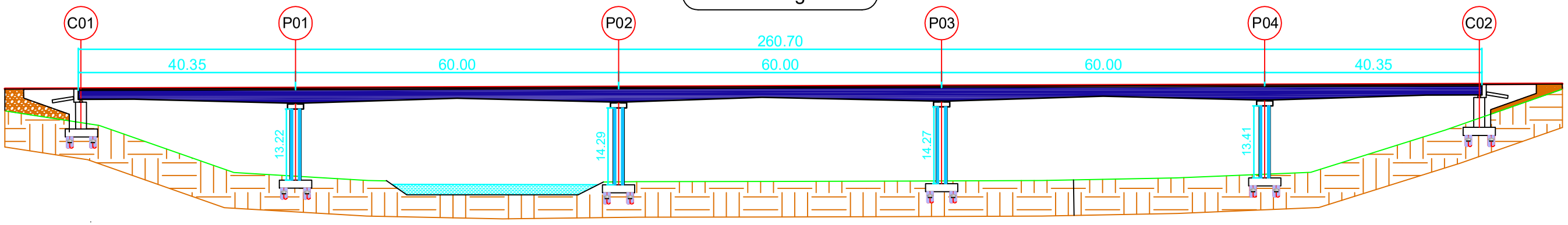


Figure.III.2. Vue en 3D Variante 01

VERS SIDI BEL ABBES

VERS SAIDA

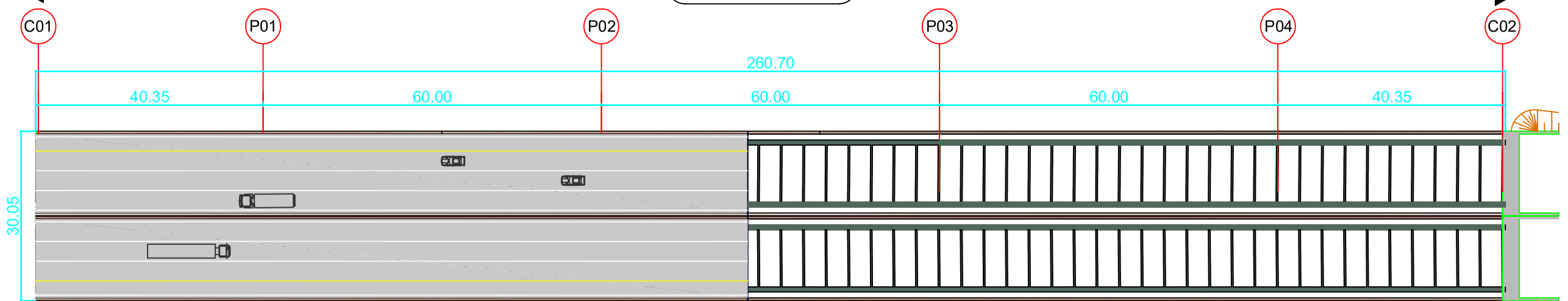
Profil en long Ech : 1/800



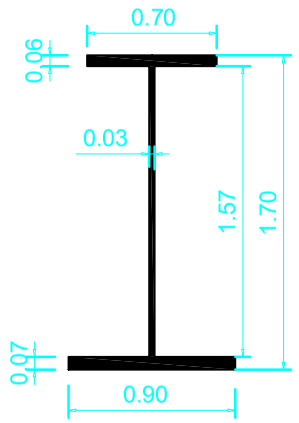
VERS SIDI BEL ABBES

VERS SAIDA

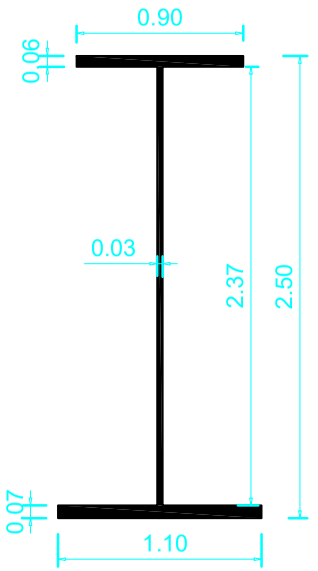
Vue en plan Ech : 1/800



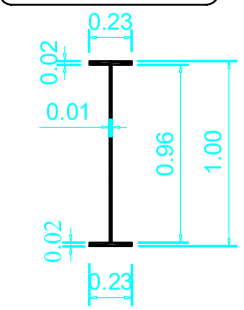
COUPE POUTRE SUR TRAVEE Ech : 1/30



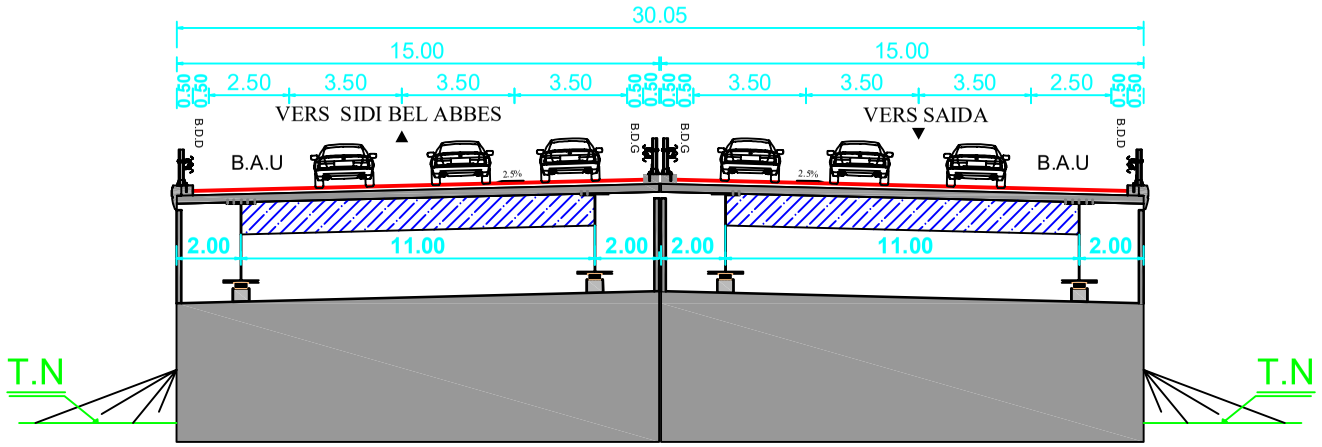
COUPE POUTRE SUR PILE Ech : 1/30



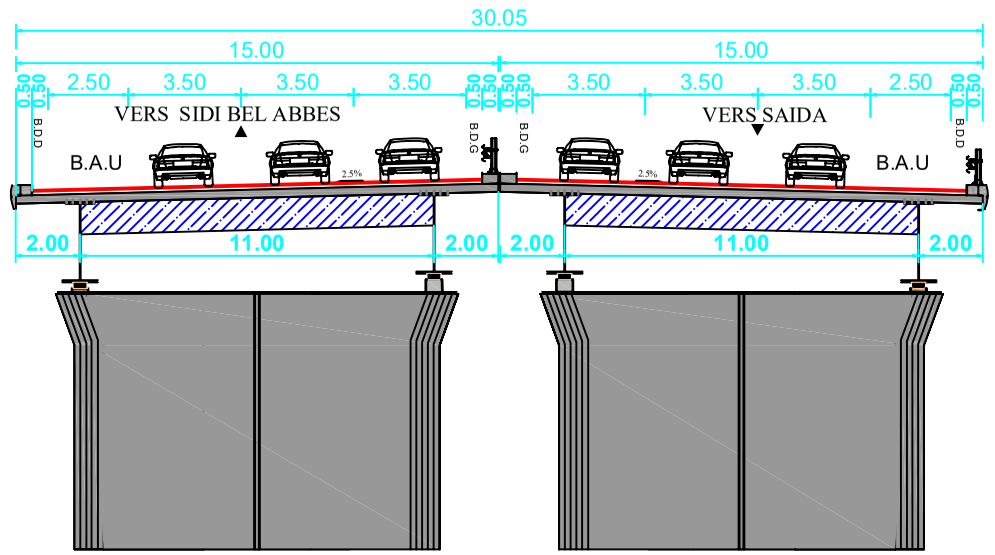
PIECE DE PONT Ech : 1/30



COUPE TRANSVERSALE SUP CULEE Ech : 1/230



COUPE TRANSVERSALE SUP PILE Ech : 1/230



III.2.2. Variante 2: « Pont à Poutre Précontrainte par post tension »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée.

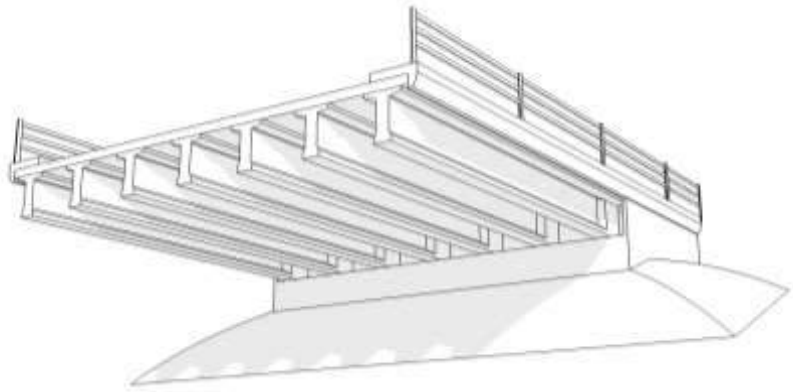


Figure.III.3. Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales.

III.2.2.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 8 travées équidistantes de 32.60 m, de longueur ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 260.70 m. (voir plan d'ensemble **variante II**).

III.2.2.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait Selon le guide de conception **SETRA [VIPP/ 1996].**

Tableau.III.4. Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante n°02

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Hauteur de la poutre	$L/20 < H_p < L/17$	155 cm
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	185 cm
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00$ m	150 cm
Nombre des poutres	$N= L_a / \lambda$	10
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $b \geq 0,6 \times H_p$	100 cm

Épaisseur de la table de compression	$10\ cm \leq e_1 \leq 15\ cm$	12 cm
La largeur du talon	$40\ cm \leq L_t \leq 60\ cm$	60 cm
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq E_t \leq 20\ cm$	15 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	$18\ cm \leq b_0 \leq 25\ cm$	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Gousset du talon à l'appui	$45° \leq \alpha \leq 60°$	45°
Gousset de la table de compression à l'appui à l'appui	$45° \leq \alpha \leq 60°$	45°
Entretoise d'about	/	35 x 127 cm^2

III.2.2.3. Propriétés mécaniques

Tableau.III.5. Caractéristique géométrique des sections (VIPP)

Section	Section d'about	Section intermédiaire	Section a mi- travée
Aire (m^2)	0.982	0.792	0.602
Moment d'inertie (m4)	0.211	0.187	0.172
V'(m)	0.813	0.821	0.833
V (m)	0.737	0.729	0.717
Rendement géométrique (ρ) (%)	35.86	39.45	47.84

III.2.2.4. Conception 3D

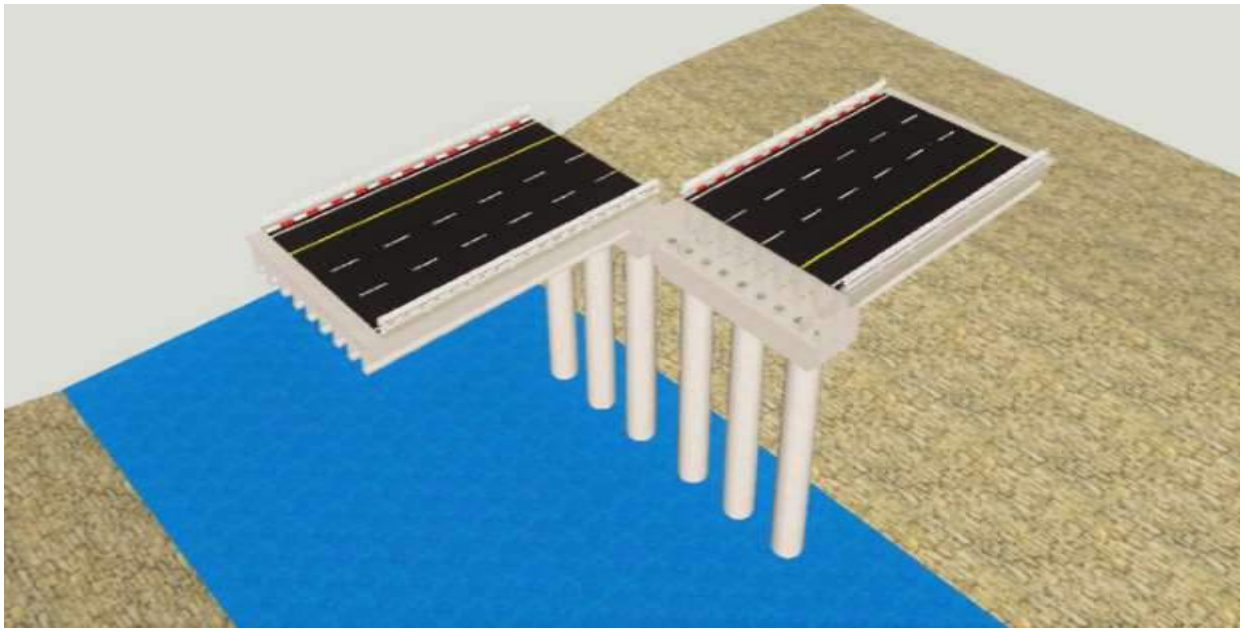
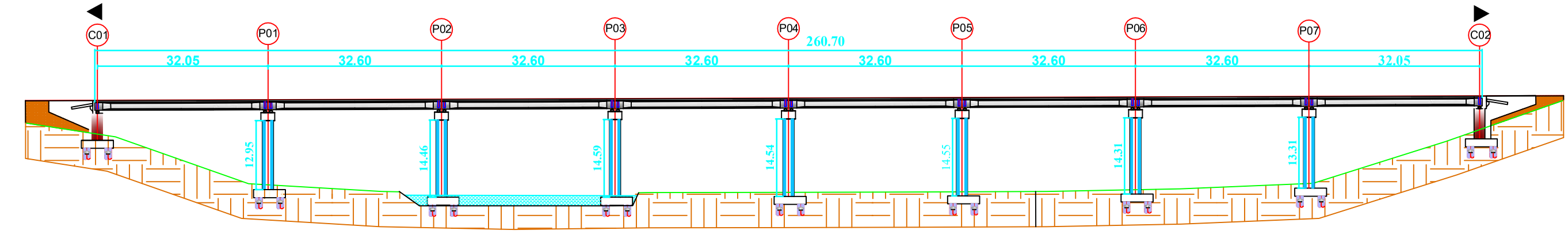
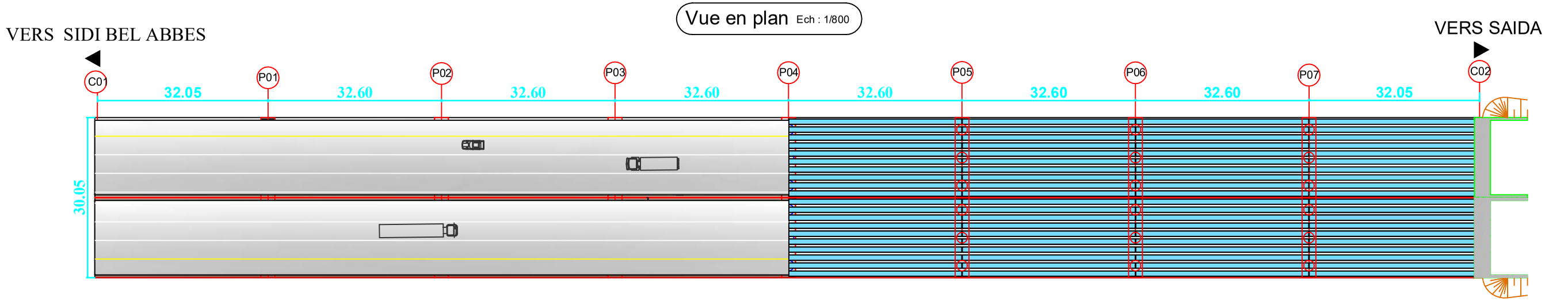


Figure.III.4. Vue en 3D Variante 02

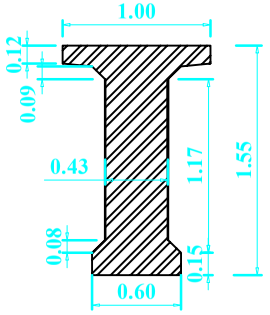
Profil en long Ech : 1/800



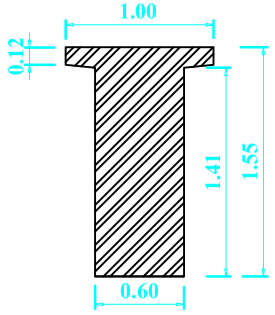
Vue en plan Ech : 1/800



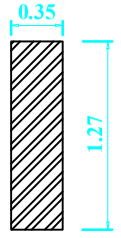
SECTION INTERMD POUTRE Ech : 1/50



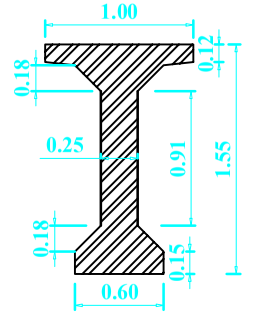
SECTION ABOUT POUTRE Ech : 1/50



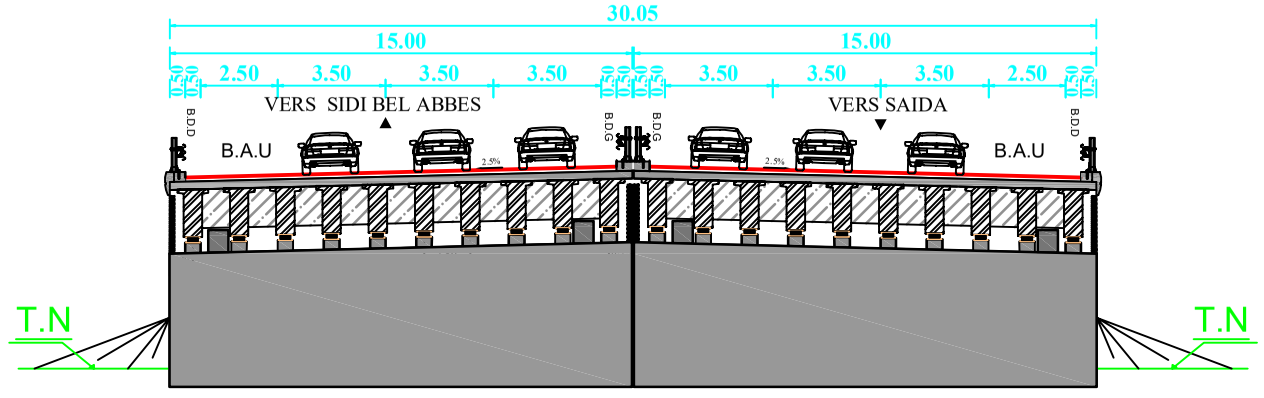
SECTION ENTROTOISE Ech : 1/50



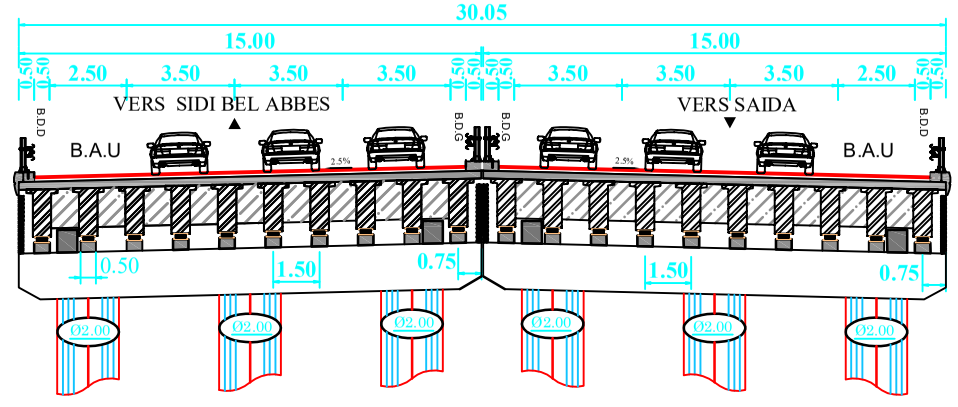
SECTION MEDIANE POUTRE Ech : 1/50



COUPE TRANSVERSALE SUP CULEE Ech : 1/240



COUPE TRANSVERSALE SUP PILE Ech : 1/240



III.2.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place »

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.

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

III.2.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur variable composé de deux travées principales de 80 m de longueur et deux travées de rives de 50.35m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 260.70 m. (voir plan d'ensemble **variante III**).

- **Découpage des voussoirs**

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place, et qui n'a aucune courbure en plan, tout en tenant compte les moyens de réalisation disposés par les entreprises algériennes, on distingue trois types de voussoir :

Tableau.III.6. Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Description	valeur retenue
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 7 et 10 m.	7.5 m
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1,5 à 3 m.	2.1 m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	4.4 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 61**

- ✓ 3 voussoirs sur pile.
- ✓ 4 voussoirs de clavage.
- ✓ 48 voussoirs courants.
- ✓ 6 voussoirs sur culée.

III.2.3.2. Conception transversale

- **Choix du type de voussoir**

Pour des largeurs du tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

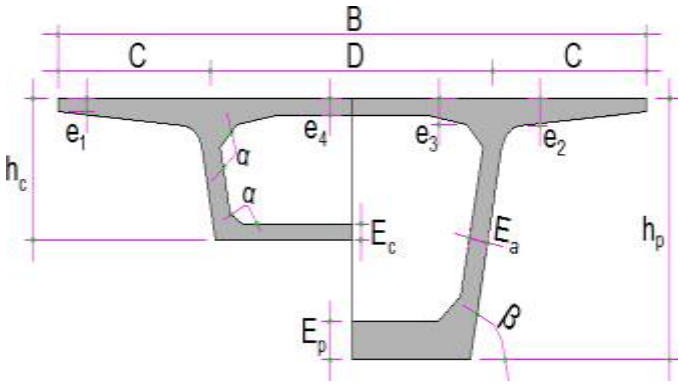


Figure.III.5. Notations des dimensions du voussoir

❖ Pré-dimensionnement da la section transversale

Selon le guide **SETRA** (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La **Figure.III.5** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.7. Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir sur pile	Sur pile : $\frac{L}{hp} = 14 + \frac{L}{45}$	510 cm
Hauteur de voussoir à la clef	A la clef : $\frac{L}{hc} = 19 + \frac{L}{7}$	270 cm
Loi de la variation parabolique	$\mathbf{h(x) = hp - 2 \times (hp - hc).\left(\frac{x}{L}\right) + (hp - hc).\left(\frac{x}{L}\right)^2}$	
Largeur de voussoir	B	1500 cm
C	B/4	375 cm
D	B – 2C	750 cm
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	25 cm
e_2	$C / 8 \leq e_2 \leq C / 7$	53 cm
e_4	$D / 30 \leq e_4 \leq D / 25$	30 cm
e_3	$e_3 \geq e_2 - 10$ et $e_3 \geq 1.5e_4$	50 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	12°
E_a	$E_a \geq 0.26 + L / 500$	50 cm
E_c	$E_c \geq$ 18 à 22 cm	30 cm
E_p	35 < Ep < 80 cm	70 cm
Gossier supérieure	$30° \leq \alpha \leq 45°$	30°
Gossier inférieure	$40° \leq \alpha \leq 45°$	30°

III.2.3.3. Propriétés mécaniques

Tableau.III.8. Caractéristique géométrique des voussoirs

Section	Voussoir sur pile	Voussoir du clavage
Aire (m^2)	15.061	10.90
Moment d'inertie (m4)	59.20	10.384
V'(m)	2.922	1.739
V (m)	2.178	0.961
Rendement géométrique (ρ) (%)	61.76	57.00

III.2.3.4. Conception 3D

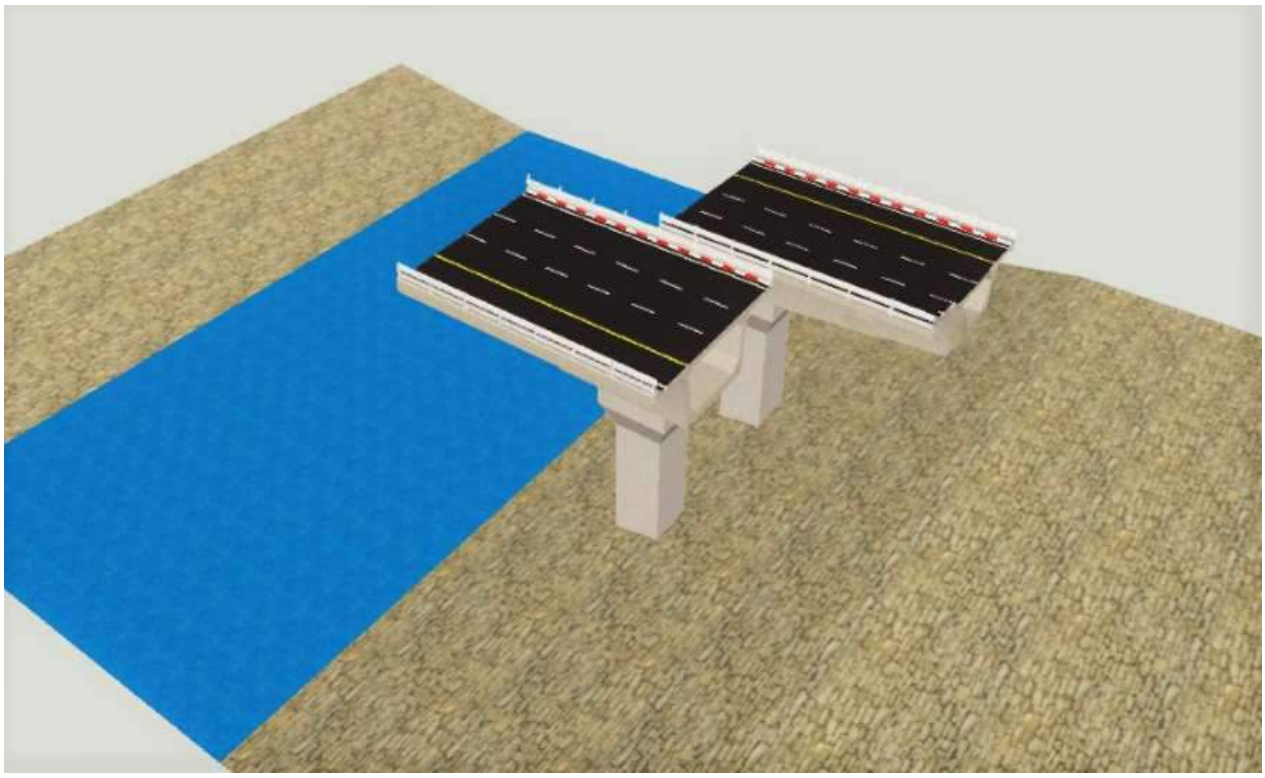
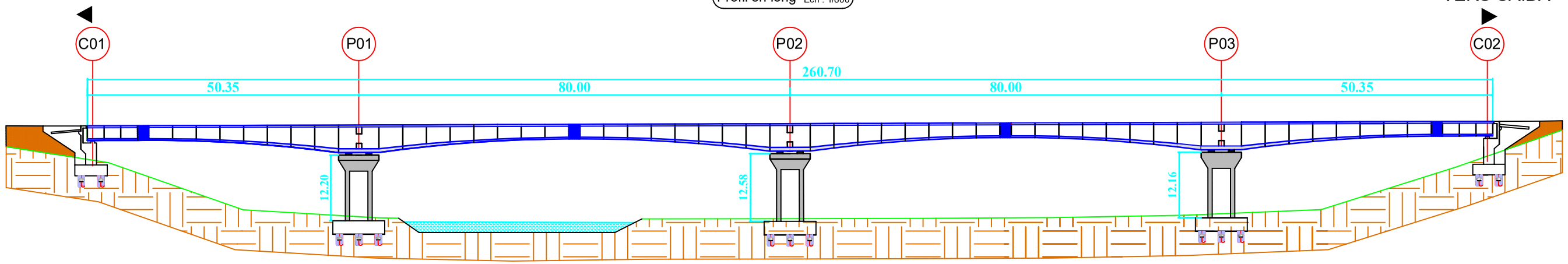


Figure.III.4. Vue en 3D Variante 03

VERS SIDI BEL ABBES

Profil en long Ech : 1/800

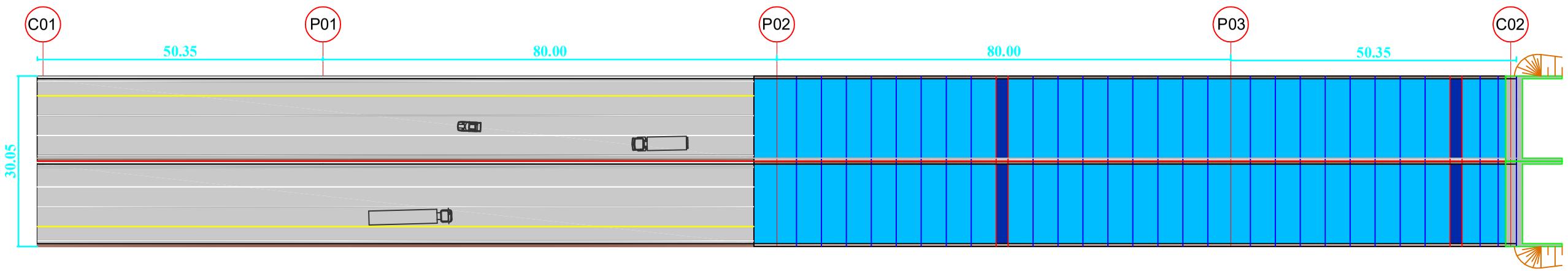
VERS SAIDA



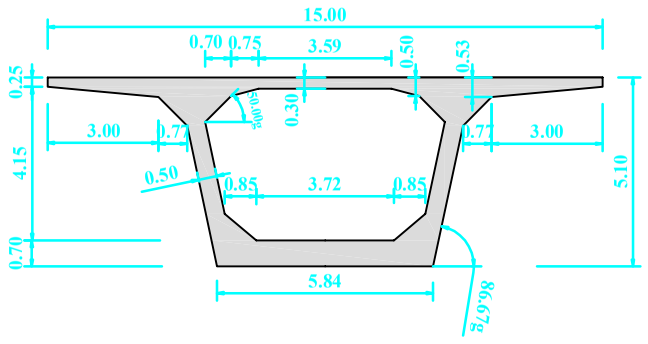
VERS SIDI BEL ABBES

Vue en plan Ech : 1/800

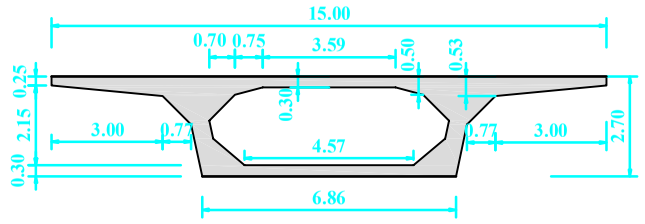
VERS SAIDA



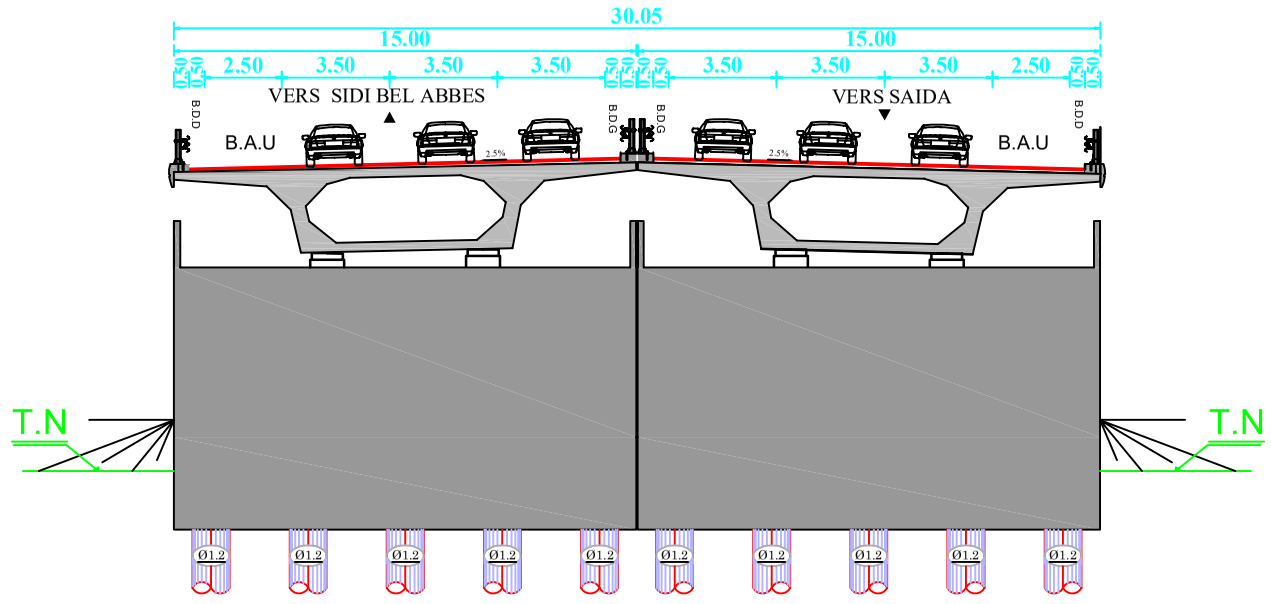
COUPE VOUSSOIR SUR PILE Ech : 1/200



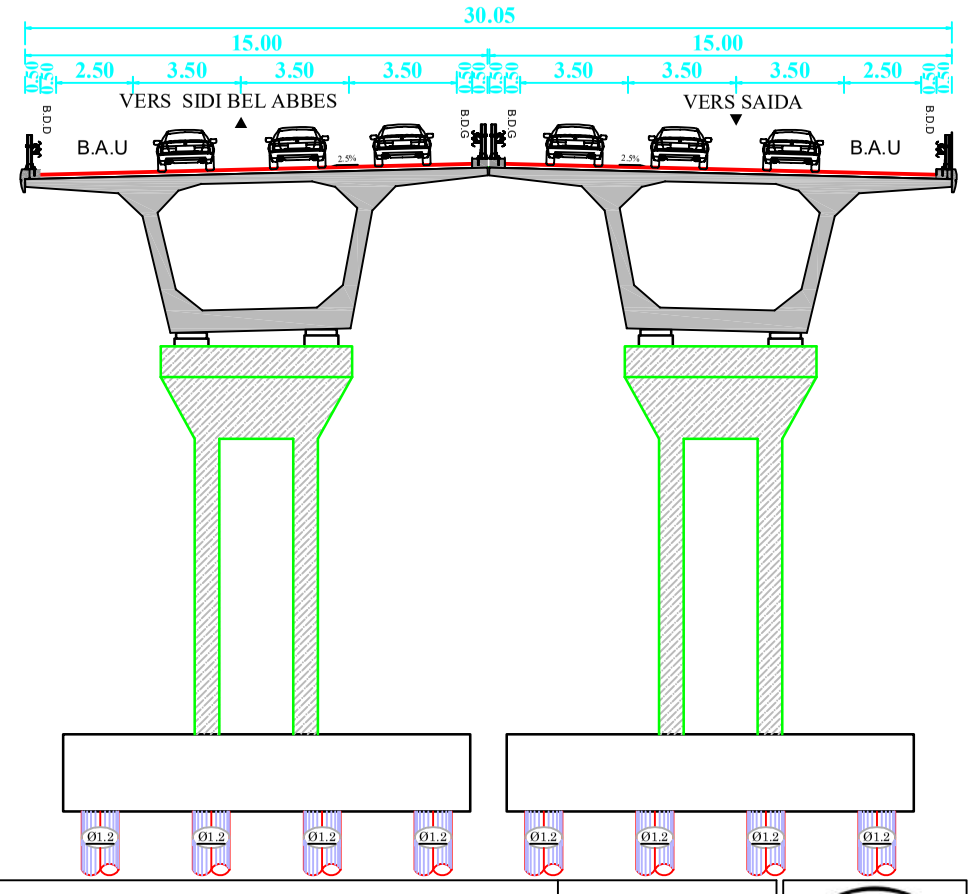
COUPE VOUSSOIR SUR CULE Ech : 1/200



COUPE TRANSVERSALE SUP CULEE Ech : 1/240



COUPE TRANSVERSALE SUP PILE Ech : 1/240



III.3. ANALYSE MULTICRITERES :

L'analyse multicritères consiste en premier lieu à choisir une série de critères permettant de rendre compte des avantages et inconvénients de chaque variante. Les résultats seront présentés sous la forme d'un tableau. Les critères de notre analyse seront basés sur :

- ✓ L'entretien.
- ✓ L'exécution.
- ✓ L'économie.
- ✓ Esthétique.

Tableau.III.9. Analyse des variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N°01 : Pont mixte bipoutre.	**1-** La possibilité de franchir des grandes portées. **2-** La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3-** La rapidité d'exécution globale	**1-** Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier **2-** La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. **3-** Un cout très élevé. **4-** Entretien périodique. **5-** Sensible aux tassements différentiels
Variante N° 02 : Pont à poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP	**1-** Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. **2-** Une bonne réutilisation des coffrages. **3-** Maîtriser de la préfabrication des poutres. **4-** Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.	**1-** Poids propre très important **2-** Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage. **3-** Ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbe. **4-** Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme. **5-** Le type de cet ouvrage est moins esthétique.
Variante N° 03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	**1-** La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. **2-** La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier. **3-** La technologie des coffrages glissants pour les piles hautes permette à la construction de réduire le cout. **4-** Travaille bien à la torsion (section en caisson). **5-** Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	**1-** Le poids est très important (tablier assez épais). **2-** L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. **3-** L'ouvrage constitue un système hyperstatique, sensible aux tassements différentiels. **4-** Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

❖ **Devis estimatif et quantitatif des trois variantes**

Tableau. III.10. Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers.

Quantités et prix unitaire	Pont mixte	Pont a poutre en BP	Pont voussoir
Volume du béton tablier (m3)	977.63	2783.31	3227.04
Tonnage d'acier PRS totale (t)	919.46	-	-
Tonnage d'acier passif (t)	244.41	470.77	419.52
Tonnage d'acier actif (t)	5.87	111.33	129.08
Prix unitaire acier passif (DA/t) « tablier »	150 000.00	150 000.00	150 000.00
Prix unitaire acier actif de béton (DA/m3)	450 000.00	450 000.00	450 000.00
Prix unitaire de béton (DA/m3)	18 000	22 000.00	22 000.00
Prix unitaire acier PRS (DA/t)	400 000.00	-	-
Cout total béton (DA)	17 597 340.00	61 232 820.00	70 994 880.00
Cout total PRS (DA)	367 784 000.00	-	-
Cout total acier passifs (DA)	36 661 125.00	70 615 500.00	62 928 000.00
Cout total acier actif (DA)	2 640 600.00	50 099 580.00	58 086 720.00
Cout final de tablier (DA)	**424 683 065.00**	**181 947 900.00**	**192 009 600.00**

III.4. CONCLUSION

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

À savoir que la variante pont à poutres a pu être la solution convenable à ce franchissement et la plus adaptée économiquement, mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site et le nombre important des appuis, alors que le recours à la construction par encorbellements successifs est dans ce cas le plus adéquat si on tient compte de la difficulté d'accès au site.

Ainsi que la variante mixte bipoutre a pu être une bonne solution, cependant le coût et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix, donc on opte pour **la variante pont à encorbellement successif**.

HYPOTESES DE CALCULE

ENSTP 2019-2020

IV.1. INTRODUCTION

Un pont étant constitué de plusieurs matériaux, leur qualité est essentielle à la résistance générale de l'ouvrage, ci-dessous une définition sommaire de chaque matériau employé dans la construction d'un pont, ainsi que les caractéristiques de chacun.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Béton

C'est le matériau composite le plus utilise dans le monde de la construction, de par sa résistance, son faible cout relatif et sa facilité de mise en œuvre.

Il est compose d'un mélange de granulats fins (sable) et gros (graviers), agglomères par un dosage liant, généralement un ciment.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours qui est notée fc28.

- **La résistance caractéristique à la compression**

La formule suivante est donnée par le **BAEL (art2.1.11. B.A.E.L 91-REV99).**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \qquad \text{pour} \qquad f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \qquad \text{pour} \qquad f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

- **La résistance caractéristique à la traction**

Concernant la résistance à la traction, on dispose de la formule suivante donnée par le **BAEL (art2.1.12.B.A.E.L 91-REV99) :**

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$$

Tableau IV.1.Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
fc_{28} (MPa)	35	27
ft_{28} (MPa)	2.70	2.22
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage (Kg/m^3)	450	350
La densité du béton armé (KN/m^3)	25	25

IV.3.2. Armature

Le béton précontraint utilise deux type d'aciers, des armatures dites passive, qui constituent les armatures classiques du béton arme (barres HA), et des armatures dites actives qui sont les câbles de précontrainte

IV.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

La limite d'élasticité : ***f*e = 500 MPa**

Modules de la déformation élastique longitudinale : **Es = 200 GPa**

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

IV.3.2.2. Armatures actives

Les aciers de précontraints adoptés pour l'ouvrage sont des torons de **15T15 Super TBR** (très basse relaxation) classe **1860** de diamètre **φ=15.7mm**. Ces torons de précontrainte sont conformes aux Normes Européennes (EN 10138/679) est présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime : ***f*prg = 1 860 MPa ; Fprg = 265 KN**
- Limite élastique : ***f*peg = 1 674 MPa ; Fpeg = 236 kN**
- Module d'élasticité : **Ep = 190 000 MPa**
- Section droite d'un toron : **Ap 1toron = 150 mm**
- Section d'un câble : **Ap = 2250 mm²**
- Diamètre du gain : **Φ = 95 mm**
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- Coefficient de recul d'encrage : **g = 2 mm**

***f*peg** : limite élastique conventionnelle à 0,9.
***f*prg :** contrainte de rupture garantie.

IV.3.3. Contraintes admissibles

La contrainte admissible est la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage.

IV.3.3.1. Béton

❖ **Contraintes admissibles à la compression (E.L.U) :**

$$f_{bu} = 0{,}85\ f_{cj} / \theta.\ \gamma b$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action 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.

❖ **Contrainte admissibles à la compression (E.L.S) :**

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

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

Etat	Contrainte limite		superstructure	infrastructure	
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.30	**Remarque :** La valeur de γ_b change selon la situation : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & situation durable \\ 1.5 & situation transitoire \\ 1.15 & situation accidentelle \end{cases}$
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96	
ELS	$f_{bc}\ /\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		21.00	16.20	

❖ **Déformation longitudinale du béton**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$; Module de déformation instantanée du béton < 24h ;

$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$; Module de déformation sous chargement de langue durée

❖ **Déformation transversale du béton**

Selon la loi de Hooke : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec **ν** le coefficient de poisson qui représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

- ν = 0,20 pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- ν = 0,00 pour un béton fissuré. (E.L.U).

N.b : En prend **E** long durée

Tableau. IV.3. Déformation du béton

		superstructure	infrastructure
E (MPa)	**Instantanée**	35 981.73	33 000
	Longue durée	12 102.95	11 100
G (MPa)	**ELU**	6 051.48	5 550
	ELS	5 042.89	27 750

IV.3.3.2. Armatures

❖ **Contrainte limite de traction des aciers**

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

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}$	S-Durable ou transitoire $\gamma s = 1{,}15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma s = 1$	500	500.00
Préjudiciable	$\sigma s = \max\{\frac{1}{2} \times fe; 110\sqrt{n \times ftj}\}$ **n** = 1.6		250	250
Très préjudiciable	$\sigma s = \max\{0.4 \times fe; 88\sqrt{n \times ftj}\}$ **n** = 1.6		200	200

❖ **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.

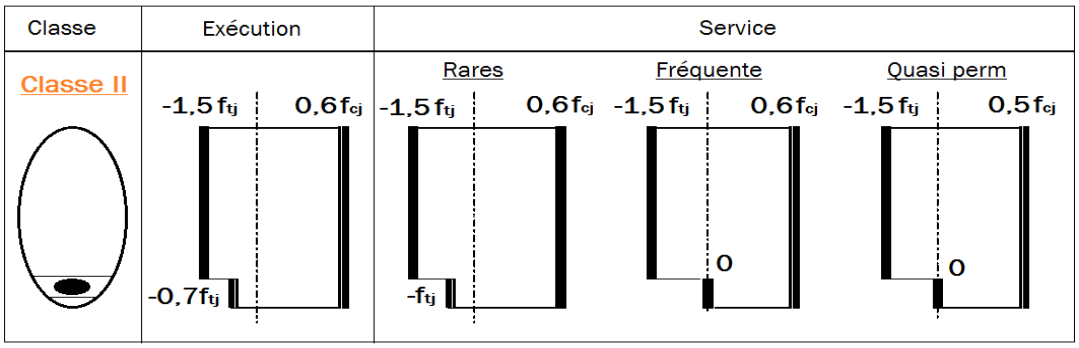


Figure.IV.1. Limitation des contraintes des sections en B.P

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

ENSTP 2019-2020

V.1. INTRODUCTION

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante pour dimensionner un ouvrage capable de résister tout le long de sa durée de service.

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter.

Les charges appliquées sur les ponts sont devisées en deux types :

- Les actions hors trafic ;
- Les actions dues au trafic.

Les actions hors trafic sont composées d'actions permanentes et actions variables.

Les actions dues au trafic sur les ponts routiers, les passerelles consistent en actions variables et en actions accidentelles, représentées par différents modèles.

V.2. EVATUATION DES ACTIONS

V.2.1. Evaluation des actions hors trafic

V.2.1.1. Actions permanentes

❖ Poids des voussoirs Pv

Elles représentent les éléments porteurs, c'est le poids propres des caissons, pour le cas de notre ouvrage ; la hauteur des caissons est variable. Donc le poids est calculé par la formule suivante :

$$P(x) = \gamma_b \, .V(x)_{Moy}.$$

Tell que: $\gamma_b = 25$ KN/m ; $V(x)_{Moy} = L_V . S_{V\,Moy}$

$\mathbf{S_{V\,Moy}}$: la section moyenne d'un chaque voussoir. ;

$\mathbf{L_V}$: la longueur des voussoirs.

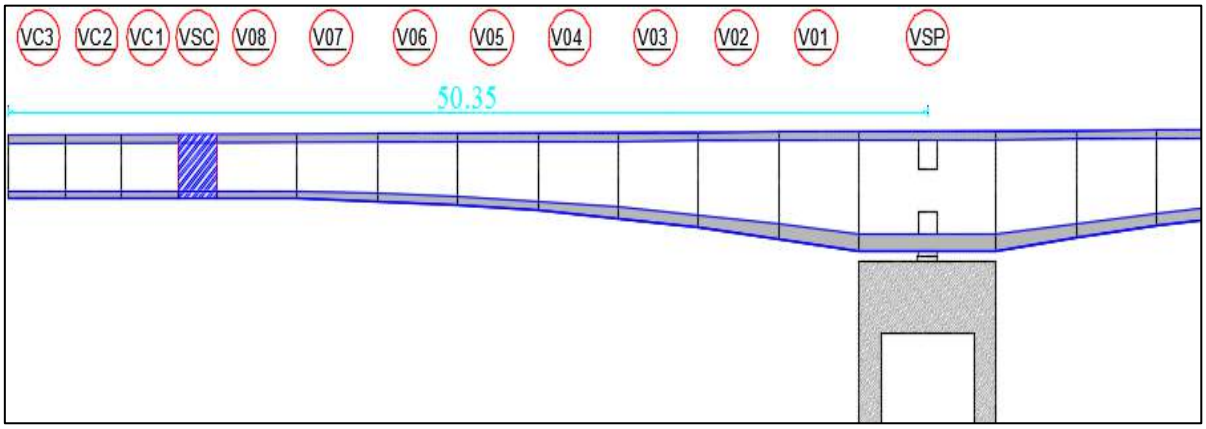


Figure.V.1. Numération des voussoirs

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau.V.1. Estimation du poids total des voussoirs

Poids Voussoirs d'un demi Fléau			
N° Voussoirs	L_V (m)	S_V Moy (m^2)	Poids (kN)
VSP	3.75	15.06	1 411.97
V01	4.40	14.56	1 601.28
V02	4.40	13.65	1 501.16
V03	4.40	12.87	1 415.34
V04	4.40	12.22	1 343.82
V05	4.40	11.70	1 286.61
V06	4.40	11.31	1 243.70
V07	4.40	11.05	1 215.09
V08	4.40	10.92	1 200.79
VSC	1.05	10.90	286.13

Poids Voussoirs sur culée			
N° Voussoirs	L_V (m)	S_V Moy (m^2)	Poids (kN)
VC01	3.10	10.90	844.75
VC02	3.10	10.90	844.75
VC03	3.10	10.90	844.75

Poids Voussoirs d'un Fléau
25 011.77 KN

Poids Total de l'ouvrage GPv
80 676.07 KN

❖ **Les compléments de charges permanentes CCP**

Elles représentent les éléments non porteurs, Une couche de revêtement en béton bitumineux(BB) **d = 8cm** d'épaisseur.

Tableau.V.2. Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges

Eléments	Densité (KN/m3)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Glissière de Sécurité	/	2 X 0,6	312.84
Trottoir	25	2 X 2.5	1 303.50
Corniches	25	4.00	1 042.80
Revêtement en BB	24	26.88	7 007.62
Poids CCP	/	37.08	9 666.76

Poids Total de l'ouvrage GPv
80 676.07 KN

Poids Total $G_{Total} = Gv + G_{Ccp}$
90 342.83 KN

V.2.1.2. Action 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** $\Delta T\ (\Delta\theta) = \pm 7°C$.

D'après le cahier des clauses techniques particulières (**CCTP**), On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C

V.2.2. Evaluation des actions dues au trafic

V.2.2.1. Système de charge à considérer

Les charges définies dans ce paragraphe sont valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées, et le **CCTP** fixe les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont :

- ✓ Système de charge routière type A **(l)** ;
- ✓ Système de charge routière type B **(Bc, Bt, Br)** ;
- ✓ Système de charge militaire Mc **120** ;
- ✓ Convoi exceptionnel D**240**.

V.2.2.2. Caractéristiques du pont

❖ **Largeur roulable Lr**

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

Pour notre pont : $\mathbf{L_R = 14.00\ m.}$

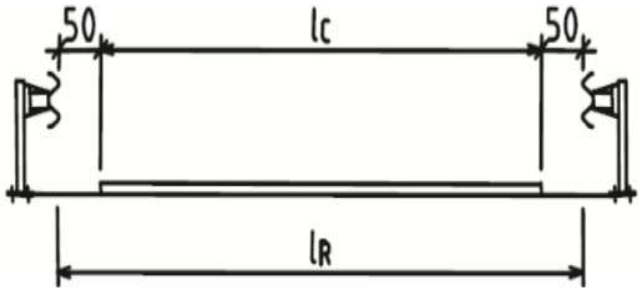


Figure.V.2. La 1argeurs roulable et chargeable

❖ **Largeur chargeable Lc**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

D'après la **Figure V.2**, la largeur chargeable de l'ouvrage est : **Lc = 13.00 m.**

❖ **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.

$$Nv = Lc/3 \longrightarrow \mathbf{Nv = 4\ voies}$$

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.

$$V = Lc/4 \longrightarrow \mathbf{V = 3.25\ m}$$

❖ **Classe de pont**

Selon l'importance de l'itinéraire el leur largeur roulable, les ponts routes sont rangés en trois classes :

Tableau.V.3. Les classes des ponts routes

Classe de pont	La Largeur roulable
1ère Classe	$\mathbf{L_r \geq 7}$
2ème Classe	$5{,}50 < \mathbf{L_r} < 7$
3ème Classe	$\mathbf{L_r} \leq 5{,}50$

Notre ouvrage présente une largeur roulable de 14.00 m, donc il s'agit d'un pont de 1ère classe.

- **Les cas de chargement**

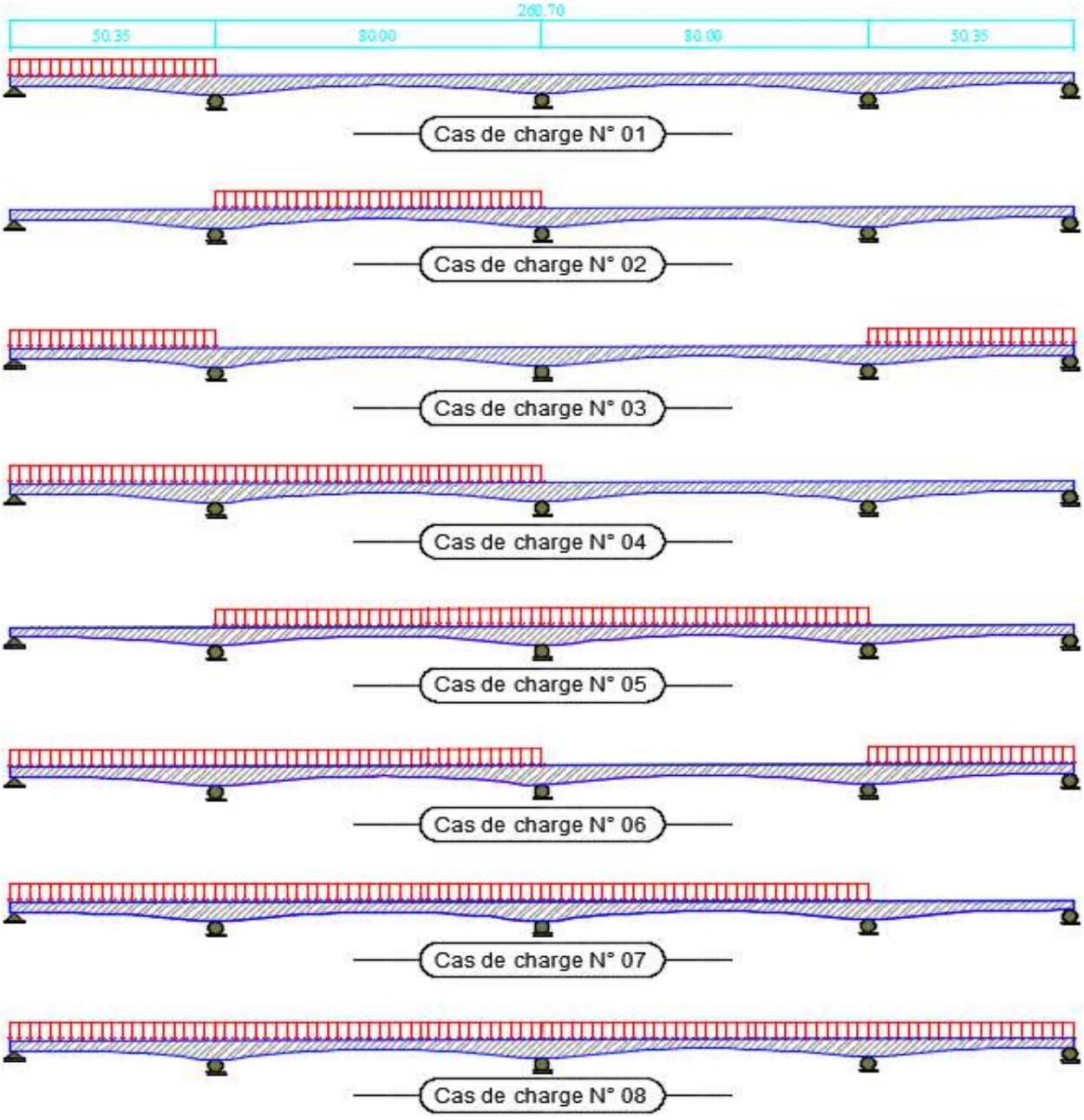


Figure.V.3. Les 08 cas de charge possible

V.2.2.3. Système de charge A(L)

Le système **A** se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, exprimée par la formule suivant:

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \qquad ; A_1 = \max \begin{cases} a_1 . A(L) \\ 4 - 0.002L \end{cases} \qquad (KN/m^2)$$

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est multipliée par les coefficients a_1 et a_2 du tableau suivant

Tableau.V.4. Coefficient a_1 selon RCPR

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**≥ 5**
1	1.0	1.0	0.9	0.75	0.75
2	1.0	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, $v_0 = 3.50$, donc $a_2 = 1.08$

La charge $A_2 = a_2 \times A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau.V.5. Valeurs de A(L) pour les 08 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	4 voies
Cas 01	50.35	8.07	28.26	56.52	76.30	84.78
Cas 02	80	6.21	21.75	43.49	58.71	65.24
Cas 03	100.7	5.49	19.23	38.46	51.92	57.69
Cas 04	130.35	4.83	16.90	33.80	45.63	50.70
Cas 05	160	4.39	15.38	30.75	41.51	46.13
Cas 06	180.7	4.17	14.59	29.18	39.39	43.77
Cas 07	210.35	3.92	13.72	27.43	37.04	41.15
Cas 08	260.7	3.62	12.67	25.34	34.21	38.01

V.2.2.4. Système de charge B

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

- ✓ Le système $\mathbf{B_c}$ qui se compose de camions types (300 kN) ;
- ✓ Le système $\mathbf{B_t}$ se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » ;
- ✓ Le système $\mathbf{B_r}$ se compose d'une roue isolée (10 kN).

❖ **Système de charges Bc / Article 4.5.1 RCPR**

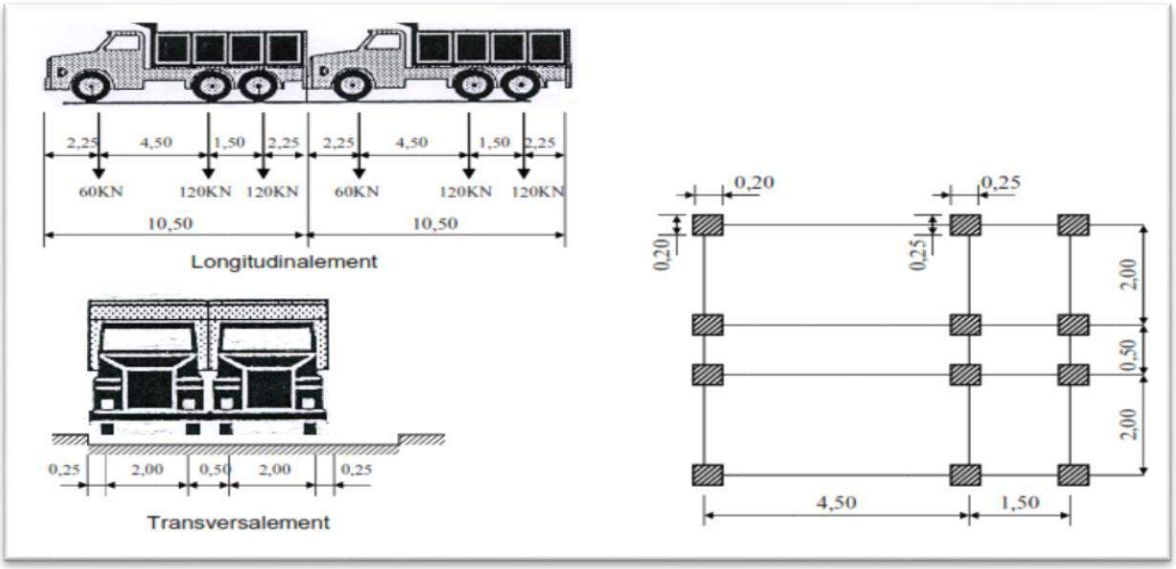


Figure. V.4. Système de chargement B_C

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné par le **Tableau.V.6.**

Tableau.V.6. Les valeurs de bc.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**≥ 5**
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1.0	1.0	-	-	-
3	1.0	0.8	-	-	-

❖ **Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR**

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

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

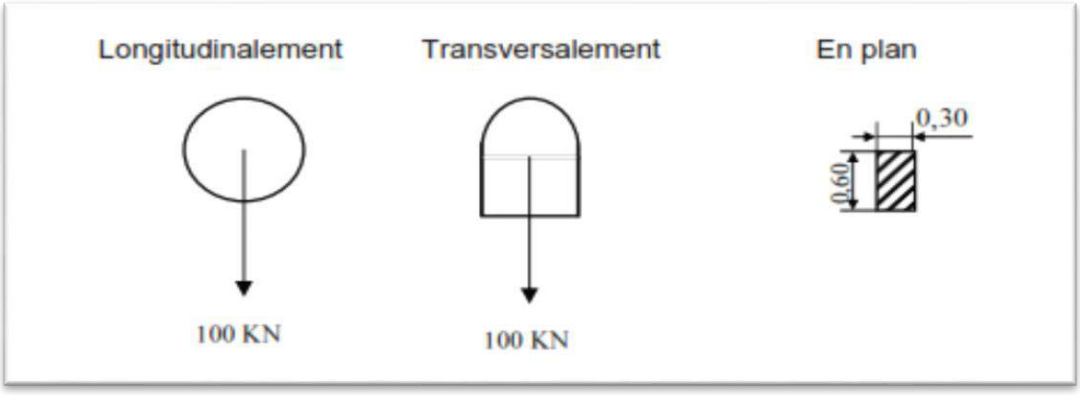


Figure.V.5. Système de chargement Br

❖ **Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR**

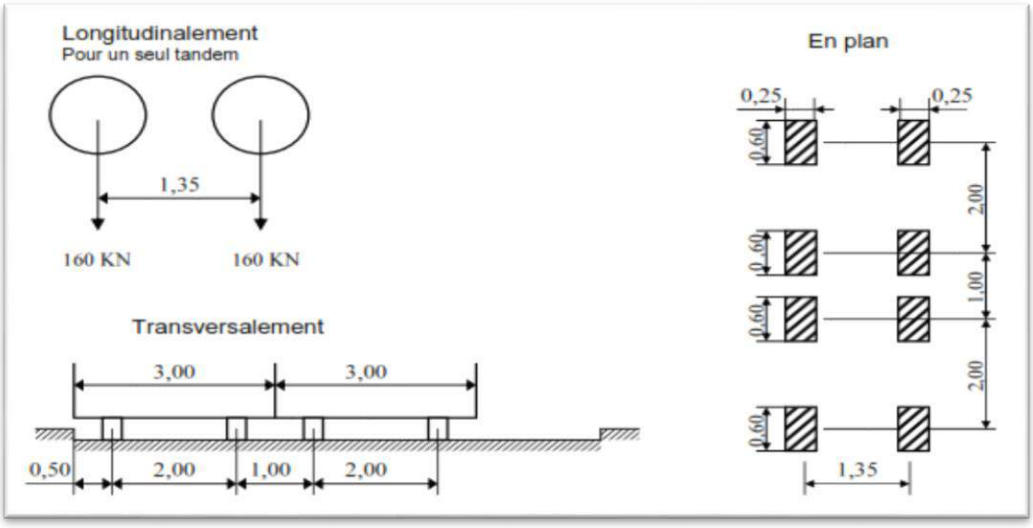


Figure.V.6. Système de chargement Bt

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient **bt =1,20.**

V.2.2.5. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique donnée par la formule suivante :

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

Avec

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres ;
G : sa charge permanente ;
S : sa charge B maximale.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous, (détail de calcul voir **Annexe B**).

Tableau.V.7. Les valeurs de δ

Système de charge B	δ
Bc	1.05
B_t	1.04
B_r	1.04

V.2.2.6. Effort de freinage

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage de système A est donnes par : $\mathbf{F = \frac{A.S}{20+0.0035\times S}}$ **(KN)**

Avec :

S : la surface chargée en (m²) donc $\mathbf{F_{max\text{-}4\ voies} = 311.02\ KN}$

❖ **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.

V.2.2.7. Charge militaire Mc120

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 **1.05.**

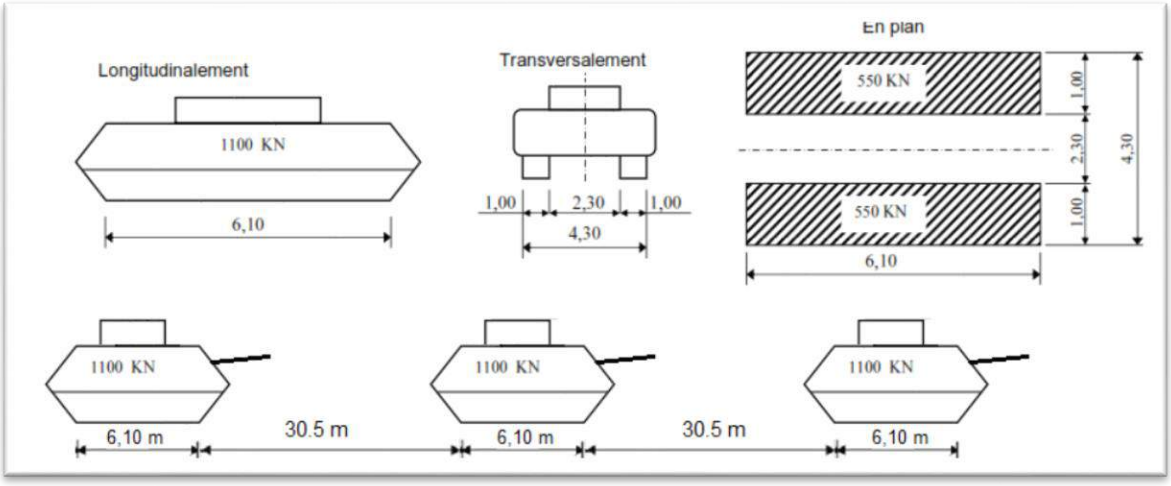


Figure.V.7. Convoi de charge Mc 120

V.2.2.8. Convois 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,

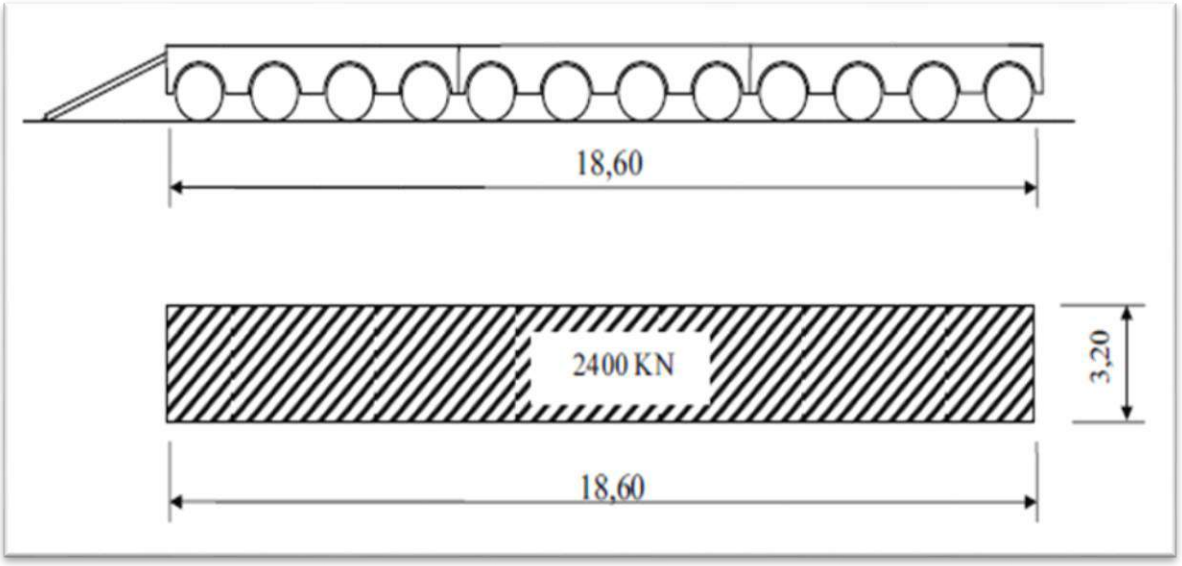


Figure.V.8. Convoi exceptionnel D240

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

V.3. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

ETUDE LONGITUDINALE

ENSTP 2019-2020

VI.1. INTRODUCTION

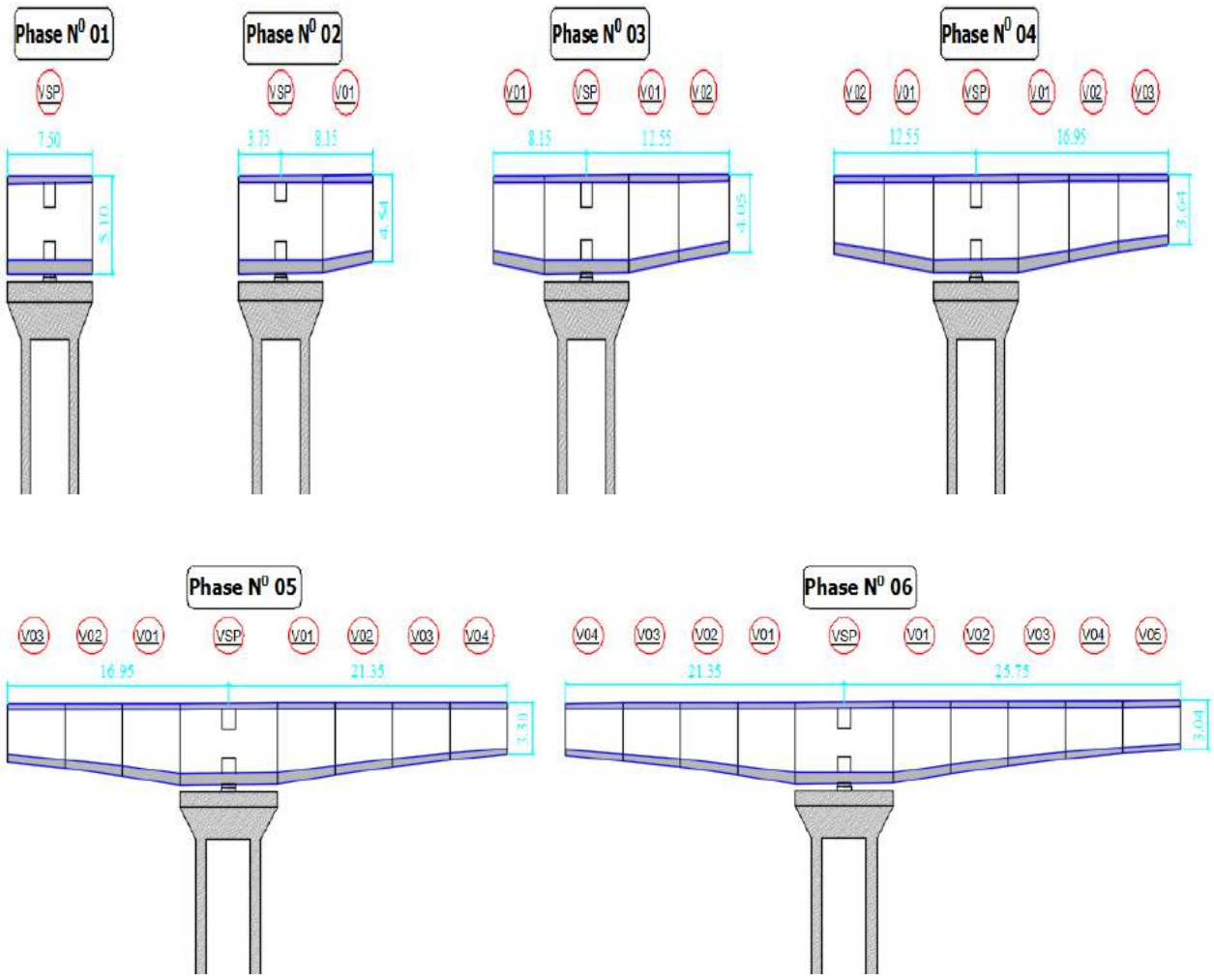
La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide des câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

VI.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

Pendant la construction des ponts par encorbellements 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 en travée de rive près des culés.

On va étudier cette stabilité, en passant par les combinaisons en situation temporaire de construction ainsi qu'en situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile.

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



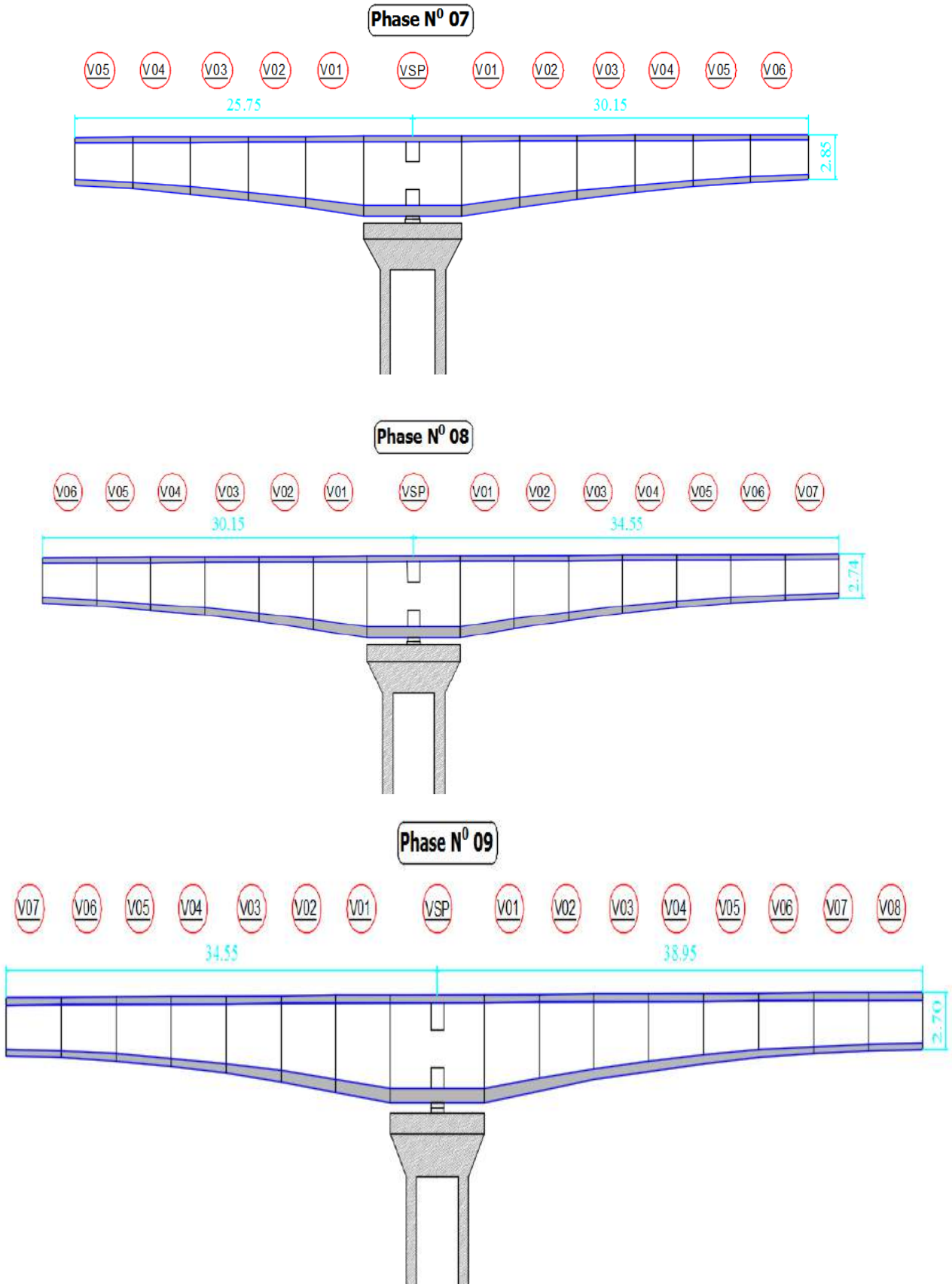


Figure.VI.1. Cheminement de la réalisation d'un fléau

VI.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre pour cette phase particulière de construction du fléau sont celle d'une situation d'exécution et définies par les documents **SETRA.**

VI.2.2.1. Poids propre du fléau

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2 % (G max) alors que le poids de leur symétrique est minoré de 2 % (G min).

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

TableauVI.1. Evaluation du poids propre de chaque phase

Poids des voussoirs			
N° Voussoirs	L V (m)	S V Moy (m2)	Poids (kN)
VSP	3.75	15.06	1 411.97
V1	4.40	14.56	1 601.28
V2	4.40	13.65	1 501.16
V3	4.40	12.87	1 415.34
V4	4.40	12.22	1 343.82
V5	4.40	11.70	1 286.61
V6	4.40	11.31	1 243.70
V7	4.40	11.05	1 215.09
V8	4.40	10.92	1 200.79

Poids d'un demi Fléau		
Phase	N° des Vs	Poids (kN)
Phase 2	1	3 013.25
Phase 3	2	4514.41
Phase 4	3	5929.75
Phase 5	4	7 273.57
Phase 6	5	8 560.18
Phase 7	6	9 803.88
Phase 8	7	11 018.97
Phase 9	8	12 219.76

VI.2.2.2. Charges de chantier connues

Sont celles dont nous pouvons définir le poids et la position dans chaque phase de construction par exemple une poutre de balancement ou l'équipage mobile. Dans les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile Q PRC1 qui égale la moitié du poids du voussoir le plus lourd (VSP).

Dans les calculs cette charge doit être majorée de 6 % du côté du demis-fléau le plus lourd et minoré de 4% du côté opposé (Q PRC1 max et Q PRC1 min) selon le même principe que pour le poids propre des fléaux ce qui donne :

Q PRC1 max = 1 496.69 KN **Q PRC1 min = 1 355.49 KN**

VI.2.2.3. Charges de chantier aléatoires

Les charges de chantier aléatoires correspondant aux matériaux stockés sur le tablier (par exemple rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et actions climatiques diverses et négligées. Pour couvrir les charges de chantier inconnues, on utilise :

- Une charge répartie Q PRA1 de 200 N/m^2 sur un demis fléau dans le cas courants (portée < 120 m)

Q_{PRA1}= 3 KN/ml.

- Une charge concentrée Q PRA2 de (50+5×b) KN appliqué en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé.

Q_{PRA2} = 125 KN.

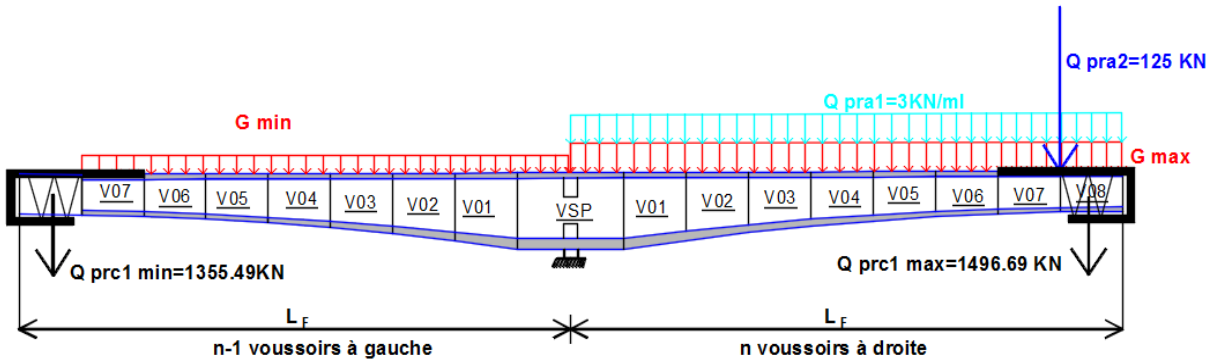


Figure VI.2. Situation temporaire de construction à considérer

IV.2.2.4. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose (Fa) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage Q PRC1 max.

F A = Q PRC1 max = - 1 496.69 KN

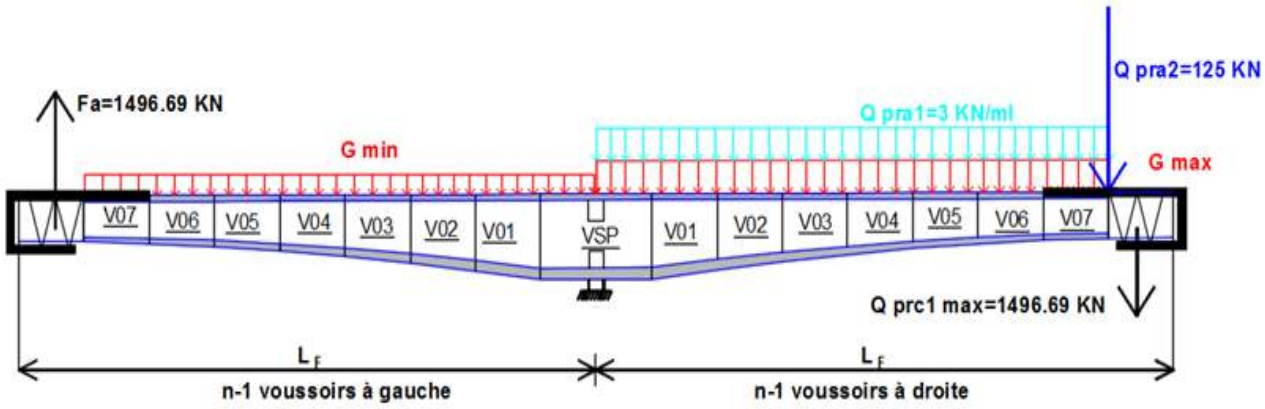


Figure VI.3. Situation accidentelle à considérer

IV.2.3. Combinaisons d'action

La justification de cette stabilité doit être effectuée vis-à-vis :

- L'état limite ultime d'équilibre statique : ou l'on vise à assurer la stabilité des fléaux sur leur pile.

- L'état limite ultime de résistance : pour les différents organes mis en place spécifiquement pour assurer la stabilité ainsi que pour les éléments sollicités au cours de construction, en particulier les piles et têtes de pile et leurs fondations.

Pour chaque état limite on distingue la situation temporaire de construction qui relève d'une justification sous combinaison fondamentale (combinaison A), et la situation accidentelle qui relève d'une justification sous combinaison accidentelle (combinaison B). Les combinaisons à considérer dans cette phase sont résumées dans le **Tableau VI.2**.

Table.VI.2. Récapitulation des combinaisons d'action

Type de combinaison		G max	G min	$Q_{PRC1\ MAX}$	$Q_{PRC1\ MIN}$	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}	F_A
Type A	**A1**	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	**B1**	1.1	1.1	1	0	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	0	1	1	1

VI.2.4. Evaluation des efforts

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

Les résultats sont résumés dans les **Tableaux VI.3** et **VI.4** (voir **Annexe B**).

- **Situation temporaire**

Table VI.3. Evaluation des efforts en situation temporaire.

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2	
	M (KN/m)	T (KN)	M (KN/m)	T (KN)
1	6458.40	3444.48	5926.55	3160.83
2	25484.50	5418.97	23003.44	4807.72
3	51864.84	7106.28	46239.60	6191.24
4	84143.81	8690.17	74315.12	7490.15
5	122207.64	10212.21	107136.90	8738.46
6	164755.43	11640.29	143640.57	9909.88
7	212267.27	13021.15	184218.87	11042.67
8	266013.40	14406.92	229911.20	12179.48
9	324037.26	15743.17	279116.77	13275.78

- **Situation accidentelle**

TableVI.4. Evaluation des efforts en situation accidentelle.

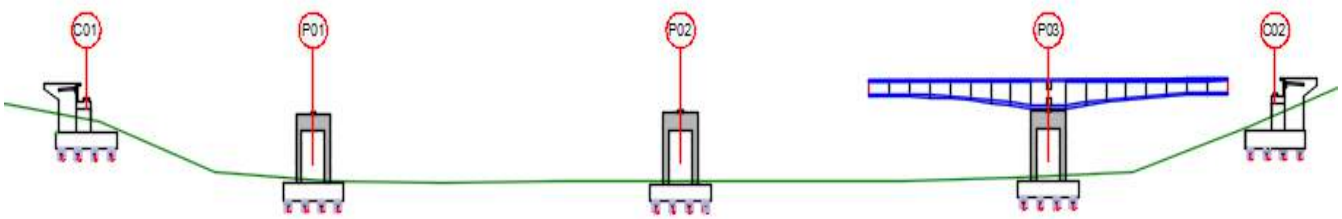
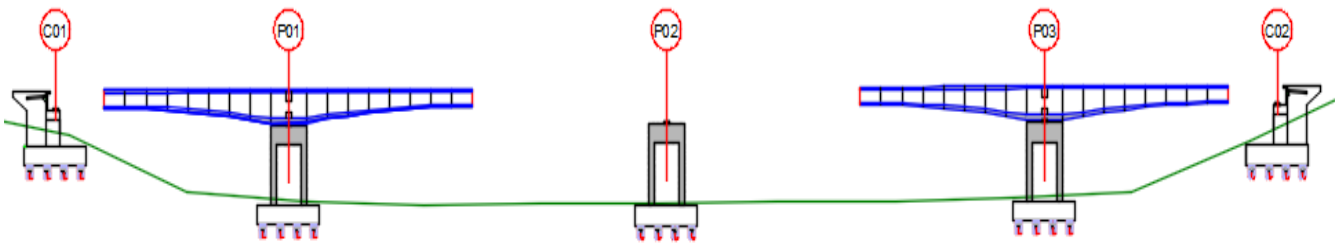
Phase	Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN/m)	T (KN)	M (KN/m)	T (KN)
1	5751.76	3067.61	5219.91	2783.95
2	12317.60	3192.57	11785.74	2908.91
3	30250.12	5007.56	27769.05	4396.30
4	54812.97	6691.57	49187.73	5776.53
5	85259.95	8272.16	75431.26	7072.14
6	121477.26	9790.90	106406.52	8317.15
7	162164.03	11215.68	141049.17	9485.27
8	206987.35	12164.65	179086.32	10264.09
9	260141.76	13988.92	224039.56	11761.48

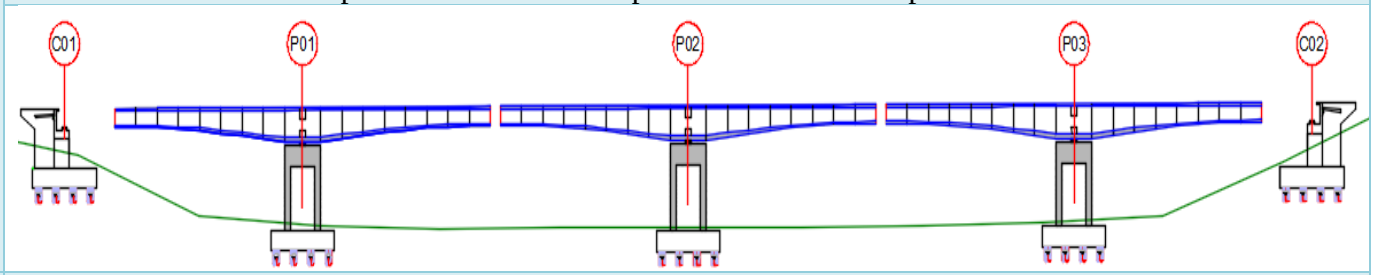
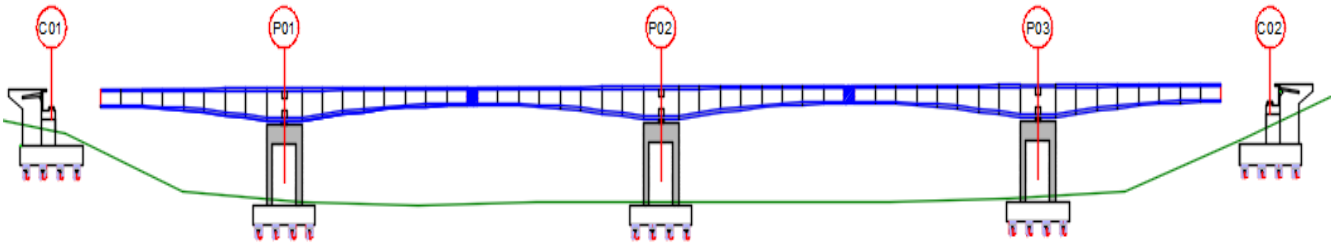
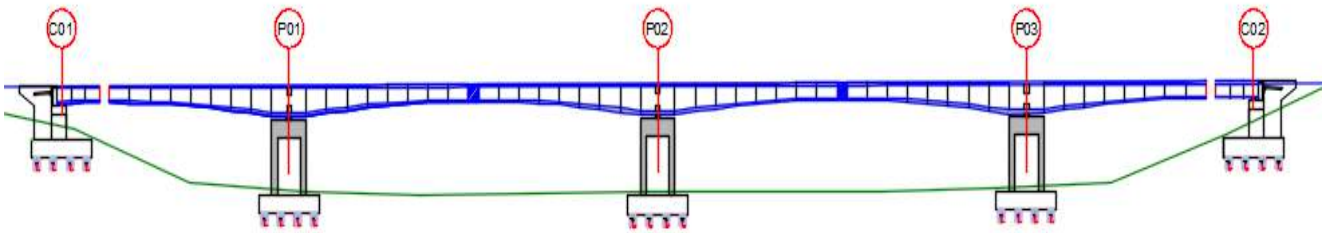
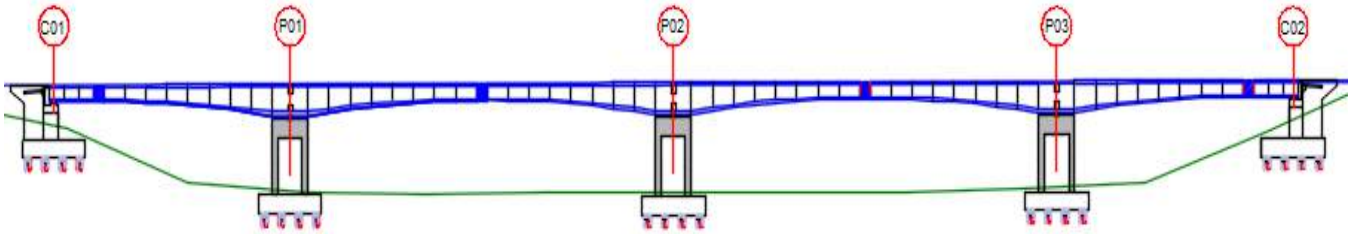
VI.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis. Le chargement appliqué est le même que celui défini dans le **chapitre V**.

VI.3.1. Phases de réalisation du tablier

Tableau. VI.5. Phases de réalisation du tablier

PHASAGE DE CONSTRUCTION	
PHASE 01	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de **P03**
	
PHASE 02	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de **P01**
	

PHASE 03	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de **P02** 
PHASE 04	Clavage des travées intermédiaire (P01-P02) et (P02-P03) 
PHASE 05	Disposition des voussoirs sur **C01** et **C02** par cintrage à partir de sol. 
PHASE 06	Clavage des travées de rive **(C1-P1)** et **(C02-P03)** 

IV.3.2. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure, quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire, d'une manière plus au moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Les sections son définit par le logiciel de dessin, puis exporter vers le logiciel de calcul, les matériaux utilisés sont déjà définis dans le **Chapitre IV**.
- Les appuis sont considérés comme appuis simples, sauf un au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double.

- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le **Chapitre V**.

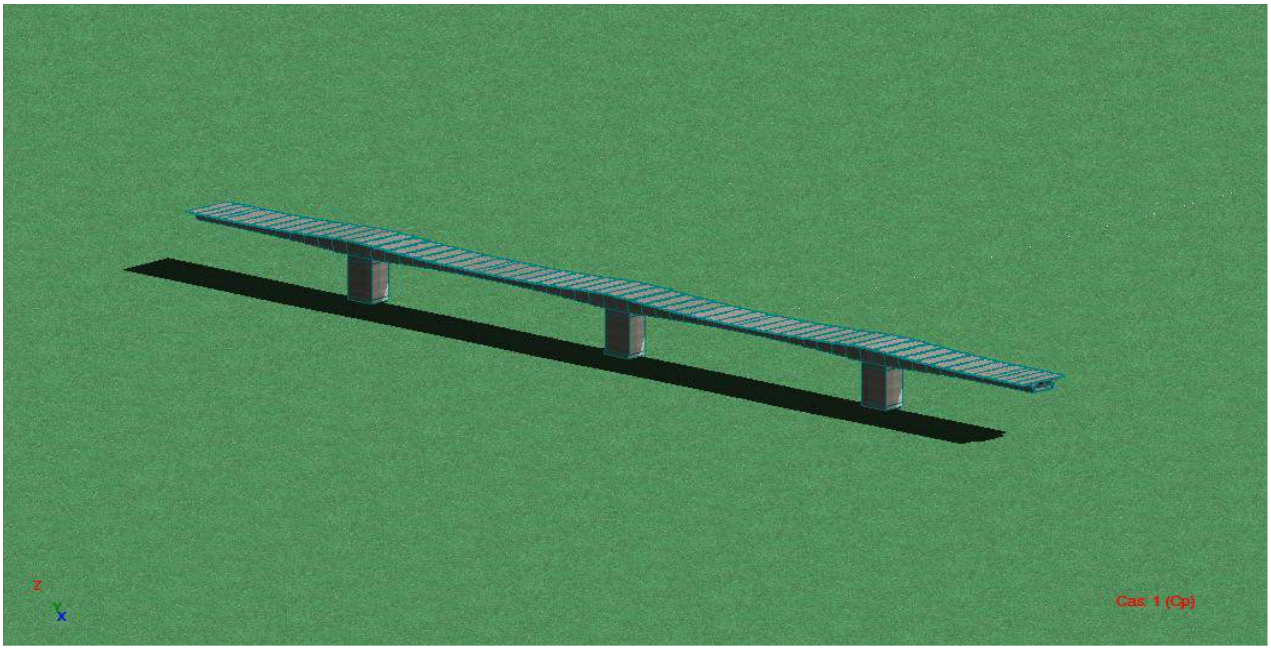


Figure.VI.4. Modèle de calcul

V.3.3. Combinaisons d'action

Selon le R.C.P.R, nous prendrons en considération les combinaisons de charges suivantes :

Tableau.VI.6. Combinaisons de charges en phase de service

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	**1.35**	**1.6**	0	0	0	0
	COMB 2	**1.35**	0	**1.6**	0	0	0
	COMB 3	**1.35**	0	0	**1.6**	0	0
	COMB 4	**1.35**	0	0	0	**1.35**	0
	COMB 5	**1.35**	0	0	0	0	**1.35**
ELS	COMB 1	**1**	**1.2**	0	0	0	0
	COMB 2	**1**	0	**1.2**	0	0	0
	COMB 3	**1**	0	0	**1.2**	0	0
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0
	COMB 5	**1**	0	0	0	0	**1**

IV.3.4. Résultats

Les efforts les plus défavorables, ainsi que leurs combinaisons sont représentés dans les figures suivantes :

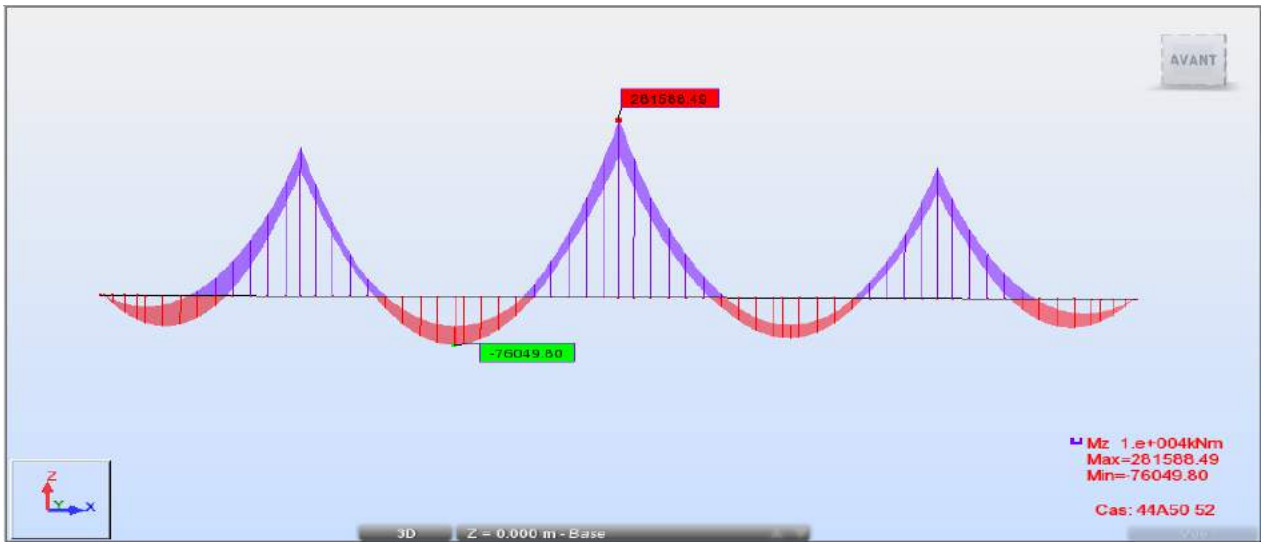


Figure.VI.5. M max à l'ELS (G+1.2A(L)).

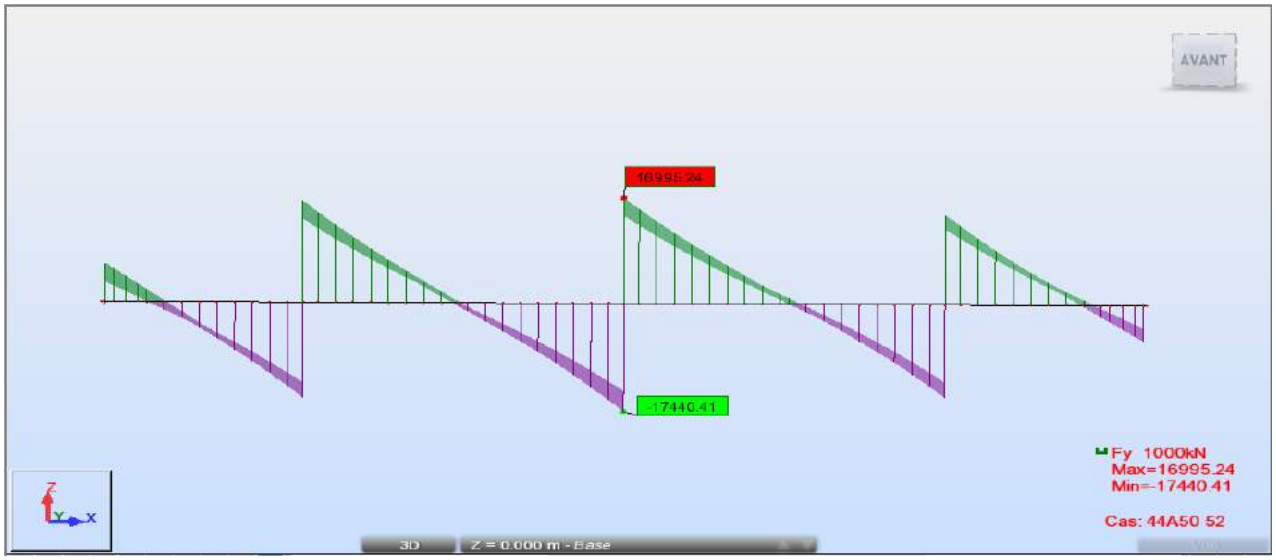


Figure.VI.6. T max à l'ELS (G+1.2A(L)).

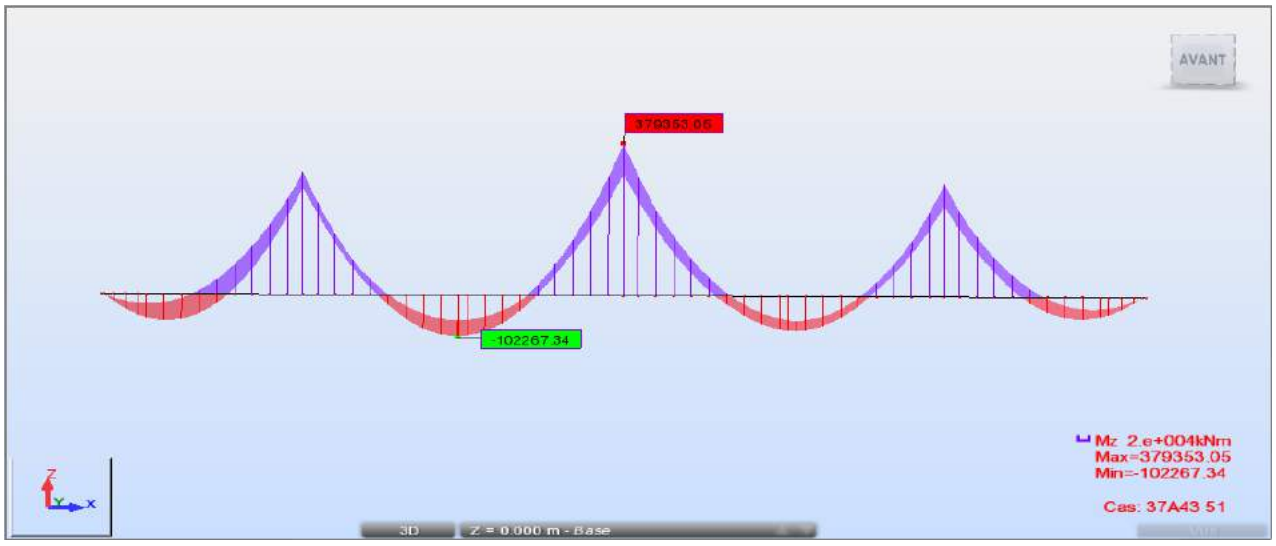


Figure.VI.7. M max à l'ELU (1.35G+1.6A(L)).

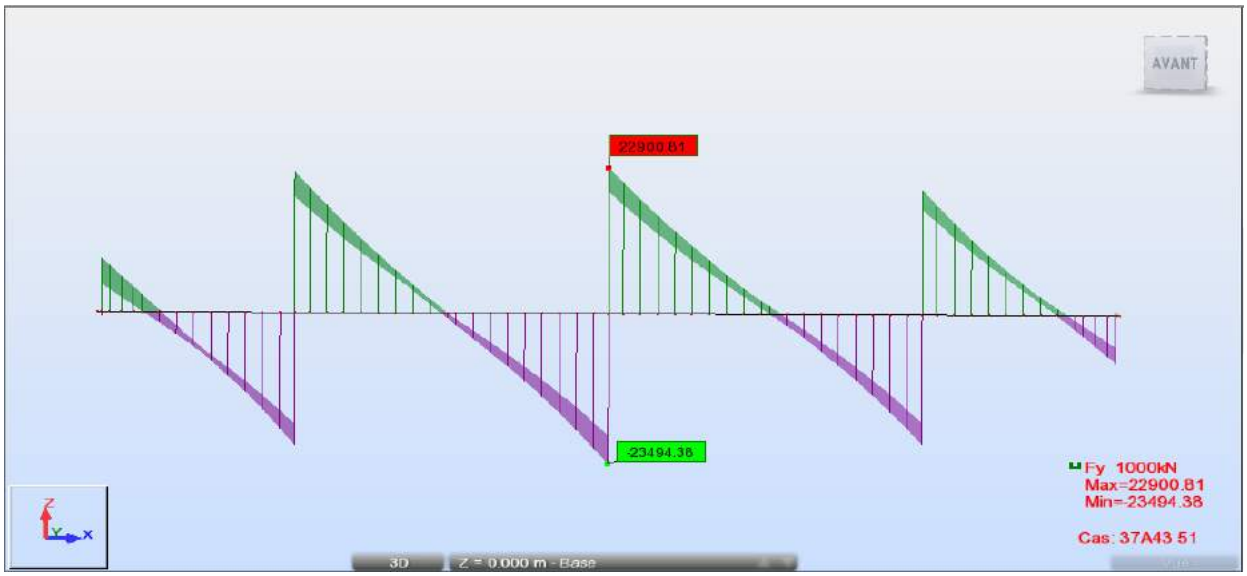


Figure.VI.8. T Max à l'ELU (1.35G+1.6A(L)).

VI.4. CONCLUSION

L'étude du tablier d'un pont construit par encorbellement successifs est basée sur deux principales phases, l'une est avant l'achèvement des fléaux, le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment maximum est celui à l'encastrement sur les piles.

Dans la seconde phase, après clavage le schéma statique est devenu hyperstatique et tous les charges de service serrant appliqué.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

ENSTP 2019-2020

VII.1. INTRODUCTION

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câble de précontrainte : les câbles du fléau, mis en œuvre pendant la construction des fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive.

L'objet de ce chapitre est l'étude détaillée de la précontrainte, en se basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

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, et ça afin de jouer un double rôle :

- ✓ Assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier ;
- ✓ Assurer la stabilité des fléaux. La première condition fixe la force de la précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

VII.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

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

$$\mathbf{n \geq \frac{p}{0.75 \times p_0}}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15s** peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte. La tension d'origine :

$$\mathbf{\sigma p_0 = min\ (0{,}8\ f_{prg}\ ;\ 0{,}9\ f_{peg})} \longrightarrow \sigma p_0 = 1488\ \text{MPa}.$$

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

$$\mathbf{P_0 = \sigma p_0 \times S_{câble15T15\ S}\ ,\ S = 2250\ mm^2} \longrightarrow \mathbf{P_0 = 3\ 348\ KN}$$

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte P :**

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

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

Avec :

P : La force de précontrainte ;
ν : 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.

Application Numérique :

M = 324 037.26 KN.m (Combinaison de charge A1- Axe VSP; Voir **chapitre VI**)
d = 0.15 m
I = 59.20 m4 **P = 84 573.70 KN**
S = 15.06 m D'où : **n ≥ 33.68**
ν = 2.17 m

On prend **n = 34 câbles de 15T15s**

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

NB : les caractéristiques géométriques utilisées sont celles du voussoir sur pile, et les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent.

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

Phase	x (m)	M (kN.m)	S (m^2)	I (m^4)	υ (m)	E (m)	P (MN)	n	N retenus
Phase 01	3.75	6458.40	15.75	59.20	2.17	2.02	1.69	0.67	**2**
Phase 02	8.15	25484.50	15.75	59.20	2.17	2.02	6.65	2.65	**6**
Phase 03	12.55	51864.84	15.75	59.20	2.17	2.02	13.54	5.39	**10**
Phase 04	16.95	84143.81	15.75	59.20	2.17	2.02	21.96	8.75	**14**
Phase 05	21.35	122207.64	15.75	59.20	2.17	2.02	31.90	12.70	**18**
Phase 06	25.75	164755.43	15.75	59.20	2.17	2.02	43.00	17.13	**22**
Phase 07	30.15	212267.27	15.75	59.20	2.17	2.02	55.40	22.06	**26**
Phase 08	34.55	266013.40	15.75	59.20	2.17	2.02	69.43	27.65	**30**
Phase 09	38.95	324037.26	15.75	59.20	2.17	2.02	84.57	33.68	**34**

VII.2.2. Position et enrobage des câbles

La décroissance des moments fléchissant, considérés à partir de la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins deux câbles dans chaque voussoir. Cela pour éviter le phénomène de torsion,

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : eh ≥ 2·Φg ⟶ eh ≥ 19.00 cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : ev ≥ 2·Φg ⟶ ev ≥ 19.00 cm.
- L'enrobage : C = max (3/4 a, Φ, d) C ≥ 15.00 cm.

Avec :

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

Φ : diamètre de la gaine = 9.50 cm ;

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VII.2.3. Tracé des câbles en plan

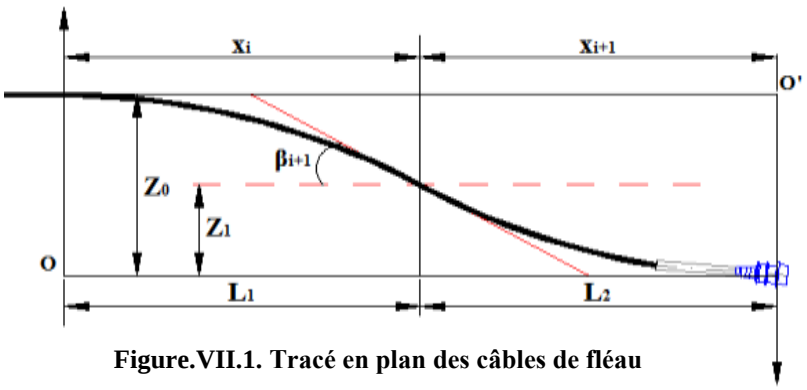


Figure.VII.1. Tracé en plan des câbles de fléau

Le tracé en plan suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de **'S'** sur toute la longueur. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

❖ **Allure en plan des câbles du fléau**

L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z_0 + (Z_0 - Z_1)(\frac{X}{l})}$

Les rayons de courbure : $\mathbf{R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}}$; $\mathbf{R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}}$

L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\mathbf{\beta_i(x) = Arctg\ \frac{2\times(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}}$

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\mathbf{\beta_{i+1}(x) = Arctg\ \frac{2\times(Z_{i+1})}{x_{i+1}}}$

Dans mon cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : Xi = Xi+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.

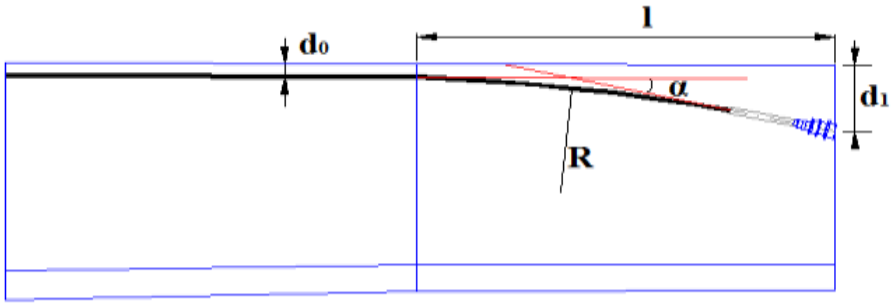


Figure.VII.2. Tracé en élévation des câbles du fléau

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

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

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

Avec :

$\mathbf{d_1}$: distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;

$\mathbf{d_0}$: distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;

L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;

$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles **15T15s, R_{min} = 3.00 m.**

VII.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles du voussoir **V03** :

Application Numérique :

L = 4,40 m

$X_i = X_{i+1} = 2{,}20$ m

$Z_i = 0{,}40$ m

$Z_{i+1} = 0{,}20$ m

R_{min} = 3,00 m

L_1 = 2,20 m

d_0 (C06) = 0,15 m

d_0 (C07) = 0,15 m

d_1 (C06) = 0,42 m

d_1 (C07) = 0,42 m

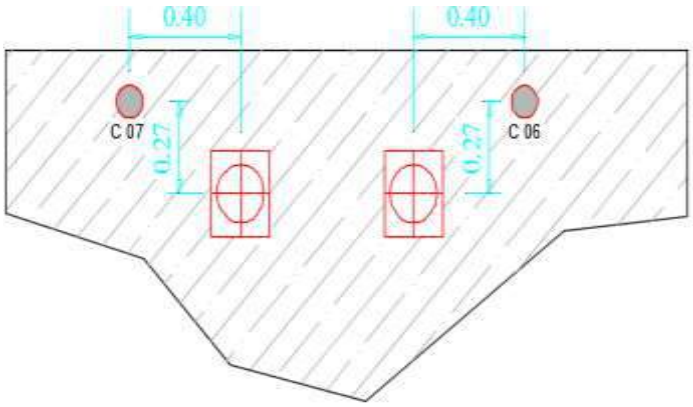


Figure. VII.3. Position des câbles C06 et C07

- **En plan (les câbles C06 et C07)**

$Z(x) = 0{,}40 + (0{,}20 - 0{,}40)\,(x/2.20)^2$

$\longrightarrow$ **$Z(x) = 0{,}40 - 0{,}0413\,x^2$**

$$R_i = \frac{(2.20)^2}{2\times(0.40-0.20)} = 12.10\ m \quad ; R_{i+1} = \frac{(2.20)^2}{2\times(0.40-0.20)} = 12.10\ m$$

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg}\ \frac{2\times(0.40-0.20)}{2.20} = 0.180\ \text{rad}$$

- **En élévation (les câbles C06 et C07)**

$$y = 0.15 + (0.42 - 0.15)\left(\frac{x}{4.40}\right)^2$$

$\longrightarrow$ **$y = 0.15 + 0.0139\,x^2$**

$$R_c(x) = \frac{(4.40)^2}{2\times(0.42-0.15)} = 35.852\ \text{m}$$

$$\alpha_n = \text{artg}\big(2\times(0.59-0.15)\big)\times\frac{1}{(4.40)^2} = 0.11\ \text{rad}$$

NB :

Les restes des résultats sont élaborés dans les tableaux VI.2 et VI.3

Les tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans les figures VI.4 et VI.5.

Table VII.2. L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Cables	L1,2 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Equation
C1-C2-C3	Réctiligne									
C4-C5	2.2	0.2	0.1	2.2	2.2	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2-0.0207X^2$
C6-C7	2.2	0.4	0.2	2.2	2.2	12.10	12.10	0.180	0.180	$0.4-0.0413X^2$
C8-C9	2.2	0.6	0.3	2.2	2.2	8.07	8.07	0.266	0.266	$0.6-0.0620X^2$
C10-C11-C12-C13-C14 C15-C16-C17	Réctiligne									

Table VII.3. L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	α(rad)	Equation
C1	Réctiligne					
C2-C3-C4-C5-C6-C7-C8-C9	4.4	0.15	0.42	35.852	0.11	$0.15+0.014X^2$
C10-C11-C12-C13-C14-C15-C16-C17	Réctiligne					

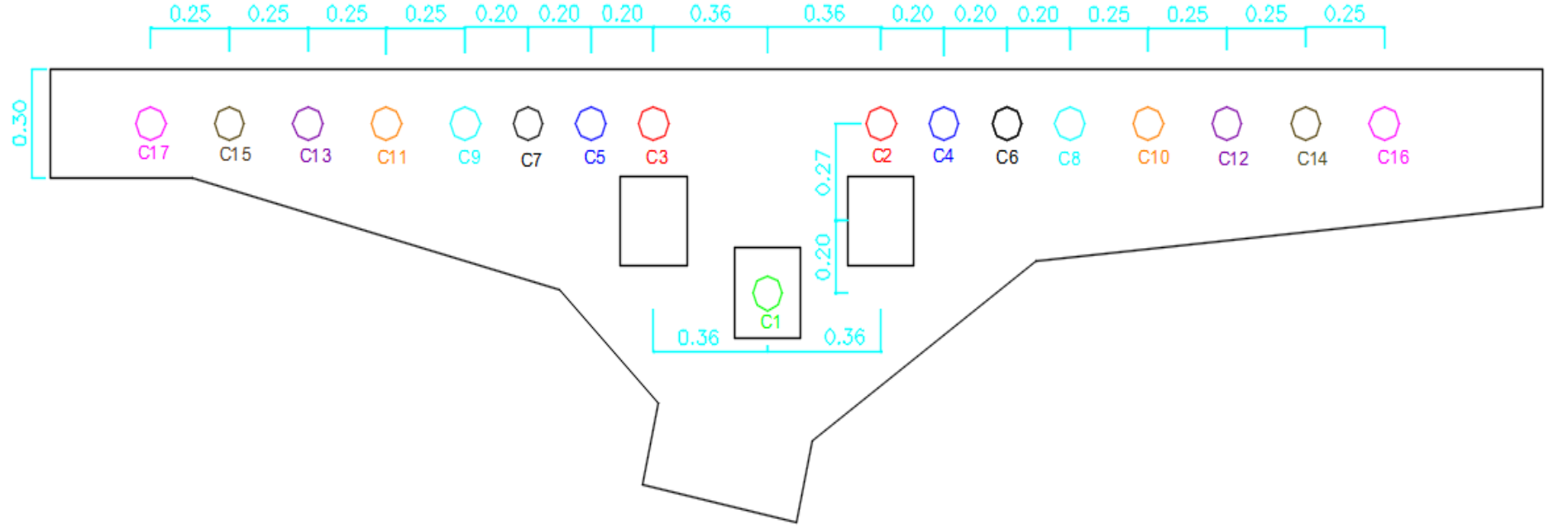


Figure VII.4. Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP.

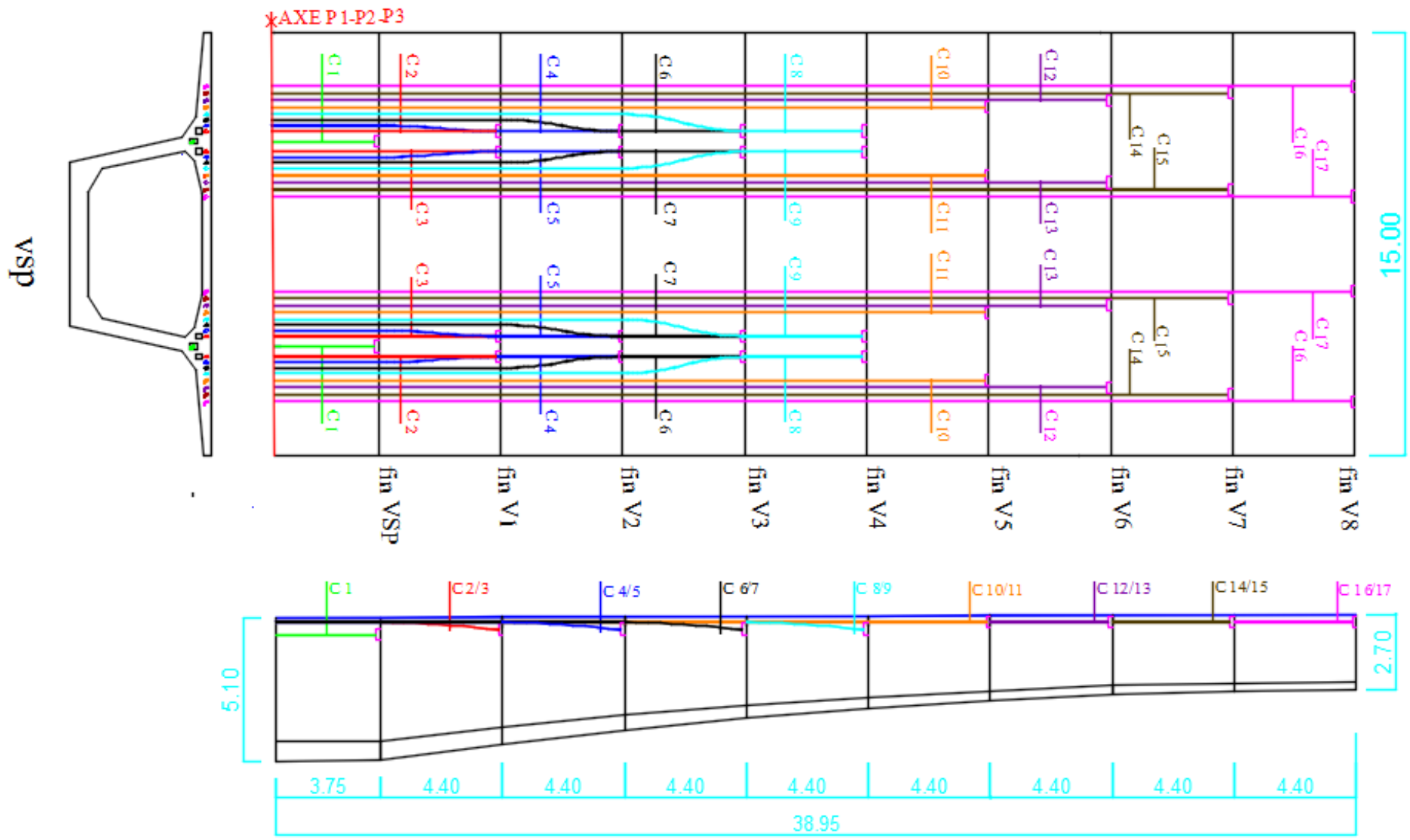


Figure VI.5. Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux P1/P2/P3

VII.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

La précontrainte de continuité ce sont des câbles mis en tentions après le clavage afin de s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

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 :

$$\mathbf{P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}} \quad \text{avec : } \mathbf{e = v' - d} \quad ; \quad \mathbf{n \geq \frac{p}{0.75 \times p_0}}$$

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

Application Numérique :

M = 76 049.80 KN.m (COMB1-ELS : G +1,20 A(l); Voir **chapitre VI**)
d = 0.15 m
I = 10.38 m4 **P =35 590.16 KN**
S = 10.90 m D'où : **n ≥ 13.77**
v' = 1.74 m ; e = 1.59 m
P_0 = 3 348 KN ; ΔP = 22.79 %

On prend **n = 14 câbles de 15T15s**

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 suivan

Tableau.VII.4. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

Voussoirs	x (m)	M kN.m	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Fin V04	71.70	18.17	12.01	18.38	2.05	1.90	6.86	2.65	**4**
Fin V05	76.10	44.06	11.56	14.63	1.92	1.77	18.15	7.02	**8**
Fin V06	80.50	62.22	11.21	12.20	1.82	1.67	27.48	10.63	**12**
Fin V07	84.90	72.85	11.00	10.88	1.76	1.61	33.56	12.98	**14**
Fin V08	89.30	73.05	10.90	10.38	1.74	1.59	34.19	13.22	**14**
VSC P2-P3	91.40	73.05	10.9	10.384	1.739	1.59	35.59	13.77	**14**
Fin V08	95.80	75.43	10.90	10.38	1.74	1.59	35.30	13.66	**14**
Fin V07	100.20	67.17	11.00	10.88	1.76	1.61	30.95	11.97	**14**
Fin V06	104.60	51.97	11.21	12.20	1.82	1.67	22.95	8.88	**12**
Fin V05	109.00	29.93	11.56	14.63	1.92	1.77	12.33	4.77	**8**
Fin V04	113.40	8.08	12.01	18.38	2.05	1.90	0.31	0.12	**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.

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \quad \text{avec : } e = v' - d \quad ; \; n \geq \frac{p}{0.75 \times p_0}$$

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

Application Numérique :

M = 48 604.56 KN.m (COMB1-ELS : G +1,20 A(l); Voir **chapitre VI**)
d = 0.15 m
I = 10.88 m4 **P = 22 392.55 KN**
S = 11.00 m D'où : **n ≥ 8.66**
v' = 1.76 m ; e = 1.61 m
P_0 = 3 348 KN ; ΔP = 22.79 %

On prend **n = 10 câbles de 15T15s**

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V02 à x = 17.60 m.

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

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

Voussoirs	x (m)	M (MN.m)	S (m2)	I (m4)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Fin VC 01	0	0.00	10.90	10.38	1.74	1.59	0.00	0.00	**2**
Fin VC 02	3.10	12.12	10.90	10.38	1.74	1.59	5.67	2.19	**4**
Fin VC 03	6.20	27.05	10.90	10.38	1.74	1.59	12.66	4.90	**6**
VSC C1-P1	9.30	38.07	10.90	10.38	1.74	1.59	17.82	6.89	**8**
Fin V08	11.40	43.32	10.90	10.38	1.74	1.59	20.27	7.84	**8**
Fin V07	15.80	48.60	11.00	10.88	1.76	1.61	22.39	8.66	**10**
Fin V06	20.20	45.80	11.21	12.20	1.82	1.67	20.23	7.82	**8**
Fin V05	24.60	35.10	11.56	14.63	1.92	1.77	14.46	5.59	**6**
Fin V04	29.00	16.22	12.01	18.38	2.05	1.90	6.13	2.37	**4**
Fin V03	33.40	-11.06	12.64	24.16	2.22	2.07	-3.78	-1.46	**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.6, VII.7, VII.8 et VII.9.**

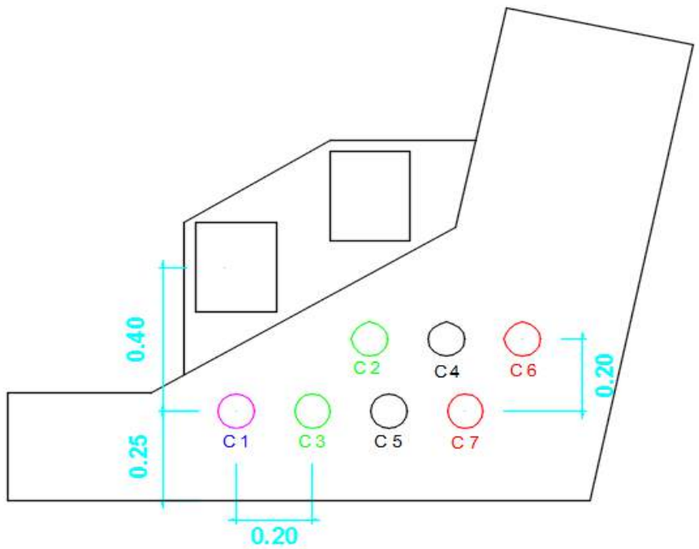


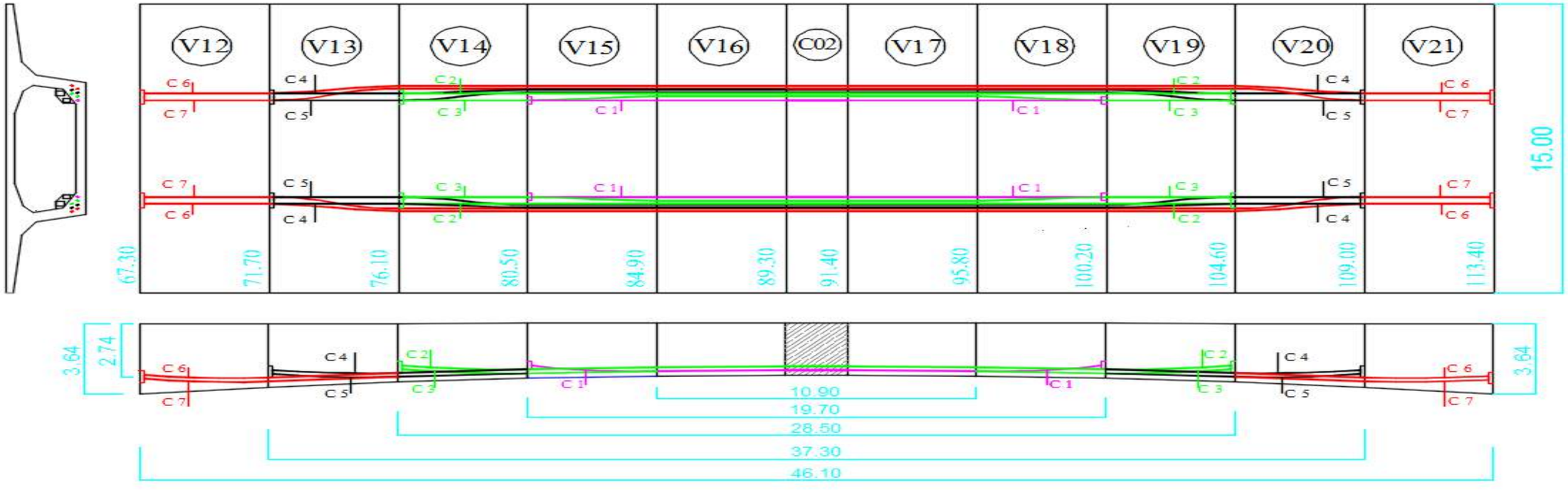
Figure VI.6 Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3

Tableau.VII.6. L'allure du tracé en plan des câbles de continuités pour les travées principales.

Câbles	Zi (m)	Zi+1(m)	Xi (m)	Xi+1(m)	Ri (m)	Ri+1(m)	βi (rad)	βi+1(rad)	Equation
C1	Réctiligne								
C2	Réctiligne								
C3	0.2	0.1	2.2	2.2	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2-0.021X^2$
C4	0.2	0.1	2.2	2.2	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2-0.021X^2$
C5	0.4	0.2	2.2	2.2	12.10	12.10	0.180	0.180	$0.4-0.041X^2$
C6	0.4	0.2	2.2	2.2	12.10	12.10	0.180	0.180	$0.4-0.041X^2$
C7	0.6	0.3	2.2	2.2	8.07	8.07	0.266	0.266	$0.6-0.062X^2$

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

Câbles	L(m)	d0	d1	Ri(m)	α(rad)	Equation
C1	4.4	0.26	0.66	24.2	0.15	$0.26+0.4X^2$
C2	4.4	0.48	0.88	24.2	0.15	$0.48+0.4X^2$
C3	4.4	0.28	0.68	24.2	0.15	$0.28+0.4X^2$
C4	4.4	0.51	0.91	24.2	0.15	$0.51+0.4X^2$
C5	4.4	0.31	0.71	24.2	0.15	$0.31+0.4X^2$
C6	4.4	0.55	0.95	24.2	0.15	$0.55+0.4X^2$
C7	4.4	0.35	0.75	24.2	0.15	$0.35+0.4X^2$



FigureVII.7. Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée principale P1-P2/P2-P3

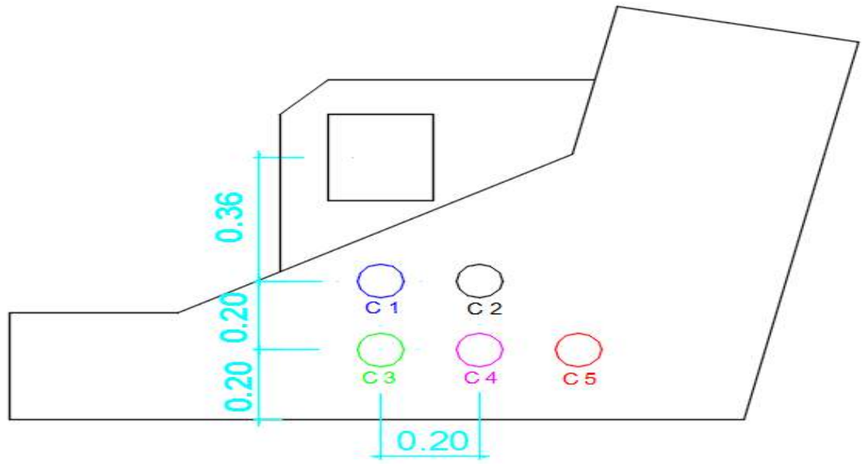


Figure. VII.8. Disposition des câbles de continuité au niveau du V07

Tableau.VII.8. L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives

Câbles	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Equation
C1	Réctiligne								
C2	0.20	0.10	2.20	2.20	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2\text{-}0.021X^2$
C3	Réctiligne								
C4	0.20	0.10	2.20	2.20	24.20	24.20	0.091	0.091	$0.2\text{-}0.021X^2$
C5	0.4	0.2	2.2	2.20	12.10	12.10	0.180	0.180	$0.4\text{-}0.041X^2$

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

Cables	L(m)	d0	d1	Ri(m)	α(rad)	Equation
C1	4.4	0.405	0.76	27.268	0.14	$0.41+0.355X^2$
C2	4.4	0.405	0.76	27.268	0.14	$0.41+0.355X^2$
C3	4.4	0.205	0.76	17.441	0.19	$0.21+0.555\ x^2$
C4	4.4	0.205	0.76	17.441	0.19	$0.21+0.555\ x^2$
C5	4.4	0.205	0.76	17.441	0.19	$0.21+0.555\ x^2$

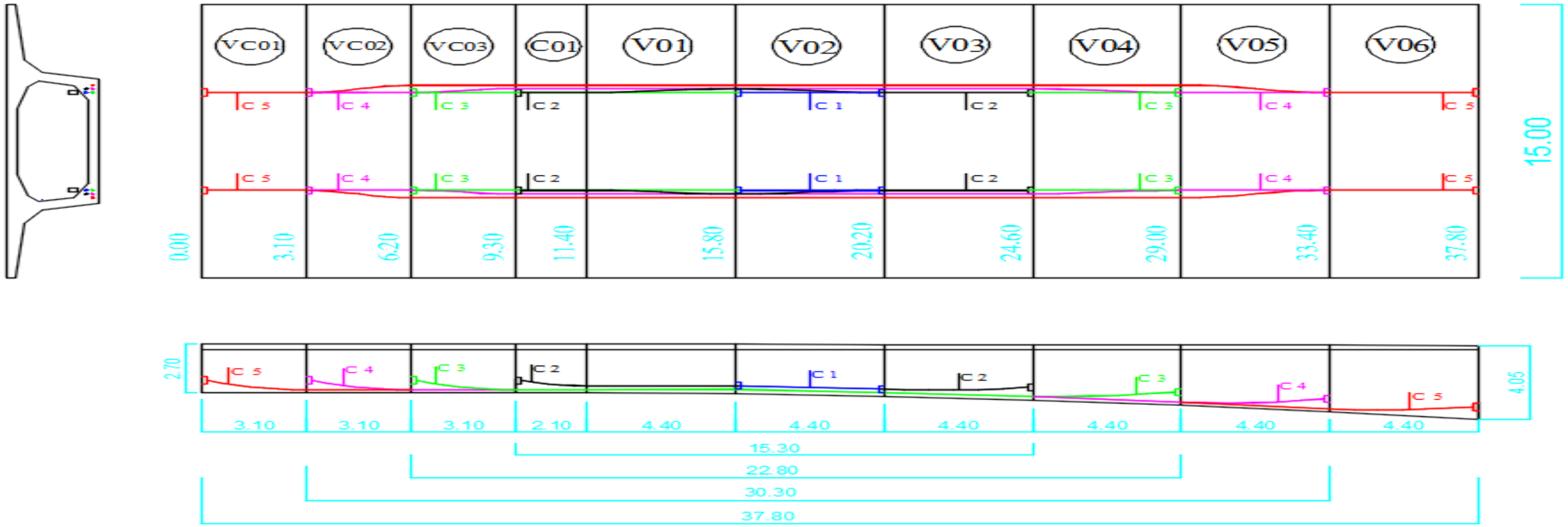


Figure.VII.9. Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour la travée de rive

VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

Les forces de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Elles sont évaluées à partir de la valeur probable de la tension à l´origine, c´est-à-dire de la tension prévue dans le projet à la sortie des organes de mise en tension, côté béton, au moment de cette mise en tension.

De façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte les écarts entre la tension à l´origine et la tension qui s´exerce en un point donné d´une armature, à un instant donné. Il y a deux types de pertes : pertes instantanées et pertes différées.

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont dues aux :

- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VI.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 :

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

σ_{p0} : la tension à l'origine ;
e : la base des logarithmes népériens ;
f : coefficient de frottement en courbe (**rd^{-1}**) ;
β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;
φ : coefficient de frottement en ligne (**m^{-1}**) ;
x : la distance de la section considérée (**m**).

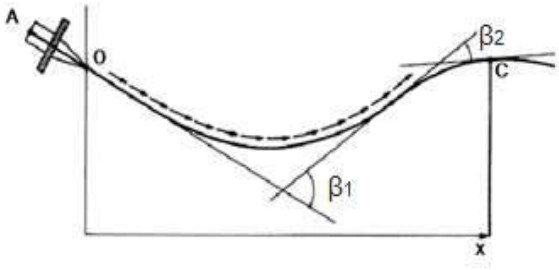


Figure VII.10. Frottements le long du câble lors de la mise en tension

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 :

$$tg\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}$$

Application Numérique :

φ = 0,003 m^{-1}
f = 0,20
σp_0 = 1 488.00 MPa

Δσφ Moy-max = 135.535 MPa
(Voir Annexe B)

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

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « **d** », ils sont définis comme suit :

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

Avec : $K = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$ et $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} K}}$

k : fonction croissante ;
d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;
σ_{p0} : Contrainte initiale ;
g : l'intensité du recul d'ancrage ;
Ep : module d'élasticité des aciers.

Application Numérique :

Ep = 190 000 MPa
σ_{p0} = 1 488.00 MPa
g = 2.00 mm

$\Delta\sigma_g$ Moy-max = 82.37 MPa
(Voir Annexe B)

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

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câble provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale $\Delta\sigma pi$.

Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le n^{ème} câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux (N – n) câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

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

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

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \quad \text{, avec:} \quad \frac{E_p}{E_{bi}} = 5.28$$

D'où : $\Delta\sigma_e(x) = 2.64 \times \sigma_b(x)$, avec : $\sigma_{bi}(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_P \times e}{I_G}$

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 **= P0 (1 - ΔP)** ;
Mp : moment dû au poids propre.

Application Numérique :

Ep = 190 000 MPa
σ_{p0} = 1 488.00 MPa
P_0 = 3348.00 KN

$\Delta\sigma_e$ max = 22.08 MPa
(Voir Annexe B)

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante **:** $\Delta\sigma i = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e$

$$\Delta\sigma\, i = 155.23\ MPa \longrightarrow \Delta\sigma\, i = 10.43\ \%$$

VII.4.2. Pertes de tension différées

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

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 : $\Delta\sigma r = Ep\ \varepsilon r\ [1 - r\,(t_0)]$

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

$$\Delta\sigma_r \approx Ep\ \varepsilon_r$$

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 :

Ep = 190 000 MPa

$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$ $\quad\Delta\sigma_r = 38\ MPa \rightarrow \Delta\sigma_r = 2{,}55\ \%$

VII.4.2.2. Pertes par fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

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

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

σ_M **:** Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1{,}5\ \sigma_b$

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5\ \sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{bj}}$

σ_b **:** contrainte finale dans le béton au niveau du câble, définie dans le paragraphe **VII.4.1.3**

Application Numérique :

Ep = 190 000 MPa
E_{bi} = 35 981.73 MPa
P_0 = 3348.00 KN

$\Delta\sigma_e$ max = 107.83 MPa
(Voir Annexe B)

VII.4.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparait pour les aciers à haute limites élastique utilisé en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30ou 40%de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

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

$\rho_{1\,000}$ (%) : relaxation garantie à 1 000 h ;
μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation ;
σ_{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} = 1 860.00 MPa

$\Delta\sigma_\rho$ max = 71.31 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 :

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

Application Numérique :

- $\boldsymbol{\Delta\sigma_d - Max = 201.90\ MPa} \longrightarrow \boldsymbol{\Delta\sigma_d = 13.57}$ %

D'après les résultats du tableau **VI.16 Annexe B** 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 : **$\Delta\sigma$ = 22.79 %.**

VII.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles **C06** et **C07** à la fin du voussoir **V03.**

Application Numérique :

- **Pertes de tension par frottement :**

$\beta = 0{,}33$ rad ; $\alpha = 0{,}11$ rad	
$\varphi = 0{,}003$ m-1 ; $f = 0{,}20$	$\theta = 0{,}374$ rad
$\sigma p_0 = 1\,488.00$ MPa	**$\Delta\sigma_{\varphi} = 52.19$ MPa**

- **Pertes de tension par recul de l'ancrage :**

$E_P = 190\,000$ MPa	
$l = 16.95$ m	$k = 0{,}0074$
$g = 0{,}002$ m	$d = 5.87$ m
$\theta = 0{,}374$ rad	**$\Delta\sigma_g = 32.41$ MPa**

- **Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :**

$M_p = 97.13$ MN.m	
$n = 28$ cables	$\sigma_b = 7.65$ MPa
$\sigma_\infty = \sigma_0 (1-\Delta P) = \sigma_0 \times 0{,}75$.	
$\sigma_\infty = 1116.00$ MPa	$\Delta\sigma e = 20.20$ MPa
$P_0 = 3\,348.00$ KN ;	
$e = 1{,}44$ m	
$B = 13{,}36$ m^2;	
$I = 32.30$ m^4	
$E_p = 190\,000$ MPa ;	
$E_{bi} = 35\,981.73$ MPa	

- **Pertes par retrait :**

$\xi r = 2\times10^{-4}$	**$\Delta\sigma r = 38$ MP**

- **Pertes par fluage :**

$M_p = 97.13$ MN.m	
$n = 28$ cables	
$\sigma_\infty = \sigma_0 (1-\Delta P) = 0{,}75$.	
$\sigma_0 = 1116.00$ MPa	
$P_0 = 3\,348.00$ KN ;	
$e = 1{,}44$ m	$\sigma_b = 7.65$ MPa
$B = 13{,}36$ m^2;	
$I = 32.30$ m^4	**$\Delta\sigma_{fl} = 107.83$ MPa**
$E_p = 190\,000$ MPa ;	
$E_{bi} = 35\,981.73$ MPa	

- **Pertes par relaxation :**

$\sigma_i = 1\,347.14$ MPa ;	
$f_{prg} = 1\,860$ MPa ;	
$\rho_{1\,000} = 2{,}5$ % ;	**$\sigma_\rho = 67.29$ MPa**
$\mu 0 = 0.43$;	
$\mu = 0.745$;	

VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape regroupe tous les résultats précédents, afin de justifier toute section et pièce du tablier. Les diverses vérifications entreprises sont la vérification des contraintes normales dans les fibres supérieures ainsi que dans les fibres inférieures en phase de construction comme en phase de service. Ce qui nous conduit à vérifier que Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

P : effort de précontrainte ;
B : surface de la section considérée ;
I : inertie de la section considérée ;
$\mathbf{e_0}$: 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

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta P = 22.79\ \% \longrightarrow \sigma_\infty = 1148.88\ \text{MPa}$$

$\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = 21\ \text{MPa}$;

$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05\ \text{MPa}$, Hors section d'enrobage ;

$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7 \times f_{t28} = 1.89\ \text{MPa}$, Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction

Voussoirs	x (m)	n° câbles	M MN.m	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	E (m)	σ_{Sup} MPa	σ_{Inf} MPa	Obs
Axe VSP	0	34	324.04	2.93	2.17	59.17	15.06	1.99	0.37	**13.21**	✓
FIN VSP	3.75	34	267.95	2.93	2.17	59.17	15.06	1.99	2.43	10.43	✓
FIN V1	8.15	32	209.61	2.66	1.88	43.74	14.18	1.70	2.86	10.04	✓
FIN V2	12.55	28	158.98	2.42	1.63	32.30	13.36	1.44	2.66	9.52	✓
FIN V3	16.95	24	115.54	2.22	1.42	24.16	12.64	1.23	2.58	8.54	✓
FIN V4	21.35	20	78.94	2.05	1.25	18.38	12.01	1.04	2.61	7.09	✓
FIN V5	25.75	16	48.83	1.92	1.12	14.63	11.56	0.97	2.92	4.70	✓
FIN V6	30.15	12	24.90	1.82	1.04	12.20	11.21	0.89	**2.98**	2.39	✓
FIN V7	34.55	8	7.05	1.76	0.98	10.88	11.00	0.83	2.80	0.24	✓
FIN V8	38.95	4	0.00	1.74	0.96	10.38	10.90	0.81	1.72	**-0.46**	✓

VI.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.

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta \mathbf{P = 22.79\ \%} \qquad \rightarrow\ \boldsymbol{\sigma_{\infty} = 1\,148.88\ MPa}$$

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bcj}}} = \mathbf{0.6 \times f_{c28} = 21\ MPa}$;

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt1}}} = \mathbf{1.5 \times f_{t28} = 4.05\ MPa}$, Hors section d'enrobage ;

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt2}}} = \mathbf{1.0 \times f_{t28} = 2.70\ MPa}$, Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau de **l'Annexe B**

NB : Pour vérifier les contraintes en phase de service, nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section.

VII.5.3. Armature des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale **As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL)**

$$\mathbf{A_S = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)}$$

B_t : aire de la section du béton en traction ;
σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;
N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

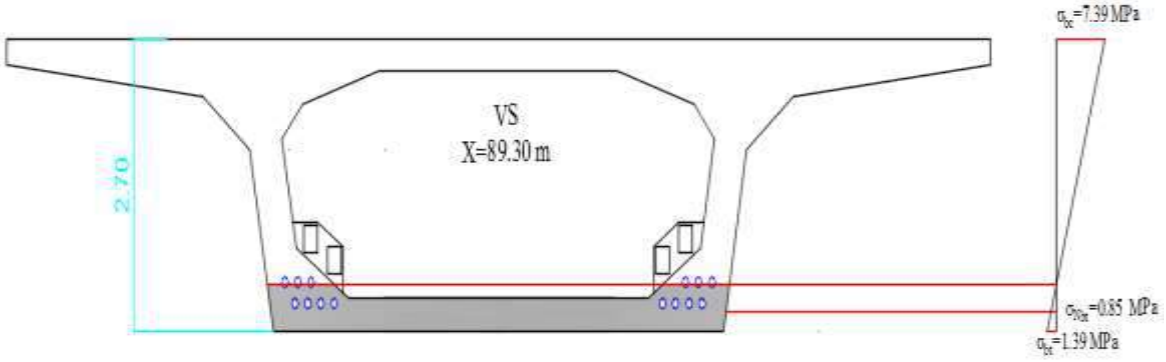


Figure VII.11. Diagramme des contraintes à x = 89,30 m

D'après la **Figure VII.12** et le tableau de vérification des contrariantes **(Annexe B),** on a :

$B_t = 2.34\ m^2$
$\sigma_{Bt} = 1.39$ MPa
$\sigma_{NBt} = 0.85$ MPa
$N_{Bt} = 1.99$ MN $\longrightarrow$ $A_s = \frac{2.34}{1000} + \left(\frac{1.99}{500} \times \frac{2.7}{1.55}\right) = 92.73\ cm2$

On prend : **2 nappes de HA 16 ; e = 24 cm**

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

❖ **Effort tranchant dû aux charges extérieures**

On peut constater expérimentalement que, pour une valeur donnée de l'effort tranchant, le comportement d'une poutre est d'autant meilleur que les charges qui génèrent cet effort tranchant qui sont plus proches de l'appui (elles se transmettent directement à cet appui lorsqu'elles en sont voisines).

Donc, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à **h/2** d'un appui intermédiaire d'une poutre continue.

❖ **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.

On aura donc : $\mathbf{V_P = P \times \sin\alpha}$

Application Numérique :

P_0 = 3 348 MPa
ΔP = 22,79 %
α moy = 0.1125 rad
N = 16 câbles

$$\mathbf{V_P = P \sin\alpha = \frac{(n \times P_0 \times (1 - \Delta P))}{1000} \sin\alpha}$$

$\mathbf{V_P = 4.64\ MN}$

❖ **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 hyperstatique est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous une combinaison de charge à l'ELS. **Vser (4 m) = 15.15 M.N**

❖ **Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL)**

Notre ouvrage présente une variation parabolique de la hauteur de l'intrados avec l'abscisse.

Dans le cas des poutres continues, près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut : $\mathbf{V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}}$

Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte à mi-hauteur de ce hourdis. La contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur est :

$$\boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{n_f \times p}{S} + \frac{M}{I}(v' - \frac{e_{inf}}{2})}$$

Tel que

$$\mathbf{M = M_{ser} - M_p \ ;} \qquad \text{avec} \qquad \mathbf{M_P = n_f.P.(v - 0.15)}$$

Application Numérique :

P_0 = 3 348 MPa
n = 32 câbles
S = 14.99 m^2 I = 58.18 m^4
v = 2.18 m v' = 2.92 m e_{inf} = 0.69 m
M_{ser} = 217300.65 KN.m M_P = 108 743.04 KN.m
M = 108 557.61 KN.m

On trouve $\boldsymbol{\sigma_{inf} = 8.38\ MPa}$

L'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontal d'un angle dont la tangente Pour x = 4.00 m est :

$$\tan\varphi = \frac{|5.1 - 5.07|}{|4 - 3.75|} = 0.12 \qquad \rightarrow \varphi = 0.119 \text{ rd}$$

L'effet RESAL est calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{V_R = \sigma_{inf}.B.e_{inf}.\sin\varphi}$$

Avec **B :** largeur du hourdis inferieur, (B=5.86m)

$\longrightarrow$ $\mathbf{V_R = 4.02\ MN}$

L'effort tranchant à prendre en compte est :

$$\mathbf{V_{red} = V_{ser} - V_P - V_R = 6.49\ MN}$$

VII.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante : $\boldsymbol{\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)}$, **avec**: $\boldsymbol{\tau = \frac{V_{red}}{z.b_n}}$

Tel que $\boldsymbol{\overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]}$

$\boldsymbol{\overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]}$

Avec :

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

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

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

bn : 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: $\mathbf{bn = 2(b_0 - m.\Phi)}$ et m ≥ 1 ;

$\mathbf{b_0}$ **:** l'épaisseur brute de l'âme ;

Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2,7 MPa	$\boldsymbol{\tau_{max}}$ **= 1.94 MPa**
P_0 = 3 348 MPa ; ΔP = 22,79 %	**σx = 5,90 MPa**
V_{red} = 9.92 MN ; ρ = 61,79 %	
n = 34 câbles	$\boldsymbol{\overline{\tau_1^2} = 9.30}$ **MPa**
b_n = 0,81 m ; z = 4.13 m	$\boldsymbol{\overline{\tau_2^2} = 20.07}$ **MPa**
On constate que $\boldsymbol{\tau_{max} < \overline{\tau}}$	

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 transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle **βu** que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\mathbf{tg\ 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}\ , avec\ \ \beta_u \geq 30°}$$

$\boldsymbol{\sigma_x}$**,** $\boldsymbol{\sigma_y}$: représentent les contraintes normales au niveau de **G ;** $\boldsymbol{\sigma_x = P/Bn}$

$\boldsymbol{\tau_u}$: Contrainte tangentielle ultime, $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_{u_{red}}}{z \times b_n}}$

Application Numérique :

Abscisse de vérification : 4.00 m	
V max comb-Elu = 20.42 MN	**Vu-red= 15.78 MPa**
σ_x = 5,90 MPa	**τu = 4.72 MPa**
z = 4.13 m ;	**β u = 28.99^0**
bn = 0,81 m	**on prend β u = 30^0**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times tg\ \beta\ u$$

$\mathbf{A_t}$: section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
$\mathbf{S_t}$: espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre
$\mathbf{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier ;
$\boldsymbol{\gamma_s}$ = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

Abscisse de vérification : 4.00 m.
Vu-red = 15.78 MPa ;
τ_u = 4.72 MPa.
f_{t28} = 2,7 MPa ;
f_e = 500 MPa.
γs = 1,15 ;
b_n = 0,81 m ; β_u = 30°.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{41.06\ cm^2\ /m}$$

- **Le pourcentage minimum a disposé**

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{0.6}\frac{b_n \gamma_s}{f_e} \longrightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{11.18\ cm^2}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée

$$\tau \leq \frac{f_{c28}}{6} = \mathbf{5.83\ MPa\ ;}$$ ce qui est vérifier

VII.7. CONCLUSION

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont voussoirs construit en encorbellement successif. Les déférents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi-travée 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.

D'après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l'ouvrage travaille en sécurité. On constate que les contraintes sont bien vérifiées, ce qui permet de dire que la précontrainte a été bien dimensionnée.

ETUDE TRANSVERSALE

ENSTP 2019-2020

VIII.1. INTRODUCTION

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives. Dans ce chapitre, on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis…). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

VIII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VIII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme. On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

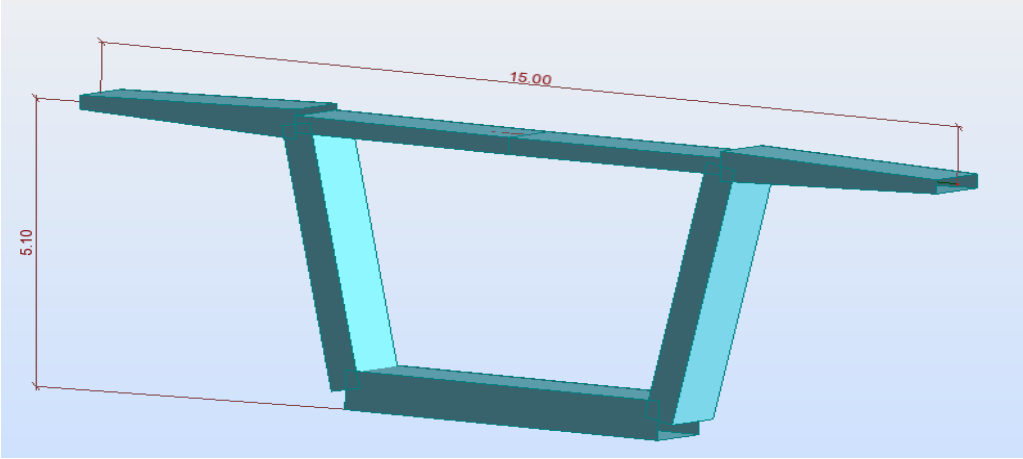


Figure VIII.1. Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel

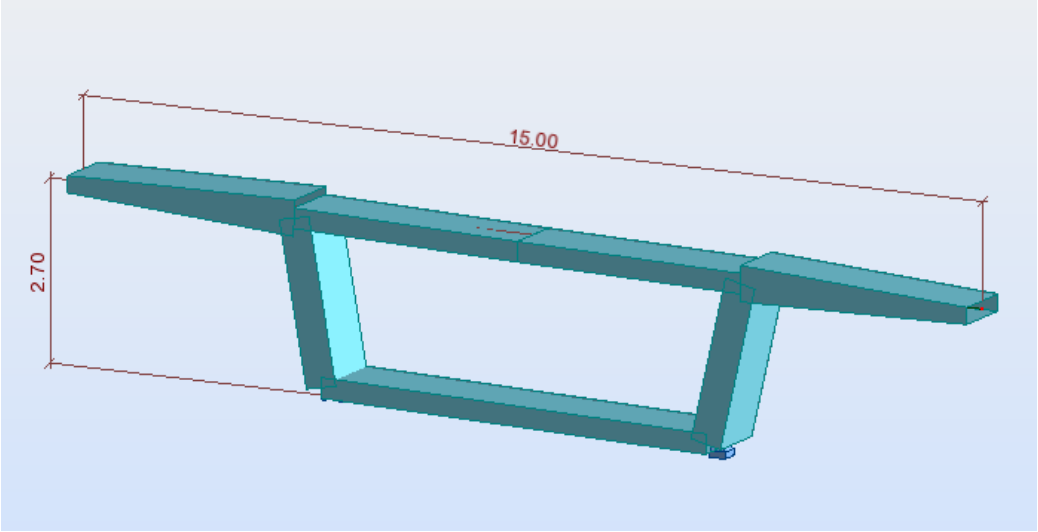


Figure VIII.2. Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur le logiciel

VIII.2.2. Combinaisons de charges

Tableau VIII.1. Combinaisons des charges appliquées

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB1	**1.35**	**1.6**	0	0	0	0
	COMB2	**1.35**	0	**1.6**	0	0	0
	COMB3	**1.35**	0	0	**1.6**	0	0
	COMB4	**1.35**	0	0	0	**1.35**	0
	COMB5	**1.35**	0	0	0	0	**1.35**
ELS	COMB1	**1**	**1.2**	0	0	0	0
	COMB2	**1**	0	**1.2**	0	0	0
	COMB3	**1**	0	0	**1.2**	0	0
	COMB4	**1**	0	0	0	**1**	0
	COMB5	**1**	0	0	0	0	**1**

VIII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants

Table VIII.2. Moments extrêmes dans le voussoir sur pile

	M max (KN.m)		M min (KN.m)	
	M ult	M ser	M ult	M ser
Hourdis supérieur	153.52	115.01	-596.61	-446.44
Hourdis inférieur	334.89	251.13	-229.20	-171.67
Âme	334.89	251.13	-398.22	-298.08

Table VIII.3. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef

	M max (KN.m)		M min (KN.m)	
	M ult	M ser	M ult	M ser
Hourdis supérieur	171.33	128.33	-678.87	-508.13
Hourdis inférieur	158.42	119.16	-208.21	-155.92
Âme	164.38	123.86	-426.29	-319.12

VIII.3. FERRAILLAGE

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir 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

❖ **Nappe supérieure**

Pour cet exemple on travaille sur le voussoir à la clef, 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 mètres linéaire.

h = 0.53 m, c =0.05m , M_{ser} (sup)= 508.13 KN.m

$\overline{\sigma_{bc}}$=24 MPa ;$\overline{\sigma_{st}} = min\left\{\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right\}$ = 250 MPa

d=0.9h =0.9×0.53=0.48 m

$x = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}d$= 0.27 m; $z = d - \frac{x}{3}$ = 0.39m

$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b x \overline{\sigma_{bc}} z$ = 1263.6 KN.m

$M_1 \geq M_{ser}$ (sup) section sans armatures comprimées (**S.S.A.C).**

$A_{ser} = \frac{Mser}{z\overline{\sigma_{st}}}$ =52.11 cm² , on prend deux nappe de **6HA25 avec 58.90cm²**

$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{fe} bd$ = 8.04 cm² ≤ A_{ser} **condition de non fragilité est vérifiée**

❖ **Nappe inférieure**

Application Numérique :

b = 1.00m, on calcule le ferraillage par mètres linéaire.

h = 0.30 m, c = 0.05m , Mser (sup) = 128.33 KN.m

$\overline{\sigma_{bc}}$=24 MPa ;$\overline{\sigma_{st}} = min\left\{\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right\}$ = 250 MPa

d=0.9h =0.9×0.3=0.27m

$x = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}d$= 0.16 m; $z = d - \frac{x}{3}$ = 0.22 m

$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b.x.\overline{\sigma_{bc}}.z$ = 422.4 KN.m

$M_1 \geq M_{ser}$(sup) section sans armatures comprimées **(S.S.A.C).**

$A_{ser} = \frac{Mser}{z\overline{\sigma_{st}}}$ =23.33cm² on prend une nappe de **6HA25** avec **As =29.45 cm²**

$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{fe} bd$ = 5.589 cm² ≤ 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.

$A_s = \frac{A_{st}}{3} = 17.33\ cm^2$ On prend une nappe de **5HA25 avec As =24.54 cm²**

$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{fe} bd = 6.62\ cm^2 \leq A_{ser}$ **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.4. Ferraillage passif du VSP et VC

		Transversal		Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Inf	**6HA25**	**5HA16**
		Nappe Sup	**12HA25**	**5HA25**
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	**6HA20**	**6HA14**
		Nappe Sup	**6HA16**	**6HA12**
	Âme	Nappe Interne	**6HA25**	**5HA20**
		Nappe Externe	**6HA25**	**5HA20**
VC	Hourdis supérieur	Nappe Inf	**6HA25**	**5HA16**
		Nappe Sup	**12HA25**	**5HA25**
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	**6HA25**	**5HA16**
		Nappe Sup	**12HA20**	**5HA20**
	Âme	Nappe Interne	**6HA25**	**6HA20**
		Nappe Externe	**6HA16**	**6HA14**

N.B :

Les diagrammes des moments, ainsi que des efforts tranchants sont représentés dans l'annexe.

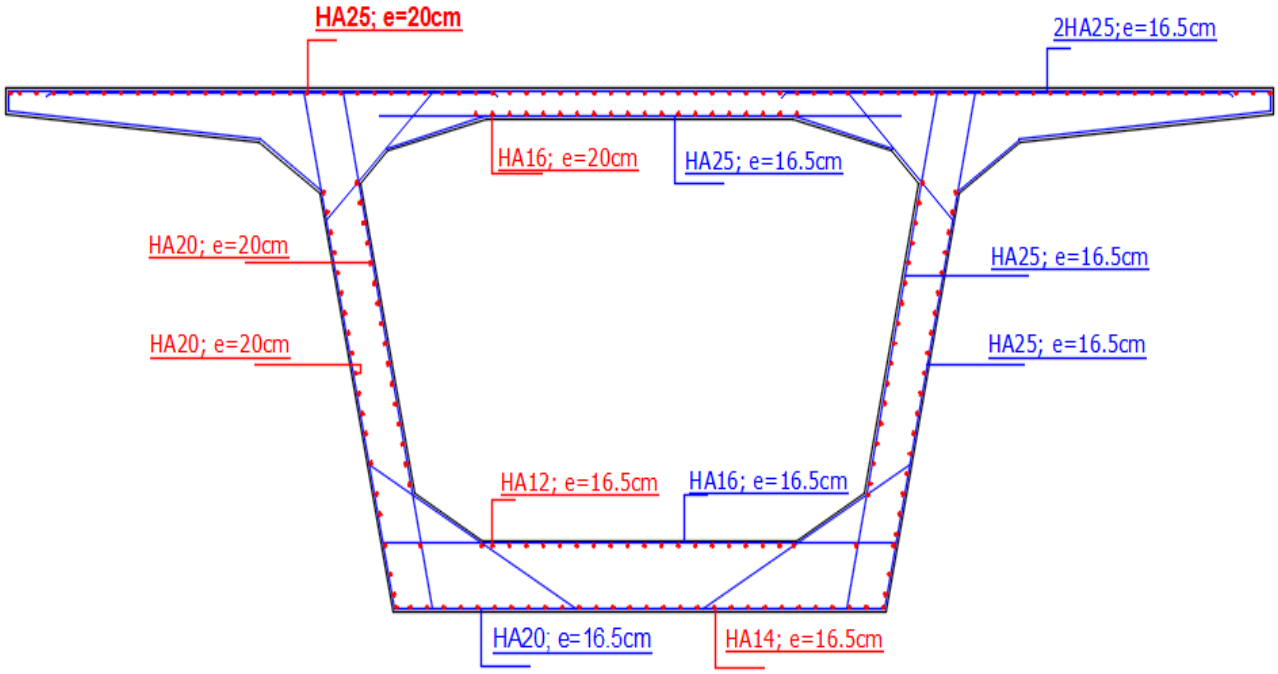


Figure VIII.3. Ferraillage voussoir sur pile

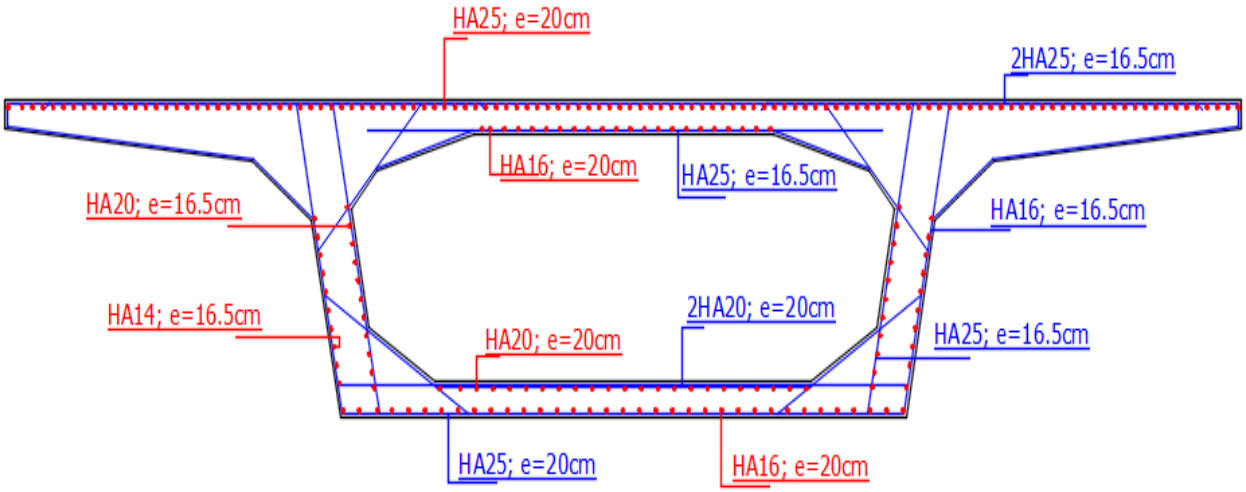


Figure VIII.4. Ferraillage voussoir à la clef

VIII.4. CONCLUSION

L'étude transversale qui a été faite dans ce chapitre, a pour but de déterminer les déférentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdi supérieur et hourdi inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

EQUIPEMENTS DU TABLIER



ENSTP 2019-2020

IX.1. INTRODUCTION

Les équipements de pont sont souvent considérés comme des éléments secondaires et jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, bon fonctionnement et confort des usagers,

Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui ; dé d'appui et le joint de chaussée.

IX.2. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Dans notre pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fretté qui sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent à savoir :

- Une facilité de mise en œuvre.
- Une facilité de réglage et de contrôle.
- Une répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Un coût relativement modéré.

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

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau IX.1. Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Combinaisons	R pile max (MN)	R culée max (MN)	Nmax sur pile (MN)	Nmax sur culé (MN)
1,35G + 1,6A(l)	45.81	9.01	11.45	4.50
1,35G + 1,6 Bc	42.18	8.71	10.55	4.36
1,35G + 1,6Bt	40.25	7.30	10.06	3.65
1,35G + 1,35Mc120	41.89	7.74	10.47	3.87
1,35G + 1,35D240	42.20	8.57	10.55	4.29

IX.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Ils comportent **n + 1** frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres.

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante dans avec :

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ;
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire ;

- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

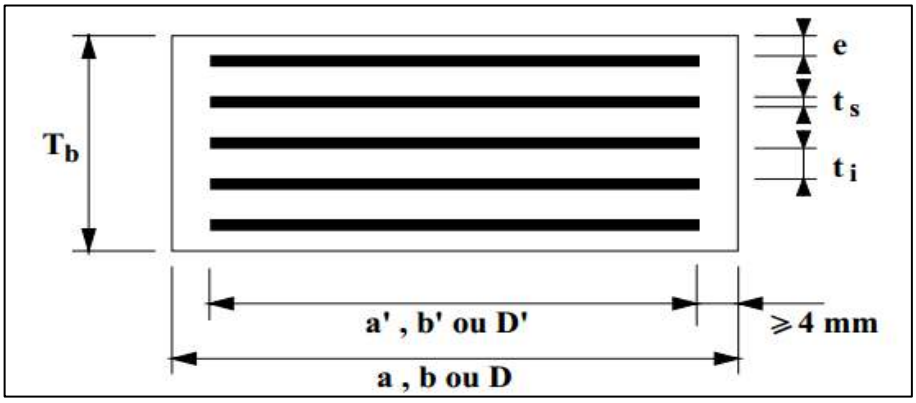


Figure IX.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui

IX.2.2.1. Aire d'appareil d'appui

$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20$ MPA avec

IX.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

$a/10 \leq T \leq a/5$……condition de non flambement avec (a) est le plus grand coté

IX.2.2.3. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes doit respecter les deux conditions suivantes

$$\begin{cases} ts > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ ts \geq 2mm \end{cases}$$ Tel que $\sigma_e = 235$ Kg/mm^2 ; $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a' \times b'}$; $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$;

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Table IX.2. Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	Cas de la culée
R_{max}	45.81 MN	9.01 MN
N_{max}	11.45 MN	4.50 MN
a×b	(a×b)= (800×800) mm^2	(a×b)= (500×500) mm^2
T	80mm≤T≤160mm	50mm≤T≤100mm
Ts	>2.74 mm	≥2.83mm
On Prendra	➢ 8 feuille d'élastomère : ti=16 mm. ➢ 2 feuille d'élastomère extérieures d'épaisseur : e=ti/2=8mm. ➢ 9 frettes métalliques de ts=4 mm. ➢ Enrobage des chants : 4 mm.	➢ 8 feuille d'élastomère : ti=10 mm. ➢ 2 feuille d'élastomère extérieure d'épaisseur : e=ti/2=5mm. ➢ 9 frettes métallique de ts =4 mm. ➢ Enrobage des chants : 4 mm.
(a×b×t)	(**800*800*180**) mm^3	(**500*500*126**) mm^3

IX.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

$$\mathbf{V}_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$$

Avec :

$\mathbf{V}_{xT}$: déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \varepsilon_T \times \Delta T$;
$\mathbf{V}_{xf}$: le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = L \times \varepsilon_f$;
$\mathbf{V}_{xr}$: c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \varepsilon_r$;
L : longueur de délitation (entre les joints de chaussé) qui vaut ;
$\boldsymbol{\varepsilon}_T$: coefficient de la température. $\varepsilon_T = 9.9\times10^{-6}$;
$\boldsymbol{\varepsilon}_f$: coefficient du fluage qui = 2,5×10 -4 ;
$\boldsymbol{\varepsilon}_r$: coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2\times 10^{-4}$;
$\mathbf{V}_{xfr}$: déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$\mathbf{V\ xfr = (F_{fr} * T_q) / (2 * G * a * b)}$$

F_{fr} : l'effort de freinage maximal induit par le système A(l) : **F_{fr}** = 311.02 KN
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 MPa
T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau IX.3. Déplacement horizontal du tablier.

	|Xi| (m)	K_i (MN)	$K_i / \sum k_i$	H T (MN)	H flu (MN)	H r (MN)	H fr (MN)	V xT (m)	V xfl (m)	V xr (m)	V xfr (m)
C1	129.35	6.66	0.087	0.367	0.215	0.172	0.027	0.055	0.032	0.026	0.005
P1	80.00	21.25	0.275	0.718	0.422	0.337	0.086	**0.034**	**0.020**	**0.016**	**0.005**
P2	0.00	21.24	0.275	0.000	0.000	0.000	0.086	0.000	0.000	0.000	0.005
P3	80.00	21.25	0.275	0.718	0.422	0.338	0.086	0.034	0.020	0.016	0.005
C2	129.35	6.66	0.087	0.367	0.215	0.172	0.027	**0.055**	**0.032**	**0.026**	**0.005**

Avec

$\mathbf{X_{CR}}$: centre de rigidité ; $\mathbf{X_{CR}} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i}$ **= 129.35 m.**

$|\mathbf{X_i}|$: la distance entre l'appui et le centre de rigidité.

$\mathbf{K_i}$: raideur de l'appui.

Et d'après l'étude sismique **(voire chapitre X)**

$$V_{x\ pile\ dynamique} = V_{x\ culée\ dynamique} = 0.097 \text{ m.}$$

Donc :

$$V_{x\ pile\ max} = 0.147 \text{ m.}$$

$$V_{x\ culée\ max} = 0.178 \text{ m.}$$

VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VIII.2.4.1. Résistance à la compression

$$\frac{\mathbf{Nmax}}{\mathbf{a\times b}} \leq \boldsymbol{\sigma_{adm}} \mathbf{= 20\ MPA}$$

✓ **Cas de la pile** :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a\times b} = \frac{11.45}{0.8\times 0.8} = 17.89 \leq \sigma_{adm} = 20\ MPA$$

✓ **Cas de la culé**

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a\times b} = \frac{4.50}{0.5\times 0.5} = 18.00 \leq \sigma_{adm} = 20\ MPA$$

VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier

$$\boldsymbol{\gamma_s \times Pu \leq Pc}$$

Avec :

$\boldsymbol{\gamma_s = 3}$: le coefficient de sécurité;
Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;
Pc = 4×G×B×S² ×d/h la charge critique de flambement ;
B : l'aire nominale de l'appui ;
d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc;
h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.
S= (a * b) / (2 * t* (a + b)) : le facteur de forme.

Application Numérique :

Cas de la pile :

S= 12.50;
d=0.020 m ;
h=0.18 m ;
B= 0.64 m^2 ;
P_C = 40 MN ;
P_U = 11.45 MN ;
γs ×Pu = 34.36 MN ≤ Pc = 40 MN.
Vérifiée.

Cas de la culé :

S= 12.50;
d=0.014 m;
h=0.126 m;
B= 0.25 m^2.
P_C = 15.63 MN;
P_U = 4.50 MN ;
γs ×Pu = 13.50 MN ≤ Pc = 15.63MN
Vérifiée.

VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$$\delta = Vx / T < \delta c$$

- Pour P = **Pu/Pc ≤ 0.25 MPa** ; on trouve : $\delta c \leq 0.7+4(\delta_0 - 0.7)(0.25-p)$.

Tel que : $\delta_0 = b/T$, borné par $[0.7 < \delta_0 < 2]$.

b : petit côté de l'appui.

T : épaisseur totale d'élastomère.

- Pour P= Pu/Pc ≥ 0.25 on trouve $\delta c \leq 1.4(1.2\ p)$

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culé**
Pu /Pc = 0.29 >0.25	Pu /Pc = 0.29 > 0.25
b = 800 mm ; T = 144 mm ;	b = 500 mm ; T = 90 m
δ_c = 0.6 ;	δ_c = 0.59 ;
Vx = 0.147 m	Vx=0.178 ;
δ = 1.022 ;	δ = 1.98 ;
Non Vérifiée	**Non Vérifiée**

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion aux niveaux de la pile et la culée

VIII.2.4.4. Condition de non glissement

On doit vérifier que :

$$H < f \times N_{max} \quad d'où \quad f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$$

Avec

N : est l'effort de compression vertical ;
f : est le coefficient de frottement.

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culé**
N = (28.87+1.26+0.2×45.81) /4= 9.82MN ;	N = (4.45+0.37+0.2×9.01) /2= 3.31MN ;
σ_m = 15.35 MPa ; f = 0.14 ;	σ_m = 13.25 MPa ; f = 0.15 ;
$H=\frac{(2.68+0.4\times0.72+0.76+0.2\times0.09)}{4}$ =0.94 MN;	$H=\frac{(0.82+0.4\times0.37+0.39+0.2\times0.03)}{2}$ = 0.68MN
0.94 MN < 9.82×0.14=1.37 MN	**0.68 MN < 3.31×0.14=0.48 MN**
vérifiée	**Non vérifiée**

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la culée.

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 au niveau de la pile

$A = a + 200$ ⟶ $A=800+200=1000$ mm

$B = b + 200$ ⟶ $B=800+200=1000$ mm

$h \geq 2\times A\times B / 2\times (A+B)$ ⟶ $h \geq 500$ mm. on prend $h=550$ mm

IX.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide **SETRA (P.P.73).**

- ✓ **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, Ces armatures doivent vérifier à 25 % de Rmax.

$$\mathbf{A_C} = \frac{0.25\times N}{\sigma s} = \frac{0.25\times 11.45}{434.78} = 65.84\ cm^2.$$ Soit : **9 HA32**

- ✓ **Armatures horizontal**

On met des armatures en profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de 0.125Rmax

$$\mathbf{A_H} = \frac{0.125\times N}{\sigma s} = \frac{0.125\times 11.45}{434.78} = 32.92\ cm^2.$$ Soit: **7 HA25.**

- ✓ **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre 4%Rmax.

$$\mathbf{As} = \frac{0.04\times N}{\sigma s} = \frac{0.04\times 11.45}{434.78} = 10.53\ cm^2.$$ Soit: **4 HA20.**

- ✓ **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.

$$\mathbf{A_i} = \frac{0.1\times N}{\sigma s} = \frac{0.1\times 11.45}{434.78} = 26.33\ cm^2.$$ Soit : **9 HA20.**

Le ferraillage de dé d'appui est montré dans le schéma de la **figure IX.2**

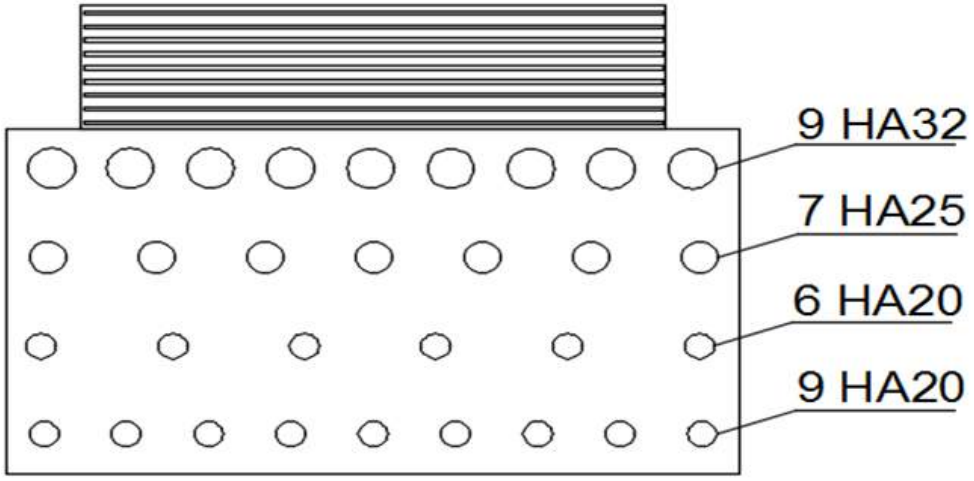


Figure.IX.2. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

IX.3.3. Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

(A×B×h) = **(700×700×350)** mm^3.

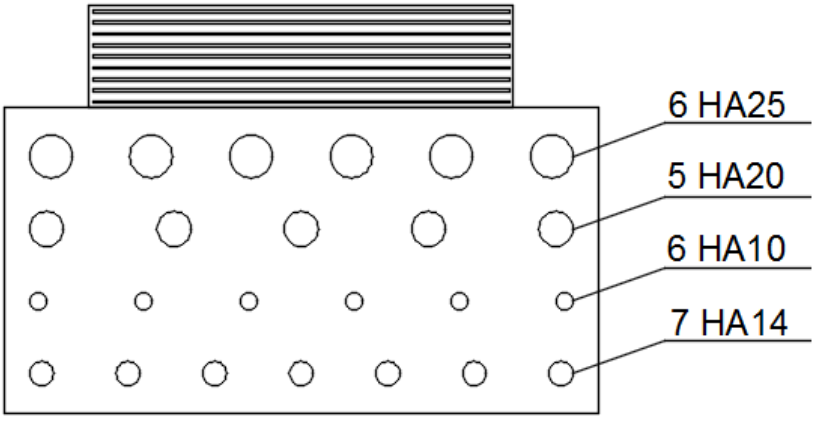


Figure IX.3. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

IX.4. JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

IX.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0.3W_T + W_S / 3$$

W : souffle total du joint ;
$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
$\mathbf{W_T}$: souffle thermique ;
$\mathbf{W_S}$: souffle sismique.

Les souffles $\mathbf{W_T}$, $\mathbf{W_D}$ sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.
Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (**Ws = 9.70 cm**).
Donc : **W = 10.69 cm.**

IX.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC.

On constate que pour un souffle de 10,67 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

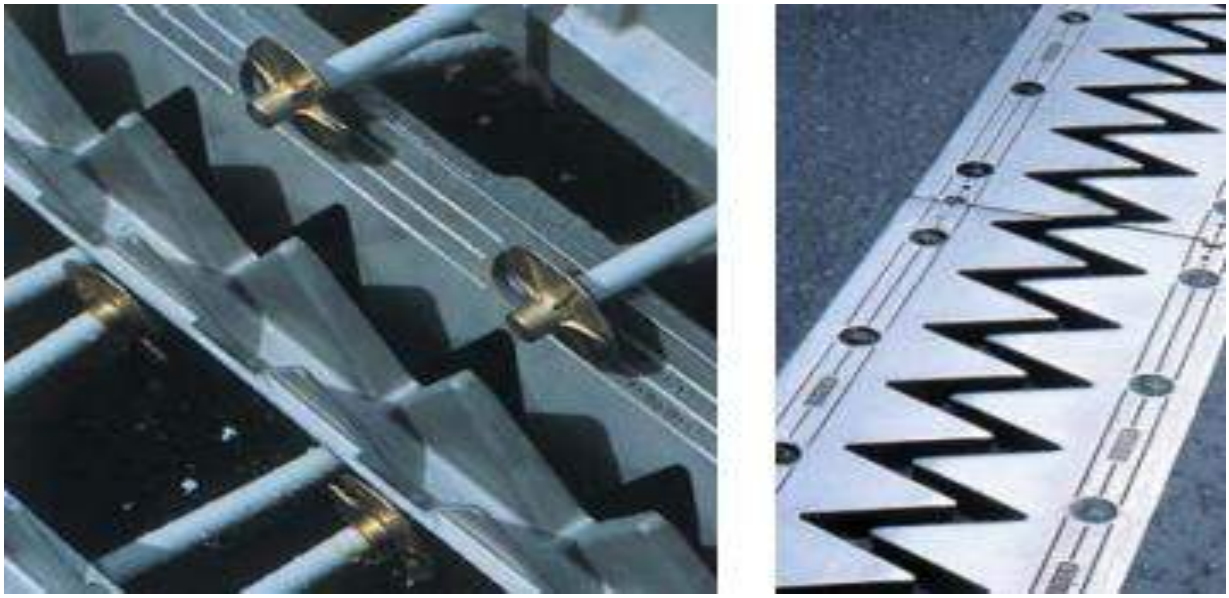


Figure IX.4 Joint du type Wd

Tableau IX.4. 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 **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210mm.

IX.5. CONCLUSION :

Nous avons 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.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ENSTP 2019-2020

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. 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 et la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Le mode de construction du tablier.
- La nature du site (urbain ou rurale) afin d'assurer un certain esthétique.
- La hauteur de la pile.
- Le mode d'exécution des fondations
- Le mode de liaison entre la pile et le tablier.

X.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site. Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

Tableau X.1. Implantation et hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3
Hauteur (m)	12.20	12.58	12.16

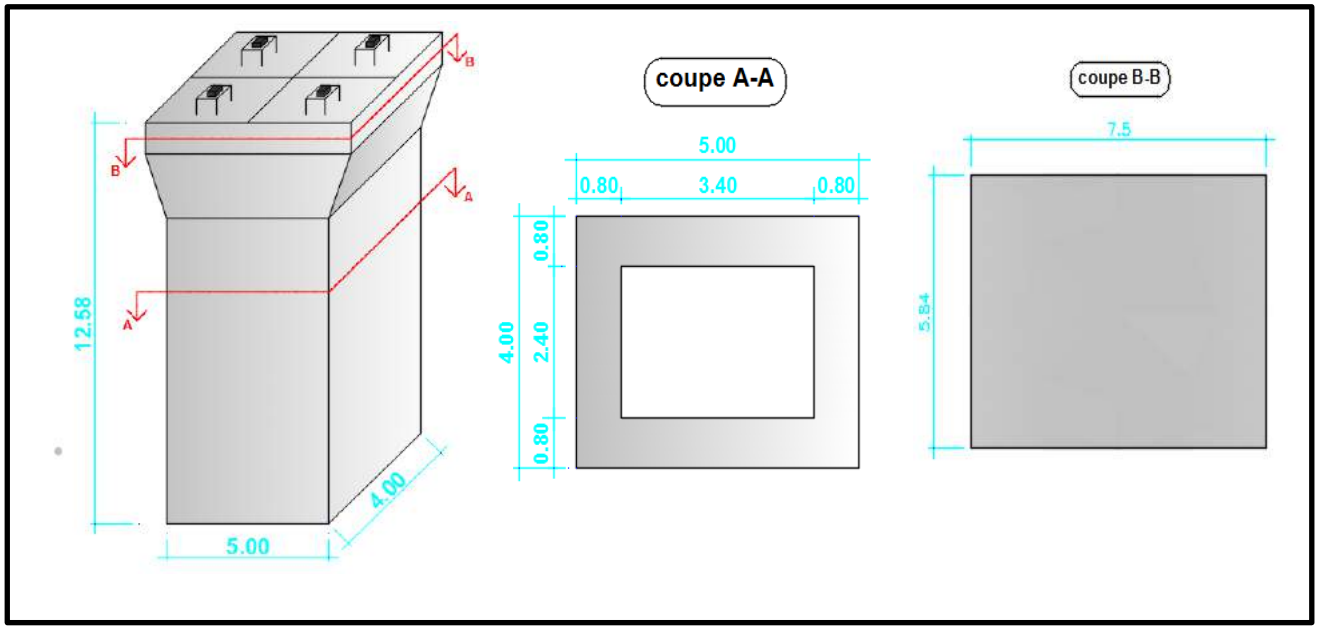


Figure. X. 1. Dimensions de la pile la plus haute

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.

$$\mathbf{K_{a-app} = G \times \frac{a \times b}{T}} \qquad \mathbf{K_{pile} = \frac{3 \times E \times I}{h^3}} \qquad \text{et} \quad \mathbf{K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{a-app}}}}$$

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} **= 27 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	4.09	2.50	3.33	Infinie	5.00	6.66
P 1	12.20	4.00	5.33	1843.32	15.86	21.09
P 2	12.58	4.00	5.33	1681.27	15.85	21.07
P 3	12.16	4.00	5.33	1861.57	15.86	21.09
C 2	4.77	2.50	3.33	infinie	5.00	6.66

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	4.09	2.50	3.33	Infinie	5.00	6.66
P 1	12.20	4.00	5.33	1240.33	15.80	20.97
P 2	12.58	4.00	5.33	1131.29	15.78	20.94
P 3	12.16	4.00	5.33	1252.61	15.80	20.98
C 2	4.77	2.50	3.33	infinie	5.00	6.66

X.2.3. Caractéristiques de l'ouvrage relatif à l'étude 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 S3 (site meuble) ;
- ✓ L'ouvrage est classé en zone I ;
- ✓ L'accélération de zone A= 0.12.

X.2.4. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

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 :

- **Critère n°1 : Masses modales**

La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation. Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal. Autrement dit, la masse des piles $\mathbf{M_P}$ doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : $\mathbf{M_T}$ **(**$\mathbf{M_T = G+\alpha Q}$**).**

- **G :** le poids propre du tablier ;
- **Q :** charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 4 voies chargées) ;
- **α :** 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains

Application Numérique :

$M_P = \rho \times \sum (si \times hi) = 25\times (216.53+221.03+216.05) = 1634.02$ t

$\mathbf{M_p = 1634.02\ t}$

$M_T = G+\alpha Q = 9034.28 + 0.2 \times (84.78\times 260.70)$

$\mathbf{M_t = 9476.33\ t}$

$\mathbf{M_P \leq 0{,}43\ M_T = 4074.82\ t}$ ➞ **Condition Vérifiée.**

- **Critère n°2 : Angle de biais**

L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis doit être supérieur à 70 gr 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).**

- **Critère n°3 : Angle de courbure**

Il s'agit d'un pont droit sans courbure en plan ➞ **Condition Vérifiée.**

- **Critère n° 4 : Symétrie transversale**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal : $\mathbf{e_o = |X_M - X_R| \leq 5\%\ L}$

$$\mathbf{X_m = \frac{L}{2}} \qquad \textbf{et} \qquad \mathbf{X_R = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}}$$

Application Numérique :

$X_M = 260.70/2 = 130{,}35$ m

$X_R = 129.35$ m

$|130.35 - 129.35| \leq 6.51$ m ➞ **Condition Vérifiée.**

X.2.4.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :
$F_L = M_T \times Sa\ (T)$

M_T : est la masse effective totale de la structure : **M_T = 90342.83/10 = 9034.28 t ;**
Sa(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$Sad(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3,0S \\ 2,5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3,0S \end{cases}$$

Avec :

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S3 :
(T1, T2) = f (S3) ➡ **(T1, T2) = (0,20 ; 0,50)** et **S = 1,2** ;
g : accélération de la pesanteur **= 9,81 m/s 2** ;
ξ : taux d'amortissement 5 % ;
η : facteur de correction de l'amortissement : **η=1** ;
S : coefficient du site ;
T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $2 \times \pi\sqrt{M/K}$;
A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique I et de l'importance du pont **(Groupe de pont 2)** ➡ A = 0,12.

Application Numérique :

$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{9034283}{76570000}} = 2.16\ S$

T 2 < T < 3,00 s ➡ $S_a = 2.5*A*\eta*S*g*(T_2/T)$ ➡ **Sa = 0,82 m/s²**

$F_L = M_T \times Sa\ (T)$ ➡ F L = 0,82 × 9034.28 ➡ **F_L = 7391.44 KN**

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs,

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F \quad ; \quad d_{L(tablier)} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau X.4. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui

Appuis	C1	P1	P2	P3	C2
F_L (KN)	642.93	2035.87	2033.62	2036.09	642.93
Déplacement du tablier (cm)	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7

X.2.4.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide ;
- Le modèle à tablier flexible.

L/B = 260.7/15 = 17.38 ≥ 5 ➡ L'utilisation d'un modèle à tablier flexible aura lieu.

Tableau X.5. Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui

Appuis	C1	P1	P2	P3	C2
F_L (KN)	603.94	2014.74	2177.66	2014.66	603.94
Déplacement du tablier (cm)	9.07	9.61	10.40	9.60	9.07

X.2.4.3. Séisme vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone séismique classée(I) ou (IIa) selon le R.P.O.A, est négligeable.

X.2.5. 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 appliquer sur la pile 1 (détail de calcul voire **Annexe B**).

Tableau X.6. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort séismique (pile1) KN
Ex (Longitudinal)	1	0.3	0.3	2640.29
Ey (Transversal)	0.3	1	0.3	2625.50

X.2.6. Evaluation des efforts agissant sur la pile

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Tableau X.7. Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations / Désignations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
G max Pile	5413.25	/	/
Dé d'appui	55.00	/	/
G max Tablier	25650.59	/	/
A(l) 4 Voies	4254.91	/	/
D240	2465.19	/	/
Bc 4Voies	2071.51	/	/
Bt 4Voies	828.73	/	/
Mc 120	2177.25	/	/
Freinage Bc 4Vs	/	82.63	1053.54
Freinage A(l) 4 Vs	/	85.67	1092.24
H_T	/	718.21	9157.24
H flv (Ret + flu)	/	759.21	9679.96
Séisme longitudinal	/	2640.29	33663.67
Séisme transversal	/	2625.50	33475.18

NB_1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :
- Bas de la pile ;
- Centre de la pile.

NB_2 : Les forces horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inferieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égal à : $\mathbf{H = H_{de\ d'appui} + H_{pile} = 12.75m}$.

X.2.7. Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile

$$\mathbf{F_L = M_p \times Sa\ (T)}$$

M_p : la masse de la pile 5413.20 KN

Sa(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$\mathbf{Sad(T,\xi)} = \begin{cases} \mathbf{AgS\left(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)\right)} & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ \mathbf{2,5\eta AgS} & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)} & \mathbf{T_2 \le T \le 3,0S} \\ \mathbf{2,5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right)} & \mathbf{T \ge 3,0S} \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S3 :

(T1, T2) = f (S3) ➟ **(T1, T2) = (0,20 ; 0,50)** et **S = 1,2** ;
g : accélération de la pesanteur **= 9,81 m/s 2** ;
ξ : taux d'amortissement 5 % ;
η : facteur de correction de l'amortissement : **η=1** ;

$\mathbf{T_2}$: période caractéristique associée à la catégorie de site ;
S : coefficient du site ;

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $\mathbf{T} = \mathbf{1,784} \times \sqrt{\frac{\rho A h^4}{EI}}$; ;

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique I et de l'importance du pont **(Groupe de pont 2)** A = 0,12.
h : hauteur de la pile
E : module de Young = 33 000 MPa
I : moment d'inertie $\mathbf{I}_{long}$= 33.81 m^4 **;** $\mathbf{I}_{trans}$= 22.75 m^4

X.2.7.1. Composantes horizontales

Application numérique

$Ttrsv = 0.065\ S \rightarrow Sa_{trans}(T ; \xi) = A \times S \times g \times (1+(T/T1) \times (2.5\eta - 1)) \rightarrow Sa_{trans} = 2.10\ m/s^2$

$F_{L\ trans} = M_T \times Sa(T) \rightarrow F_{L\ trans} = 2.10 \times 541.32 \rightarrow \mathbf{F_{L\ trans} = 1.13\ MN.}$

$T_{long} = 0{,}053\ S \rightarrow Sa_{long}(T ; \xi) = A \times S \times g \times (1+(T/T1) \times (2.5\eta - 1)) \rightarrow Sa_{long} = 1.97\ m/s^2$

$F_{L\ long} = M_T \times Sa(T) \rightarrow F_{L\ long} = 1.97 \times 541.32 \rightarrow \mathbf{F_{L\ long} = 1.07\ MN.}$

X.2.7.2. Composantes vertical

Application numérique

$Sa_{vert}(T ; \xi) = 2{,}5 \times A \times g \times \eta = 2{,}5 \times 0{,}12 \times 9{,}81 \times 1 = 2.06\ m/s^2$

$F_{L\ vert} = M_T \times Sa(T) \rightarrow F_{L\ vert} = 2.06 \times 541.32 \rightarrow \mathbf{F_{L\ vert} = 1{,}12\ MN.}$

Tableau X.8 Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée

Désignation	N (MN)	VL (MN)	VT (MN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFHL/o	MFHT/o
Pile	1.12	1.07	1.13	0.00	6.10	0.00	6.50	6.92
Séisme tablier	1.22	2.64	2.63	0.00	12.20	0.00	32.21	32.03

X.2.8. Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le **chapitre IV**.

Tableau X.9. Combinaison des efforts.

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	G + 1.2 A(l)4Vs + 0.6H T + F flv	ELA longitudinal	G + Ex + 0.2A(l)4Vs + 0.4 H T + H flv
	G + D240+ 0.6 H T + H flv		G + Ex + 0.2 D240 + 0.4 H T + H flv
	G + 1.2 Bc 4Vs+ 0.6T + H flv		G + Ex + 0.2 Bc 4Vs + 0.4 H T + H flv
	G + Mc 120+ 0.6 H T + H flv		G + Ex + 0.2 Mc 120 + 0.4 H T + H flv
ELU	1.35G + 1.6A(l)4Vs + 0.9H T + H flv	ELA transversal	G + Ey + 0.2A(l)4Vs + 0.4 H T + H flv
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H T + Hflv		G + Ey + 0.2 D240 + 0.4 H T + H flv
	1.35 G + 1.6 Bc4 Vs + 0.9 H T + H flv		G + Ey + 0.2 Bc 4Vs + 0.4 H T + H flv
	1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H T + H flv		G + Ey + 0.2 Mc 120 + 0.4 H T + H flv

X.2.9. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus haute « Pile 2 » :

Iy =22.75 m^4 ; Ix =33.81 m^4 ; S=11.84 m^2 ; h=12.58 m

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times l_0 = 25.16$m.

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute :
$$\begin{cases} i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{33.81}{11.84}} \\ i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{22.75}{11.84}} \end{cases}$$

$\lambda_y = l_f / i_x$ ⟶ $\lambda_y = 14.59 < 70$ ⟶ pas de risque de flambement autour de y-y (transversal)

$\lambda_x = l_f / i_y$ ⟶ $\lambda_x = 18{,}12 < 70$ ⟶ pas de risque de flambement autour de x-x (longitudinal)

X.2.10. Ferraillage de la pile

X.2.10.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le **tableau.X.10** (détail de calcul voire **Annexe B**)

Tableau X.10 Combinaisons des efforts

Etat	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 H_T + H_{flv}	45324.78	1808.40	23057.04
ELS	G +1,2 A(l) + 0,6H_T + H_{flv}	33604.60	1292.94	16484.99
ELA (longitudinal)	G + Ex + 0,2A(l) + 0,4 H_T + H_{flv}	32409.57	3911.90	45747.05
ELA (transversal)	G + Ey + 0,2 A(l) + 0,4 H_T + H_{flv}	32409.57	2860.30	32770.75

X.2.10.2. La section d'acier

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion Mx, et My :

N = 45324.78 KN ; M_{trsv} = 32770.75 KN.m ; M_{long} = 45747.05 KN.m

- **Condition d'orientation de la section**

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$\frac{t_x}{h} \leq \frac{t_y}{b}$ ⟶ 0.16 < 0.2 ⟶ **Condition d'orientation vérifiée.**

Application Numérique :

$$m_{trsv} = \frac{M_{trsv}}{b \times h^2 \times fc_{28}} = \frac{32770.75}{5^2 \times 4 \times 27 \times 10^3} = 0.012$$

$$m_{long} = \frac{M_{long}}{h \times b^2 \times fc_{28}} = \frac{45747.05}{4^2 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0.021 \quad \rightarrow \quad 1 < \eta = 1.75 < 2$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times fc_{28}} = \frac{45324.78}{4 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0.084$$

Lorsque le rapport **η** dépasse **1**, la section est réorientée par une inversion de ses paramètres. Cette procédure pourrait s'avérer quelque peu ardue pour la section rectangulaire creuse, vu la présence des deux paramètres **(tx, ty)** engendrés par les épaisseurs des parois. La solution adoptée consiste à passer de la flexion composée autour de l'un des axes principaux à la flexion composée autour de l'autre. Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω, associé à cette dernière approche.

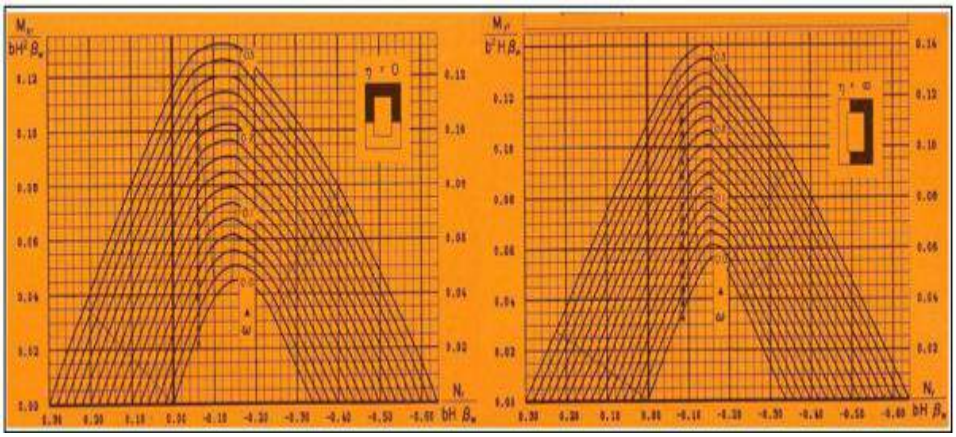


Figure.X.2. Abaques de WALTHER

❖ **Direction longitudinale (η = ∞ et ω = 0,14)**

Application Numérique :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times fc_{28}}{\sigma_s} = \frac{0.14 \times 4 \times 5 \times 27}{500} = 1512 \text{ cm}^2$$

A_s (coté b) : 0.2 F_a = 302.40 cm²

A_s (coté h) : 0.3 F_a = 453.60 cm²

❖ **Direction transversale (η = 0 et ω = 0,11)**

Application Numérique :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times fc_{28}}{\sigma_s} = \frac{0.11 \times 4 \times 5 \times 27}{500} = 1183 \text{ cm}^2$$

A_s (coté b) : 0.2 F_a = 236.60 cm²

A_s (coté h) : 0.3 F_a = 354.90 cm²

($A_{s\,b}$, $A_{s\,h}$) = (302.40 ; 453.60), on pote pour :

38 HA32 suivant b

58 HA32 suivant h

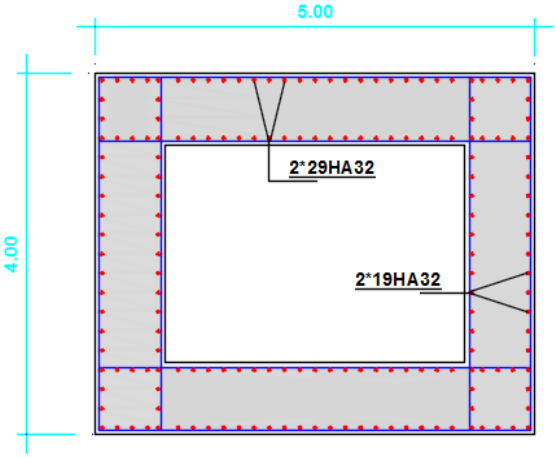


Figure.X.3. Ferraillage de la pile à la base

❖ **Condition de non fragilité**

As min ≥ 0.23 h×b× f_{tj} /f_e

Suivant b : **As** min ≥ **20.42 cm²**

Suivant h : **As** min ≥ **25.553 cm²**

X.2.10.3. Ferraillage transversal

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L, doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{A_t = \frac{A_l \times f_{e1}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}}$$

S_t = Min (24ϕ_t ; 8ϕ_l ; 0.25d) = 26 cm.
S_t : l'espacement des armatures transversales en **mm**.

A_t (coté h) : A_t = 73.71 cm² ➡ **24 HA20**.
A_t (coté b) : A_t = 49.14 cm² ➡ **16 HA20**

X.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

X.3.1. Pré-dimensionnement de la culée

Table X.11 Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	h_{mgg} = 3.17 m e_{mgg}= max (0.30 m, h/8) = 0.4 m $l_{mgg} = l_{tablier} - 2e_{M\ en\ retour}$ = 13.8 m
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis.	e_{mc} = 0,25 cm. $h_{mc} = h_{garde\ grève}$ = 3,17 m $l_{mc} = e_{sommier\ d'appui}$ = 2 m
Mur de front	Transmission des charges Verticales et soutien des Remblais	$h_{mf\text{-}culée\ C1}$ = 4.09 m $h_{mf\text{-}culée\ C2}$ = 4.77 m $e_{mf} = e_{sommier\ d'appui}$ = 2 m $l_{mf} = l_{tablier}$ = 15 m

Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e_{mr} = 0.6 m $h_{mr\text{-}culée\ C1}$ = 7.23 m $h_{mr\text{-}culée\ C2}$ = 7.97 m $l_{mr\text{-}culée\ C1}$ = 7.03 m $l_{mr\text{-}culée\ C2}$ = 7.48 m
Corbeau (arrière)	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	B_{ca} = 1m b_{ca} = 0.50 m h_{ca} = 0.50 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	l_{dt} =Min [6m, Max (3m , 0.6h remblai)] $l_{dt\text{-}C1}$ = 5.00 m $l_{dt\text{-}C2}$ = 5.50 m e_{dt} = 0.40 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	e_s = 2.00m L_s = 15.00 m $l_{s\text{-}C1}$ = 6.00 m $l_{s\text{-}C2}$ = 6.00 m

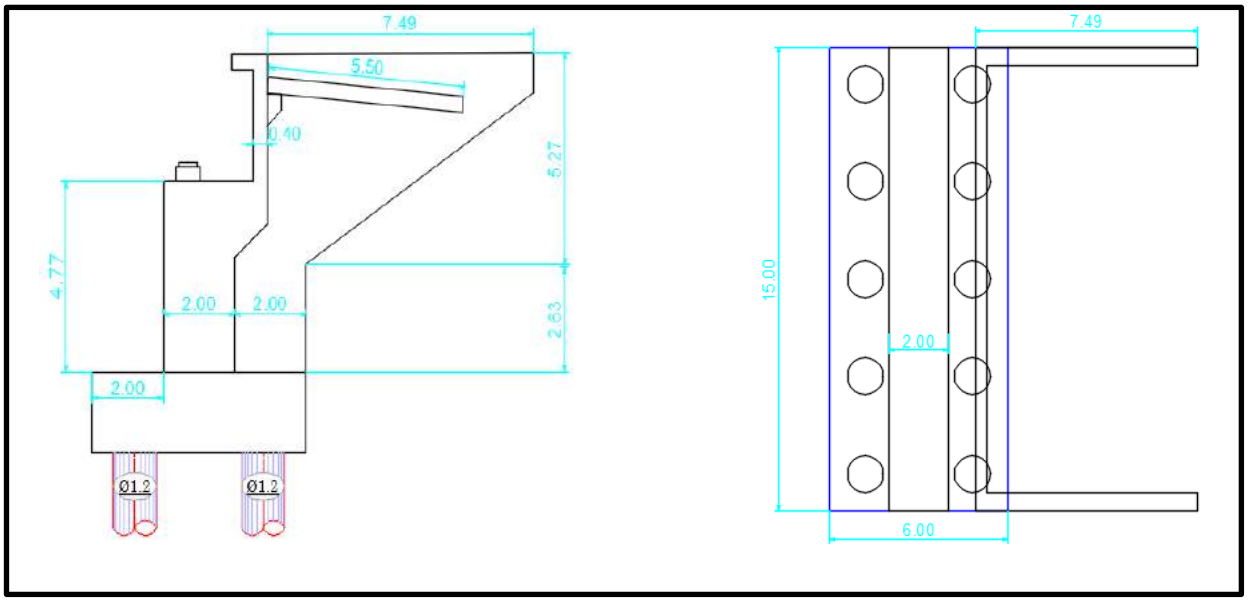


Figure X.4. Les dimensions des éléments de la culée.

X.3.2. Efforts dus à la culée

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres 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 : **$K_h = 0.12$; $K_v = \pm 0.3 \times K_h = \pm 0.036$**

K $_h$: Coefficient sismique horizontal ;
K $_v$: Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussés des terres sur la culée est donné par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm K_v)K_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, les coefficients de poussé sera déterminé par la formule de MONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta)\left[1 + \sqrt{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)/\cos\beta \cdot \cos\theta}\right]}$$

H : est la hauteur du mur ;
γ = 18 KN/m^3 : est le poids des terres ;
φ = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
β = 0 : angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

Les coefficients de poussé sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. X.12. Calcul du coefficient de poussée K ad

Action du séisme	K_h	K_v	$\theta(^0)$	K_{ad}
Condition normale	0	0	/	0.33
Séisme «horizontale ; 1+K_v »	0.12	0.036	6.61	0.41
Séisme «horizontale ; 1-K_v »	0.12	-0.036	7.10	0.41

Tableau. X.13. Evaluations des efforts statiques de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	I_{FV}(x/o)	I_{FH}(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	4500.00	/	0.00	/	0.00	/
Mur F	4083.75	/	0.20	/	816.75	/
DDT	753.50	/	2.19	/	1650.17	/
Mur en R	945.96	/	4.30	/	4067.63	/
Corbeau	129.38	/	2.16	/	279.45	/
MGG	437.46	/	1.66	/	726.18	/
Poids des Terres Amot	2808.91	/	2.21	/	6207.68	/
Poids des T sur DDT	551.94	/	2.19	/	1208.76	/
Poussée Mur Frontal	/	1974.03	/	-4.32	/	-8527.82
Poussée Semelle	/	1598.45	/	-0.91	/	-1462.27
Poussée DDT	/	14.75	/	-7.14	/	-105.35
Poids Sur 10kN/m²	276.00	/	2.02	/	556.14	/

Poussée Sur 10kN/m²	/	454.03	/	-4.99	/	-2263.36
Rg	4447.45	/	-0.27	/	-1200.81	/
R(Al)	1240.94	/	-0.27	/	-335.05	/
R(Bc)	1555.14	/	-0.27	/	-419.89	/
RMc120	1261.19	/	-0.27	/	-340.52	/
RD240	1832.74	/	-0.27	/	-494.84	/
RBT	799.99	/	-0.27	/	-216.00	/
Hf+r	/	387.66	/	-6.77	/	-2624.47
HT°	/	366.73	/	-6.77	/	-2482.75
Frein Al	/	27.05	/	-6.77	/	-183.15
Frein Bc	/	26.09	/	-6.77	/	-176.66

NB1 : Les combinaisons et les sollicitations sont montrés dans **l'Annexe B.**

NB2 : (-) moment renversement.

(+) moment stabilisant

X.3.4. Ferraillage des éléments de la culée

X.3.4.1. Ferraillage du mur garde grève

❖ **Evaluation des efforts**

Moment des poussées des terres :

$$\mathbf{M_p = \frac{P \times H}{3}} \qquad \text{avec : } \mathbf{P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L}$$

H : hauteur des remblais, H = 3.17m,
$\mathbf{K_{ah}}$: coefficient de poussée des terres, K_{ah} = 0.33,
L : longueur des remblais, L = 1m .

➡ **M_{P-ELS} = 31.54 KN.m/ml**

➡ **M_{P-ELU} = 42.57 KN.m/ml**

Moment due à la force de freinage du camion Bc

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{M_p = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}}$$

μ : coefficient de pondération, μ=1.6 à l'ELU et μ=1.2 à l'ELS
P = 60 KN

➡ **M_{P-ELS} = 69.27 KN.m/ml**

➡ **M_{P-ELU} = 92.36 KN.m/ml**

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$\mathbf{M_p = \frac{12K}{0.75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)}dx} \quad \text{avec : } \mathbf{K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma}$$

γ : coefficient de pondération, γ = 1.6 à l'ELU et γ =1.2 à l'ELS ;
bc : coefficient de pondération du système **Bc** ;
δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
h : hauteur de mur de garde grève.

M_{P-ELS} = 48.73 KN.m/ml

M_{P-ELU} = 64.97 KN.m/ml

❖ **Combinaison d'actions sur le MGG**

➡ $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 149.53$ KN.m/ml.

➡ $M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 199.90$ KN.m/ml.

❖ **Ferraillage de MGG**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert As = 19.2 cm^2 on prend 7HA20/ml avec St = 15cm

Armatures de construction : $A'_s = A_s/3 = 6.40$ cm^2 on prend 7HA12/ml avec St = 15 cm

Armature transversale : $A_t = A_s/4 = 4.80$ cm^2 on prend 7HA10/ml avec St = 15cm

X.3.4.2. Dalle de transition

❖ **Evaluation des efforts**

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposé simplement appuyé, elle est soumise

Remblais : $G_{remblais} = 18\times0.60$ ➡ $G_{remblais} = 10.80$ KN/m^2
poids propre de la dalle : $G_{p\ dalle} = 25\times0.40$ ➡ $G_{p\ dalle} = 10.00$ KN/m^2
Revêtement : $G_{revêtement} = 24\times0.08$ ➡ $G_{revêtement} = 1.92$ KN/m^2
Surcharge d'exploitation ➡ $Q = 10$ KN/m^2

❖ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

Tableau X.14. 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	172.70	125.60
ELS	G + 1.2Q	131.29	95.48

❖ **Ferraillage de la dalle de transition**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 16.80\ cm^2$ on prend 6HA20/ml avec St = 17.5 cm.

Armature de constructions : $A'_s = A_s/3 = 5.60\ cm^2$ on prend 6HA12/ml avec St = 17.5 cm.

Armature longitudinal : barre de HA12 avec St=17.5 cm.

X.3.4.3. 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 charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{R_{remb} = \frac{q \times l}{2}}$$

L : longueur de la dalle de transition.

q : charge des remblais ; $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p\ dalle}$

$$\rightarrow \mathbf{R_{rem} = \frac{22.72 \times 1}{2} = 11.36\ KN/ml}$$

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$\mathbf{R_{s\,rem} = \frac{q \times l}{2}}$$

L : longueur de la dalle de transition.

q : sur charge q =10.00 KN/ml

$$\mathbf{R_{rem} = \frac{10.00 \times 1}{2} = 5.00\ KN/ml}$$

❖ **Combinaison d'actions sur le corbeau**

→ $R_{ELU} = 1{,}35 \times M_G + 1.6 \times M_Q = 22.84$ KN/ml.

→ $R_{ELS} = M_G + 1.2 \times M_Q = 17.36$ KN/ml.

❖ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 12\ cm^2$ /ml on prend 7HA16/ml avec St = 15cm.

Armature de construction : $A'_s = A_s/3 = 4.00\ cm^2$ on prend 7HA12/ml avec St = 15cm

X.3.4.4. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations).

❖ **Evaluation des efforts**

Tableau. X.15. Evaluations des efforts du mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV}(x/o)$	$I_{FH}(y/o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	4083.75	/	0	/	0	/
DDT	753.50	/	1.99	/	1499.46	/
Corbeau	129.37	/	1.96	/	253.57	/
MGG	437.46	/	1.46	/	638.69	/
Poids des T sur DDT	551.94	/	1.99	/	1098.37	/
Poussée Mur Frontal	/	1974.03	/	-2.32	/	-4579.76
Poussée DDT	/	14.75	/	-5.14	/	-75.84
Poussée Sur 10kN/m²	/	454.03	/	-3.98	/	-2263.36
Rg	4447.45	/	-0.47	/	-2090.30	/
R(Al)	1240.94	/	-0.47	/	-583.24	/
Rbc	1555.14	/	-0.47	/	-730.92	/
RMc120	1261.19	/	-0.47	/	-592.76	/
RD240	1832.74	/	-0.47	/	-861.39	/
RBT	799.99	/	-0.47	/	-376.00	/
Hf+r	/	387.66	/	-5.39	/	-1849.15
HT°	/	366.73	/	-5.39	/	-1749.29
Frein Al	/	27.05	/	-5.39	/	-129.04
Frein Bc	/	26.09	/	-5.39	/	-124.47

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas du mur frontal ;
- Centre du mur frontal.

❖ **Combinaison d'actions**

Le résultat des combinaisons les plus défavorables est montré dans le tableau : (détail de calcul voir **annexe B).**

Tableau X.16. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Cas	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS max	693.57	239.69	742.26	693.57	742.26
ELU max	936.31	325.18	1009.53	936.31	1009.53

❖ **Ferraillage mur frontal**

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 20.00\ cm^2$ on prend 7HA20/ml avec St = 15 cm.

Armature de constructions : $A'_s = A_s/3 = 6.67\ cm^2$ on prend 7HA14/ml avec St = 15 cm.

Armature transversal : $A_t = As/4 = 5.00\ cm^2$ on prend 7HA12/ml avec St=15 cm.

X.3.4.5. Mur en retour

❖ **Evaluation des efforts**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes (les résultats dans **l'annexe A**) :

- Poussée des terres P terres = (0.333×18×7.97) = 47.77 KN/ml ;
- Poussée des surcharges de remblais : Psr =10×0.333 = 3,33 KN/m^2 ;
- Poids de CCP : P eq = 7.10 KN/ml ;
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

❖ **Combinaisons des efforts**

➡ E.L.S : $Mu = (M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,2\ (Msr)$.

➡ E.L.U : $Mu = 1,35(M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,6\ (M_{sr})$.

❖ **Résultat et ferraillage**

Tableau X.17. Résultats et ferraillage du mur en retour.

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens verticale	coté remblais	515.28	432.18	35.60	8HA25
	coté extérieure	120.59	90.09	7.00	8HA12
Sens horizontale	coté remblais	330.00	240.00	19.20	7HA20
	coté extérieure	55.00	40.00	5.50	7HA12

X.4. ETUDE DES FONDATION

X.4.1. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau X.18. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur	13.20	Longueur	15.00
Largeur	9.60	Largeur	6.00
Epaisseur	2.50	Epaisseur	2.00

X.4.1.1. Calcule des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir **annexe B**)

Tableau X.19. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

	Sous la pile			Sous la culé		
Etat	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	59510.29	1808.40	27578.03	27676.99	6422.63	3567.56
ELS	44144.73	1292.94	19717.34	20524.52	4739.78	4765.17
ELA	32702.03	4066.27	55463.02	15211.20	7508.31	15115.46

X.4.1.2. Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier : $\mathbf{n_p = Nmax / Q_p}$

Nmax : l'effort normale maximale à l'ELS,
$\mathbf{Q_p}$: capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau X.20. Nombre de pieux sous la semelle.

Sous la pile		Sous la culée	
N max (KN)	44144.73	N max (KN)	20524.52
Qp (KN)	4907.15	Qp (KN)	2654.90
Np	8.90	Np	7.73
On prend	12 pieux de 25m de profondeur	On prend	10 pieux de 16m de profondeur

X.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu

$$\mathbf{N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}}$$

n : nombres des pieux ;
N : effort normal ;
Mx, My : moments dans les sens x,y ;
X = Y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau. X.21. Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.

	Sous la pile			Sous la culé		
Etat	Nmax(KN)	Nmin(KN)	Qp(KN)	Nmax(KN)	Nmin(KN)	Qp(KN)
ELU	5916.76	3506.88	6495.65	2879.61	2340.06	3326.40
ELS	4363.36	2623.04	4907.15	2267.01	1601.09	2654.90
ELA	4650.97	799.37	7146.20	2421.47	508.30	3692.55

❖ **Cas de la pile**

$N_{max\text{-}ELS}$ = 4363.36 KN < 4907.15 KN

$N_{max\text{-}ELA}$ = 4650.97 < 7146.20 KN ➞ pas de risque de poinçonnement

N_{min} > 0 ➞ pas de risque de soulèvement

❖ **Cas de la culé**

$N_{max\text{-}ELS}$ = 2267.01 KN < 2654.90 KN

$N_{max\text{-}ELA}$ = 2421.47 < 3692.55 KN ➞ pas de risque de poinçonnement

N_{min} > 0 ➞ pas de risque de soulèvement

X.4.1.4. Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\alpha \geq 45^0} \\ \boldsymbol{h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \end{cases}$$

h = H – d';

L : entraxe entre les pieux ;

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau X.22. La vérification des conditions de la méthode des bielles.

Cas de la pile		Cas de la culée	
L (m)	3.60	L (m)	3.60
b (m)	1.60	b (m)	2.00
H (m)	2.50	H (m)	2.00
d' (m)	0.10	d' (m)	0.10
h (m)	2.40	h (m)	1.9
$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$	1.40	$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$	1.30
$\alpha = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)$	59.77	$\alpha = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)$	55.65
Condition	Vérifié	Condition	Vérifié

D'après le document « **SETRA** » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
Nmax-ELS = 4.36 MN	Nmax-ELS = 2.27 MN
Nmax-ELA = 4.66 MN	Nmax-ELA = 2.42 MN
σa (ELS) = (2/3) f_e = 333.33 MPa	σa (ELS) = (2/3) f_e = 333.33 MPa
σa (ELA) = f_e = 500 MPa	σa (ELA) = f_e = 500 MPa
As $_{ELS}$ = 76.30 cm^2	As $_{ELS}$ = 46.60 cm^2
As $_{ELA}$ = 54.37 cm^2	As $_{ELA}$ = 33.12 cm^2.

❖ **Pour la semelle sous la pile**

Donc **As = 76.30 cm^2**. On prend **16 HA25**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φpieu = 3.60**

Avec : $St = \frac{H + \Phi pieu}{n-1} = 24.66$ cm, donc on opte pour un espacement de 22.5 cm.

Armatures transversales supérieure :

A_{S2} = As/3 ; soit : HA16, avec un espacement de 22.5 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

A_{S1} = As / 2 ; soit : HA16, avec un espacement de 18 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

A_{S3} = As/4 ; soit : HA12, avec un espacement de 18 cm.

Armatures latérales :

A_{S4} = As / 10 ; soit : HA10, avec un espacement de 18 cm.

❖ **Pour la semelle sous la culée**

Donc **As = 46.60 cm^2**. On prend **15HA20**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φpieu = 3.10**

Avec : $St = \frac{H + \Phi pieu}{n-1} = 22.85$ cm, donc on opte pour un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure :

A_{S2} = As/3 ; soit : HA14, avec un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales inférieure :

A_{S1} = As / 2 ; soit : HA16, avec un espacement de 20cm.

Armatures longitudinales supérieure :

A_{S3} = As/10 ; soit : HA12, avec un espacement de 20cm.

Armatures latérales :

A_{S4} = As / 10 ; soit : HA10, avec un espacement de 20cm.

X.4.2. Etude des pieux

X.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$\mathbf{EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u b_y = 0}$$

b : diamètre du pieu ;
C_U : module de réaction du sol ;
y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme : $\boldsymbol{\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}}$

α : Longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

- **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\boldsymbol{\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}}$$

Application numérique

Cu = 35 MN/m^3
E = 33 000 MPa
b = 1.2 m ; I = 0.102 m ;
λ = 0.228

D'où, en tire les valeurs de (X_φ^H , X_φ^M) pour **λ × L = 5,70** à partir du tableau WERNER :

$$\lambda L = 5.70 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.42 \\ X_\varphi^M = 1.63 \end{cases}$$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu** :

Le moment en tête du pieu est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{M} = -\frac{\mathbf{X}_{\varphi}^{\mathbf{H}}}{\mathbf{X}_{\varphi}^{\mathbf{M}}} \times \frac{\mathbf{P}}{\boldsymbol{\lambda}}$$

Tableau X.23. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	Sous la pile			Sous la culé		
Etat	Hmax	P(KN/pieux)	M(KN.m)	Hmax	P(KN/pieux)	M(KN.m)
ELU	1808.40	150.70	575.25	6422.63	642.26	2272.54
ELS	1292.94	107.75	411.30	4739.78	473.78	1696.20
ELA	4066.27	338.85	1293.56	7508.31	750.38	2656.69

X.4.2.2. Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

❖ **Cas de la pile**

As = 113.10 cm^2. Donc on prend **24 HA25**

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA14 avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

❖ **Cas de la culée**

As = 194.40 cm² Donc : on prend deux nappe de **20HA25**

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA14 avec un espacement de 15 cm dans la zone courante et 30 cm dans la zone de critique.

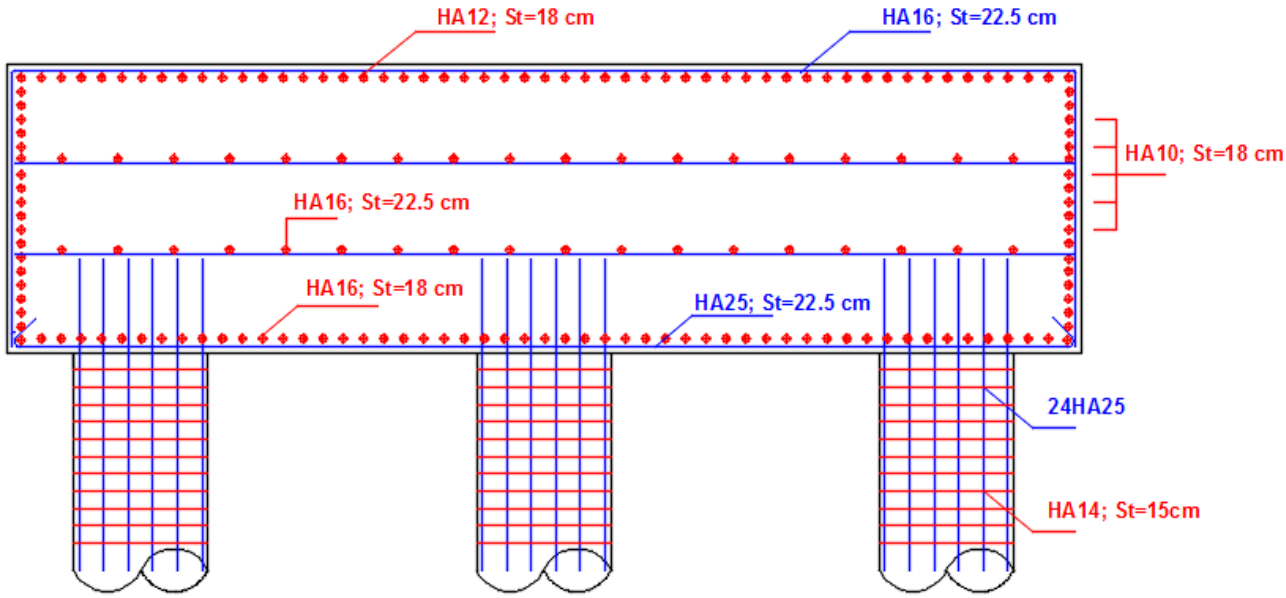


Figure X.5. Ferraillage les éléments de la pile.

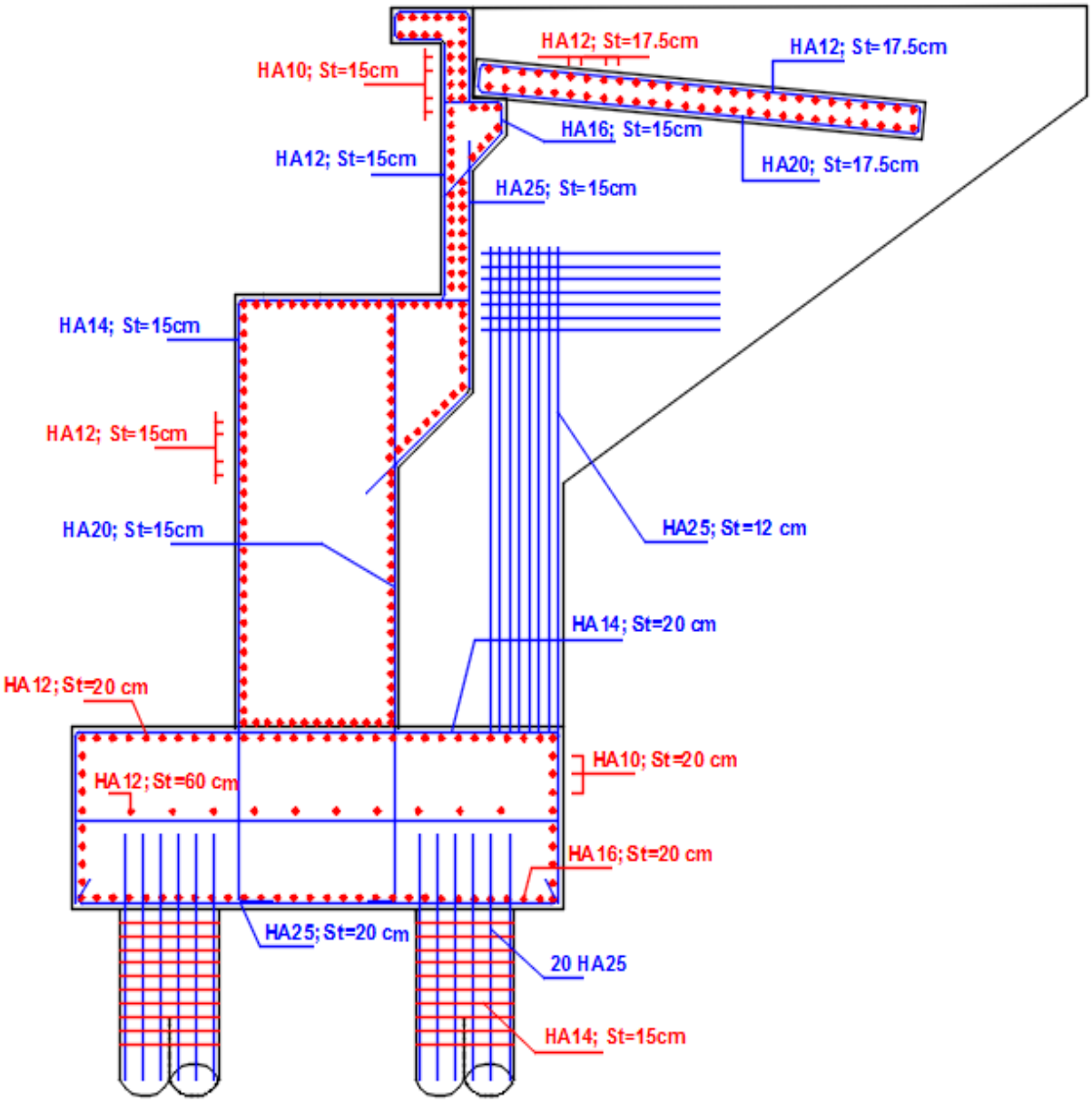


Figure X.6. Ferraillage les éléments de la culée.

X.4. Conclusion

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CONCLUSIO0N GENERALE

ENSTP 2019-2020

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour nous de mettre en évidence notre connaissances théoriques acquises durant les trois années de formation à l'école nationale supérieure des travaux publics de KOUBA. Ce mémoire porte pour la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art situé au PK 13+371.65, qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant SIDI BEL ABBES (autoroute est/ouest –SAIDA) sur 120 km.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont en béton précontraint construit par encorbellement successive.

Cette étude nous a permis aussi d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi que l'appro-fondissement de nos connaissances, à la fois, théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la consultation des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour le pré dimensionner et étudier d'une manière profonde. Nos connaissances se trouvent très enrichies, le fait d'être en contact direct avec les cadres du domaine des ponts en Algérie (SETO), qui dispose des compétences qualifiées.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

BIBLIOGRAPHIE

ENSTP 2019-2020

BIBLIOGRAPHIE

Mr. DJEDDI LAMINE, « Thèse doctorat Contribution à l'étude mécano-fiabiliste des câbles de précontrainte des ouvrages d'art, application au contrôle par émission acoustique. Université d'Annaba.

Document Foreva Freyssinet, « traitement des câbles de précontrainte par imprégnation ultrasonore d'inhibiteurs

IMGC (ingénierie de maintenance du génie civil), « Pathologie de la précontrainte, modalités de surveillance et d'auscultation.

HELA BEN MANSOUR « Etude du comportement à la corrosion des tendues dans le béton contaminé par des ions chlorure. Université de Lyon.

Document SETRA ($N^0$59 novembre 2008) « Technique innovante : traitement des câbles de précontrainte par injection d'un inhibiteur de corrosion.

BELAOURA, « cours de béton précontrainte Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger

BELAOURA, « cours de béton armée Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger

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).

Document SETRA, « Ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009).

Document SETRA, (Février 1996) « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

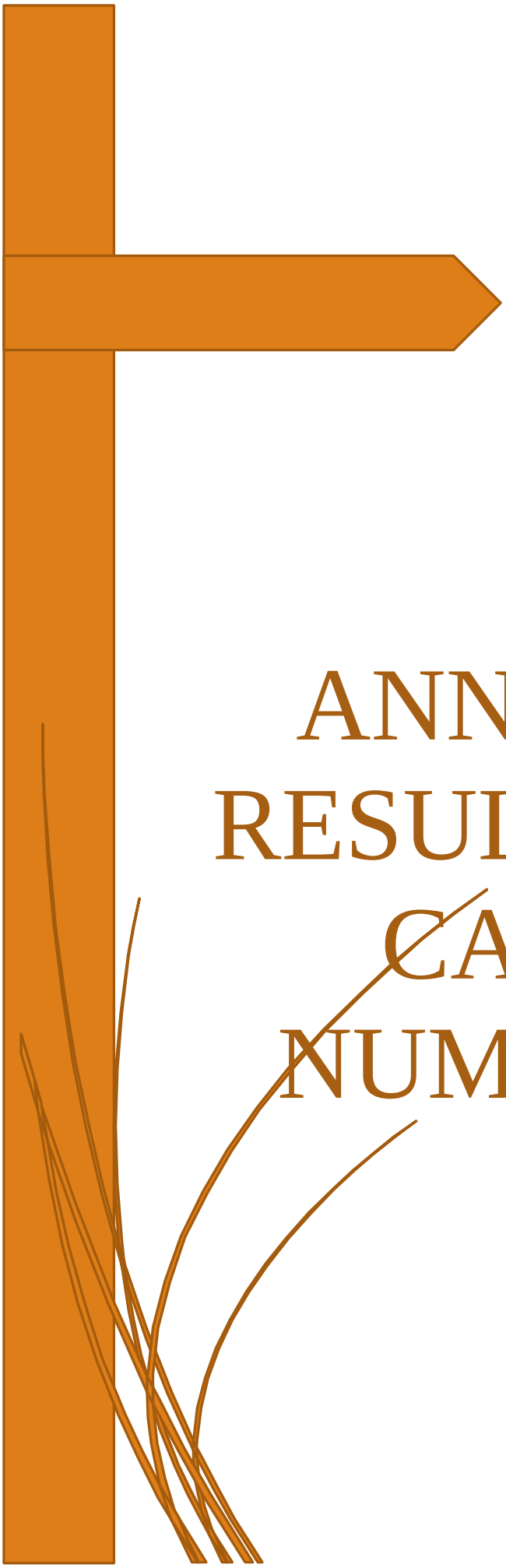
Document SETRA, (janvier 2000) « Ponts courants en zone sismique guide de conception ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France)

ANNE BERNARD-GELY et JEAN-ARMAND CALGARO « Conception des ponts ». Ecole nationale des ponts et chaussées.

HENRY THONIER, (1992) « Le béton précontraint aux états-limites ». Ecole nationale des ponts et chaussées.

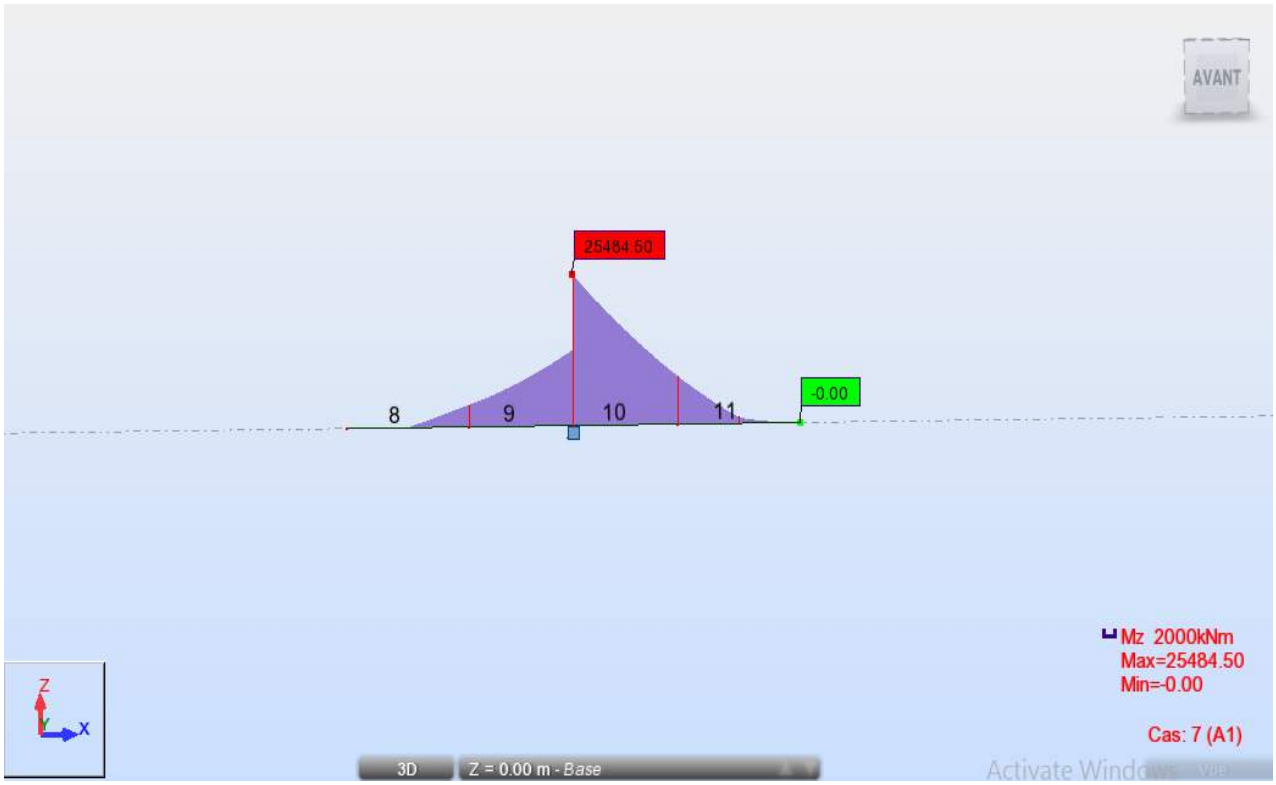
RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008

BOUMRARBILAL et DJENAD SALIM, (2017) « Etude du viaduc MOKTA (construit par encorbellement successif en béton précontraint) du Pk 1069.51 AU Pk 1382.61 ANNABA ». Projet de fin d'étude En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

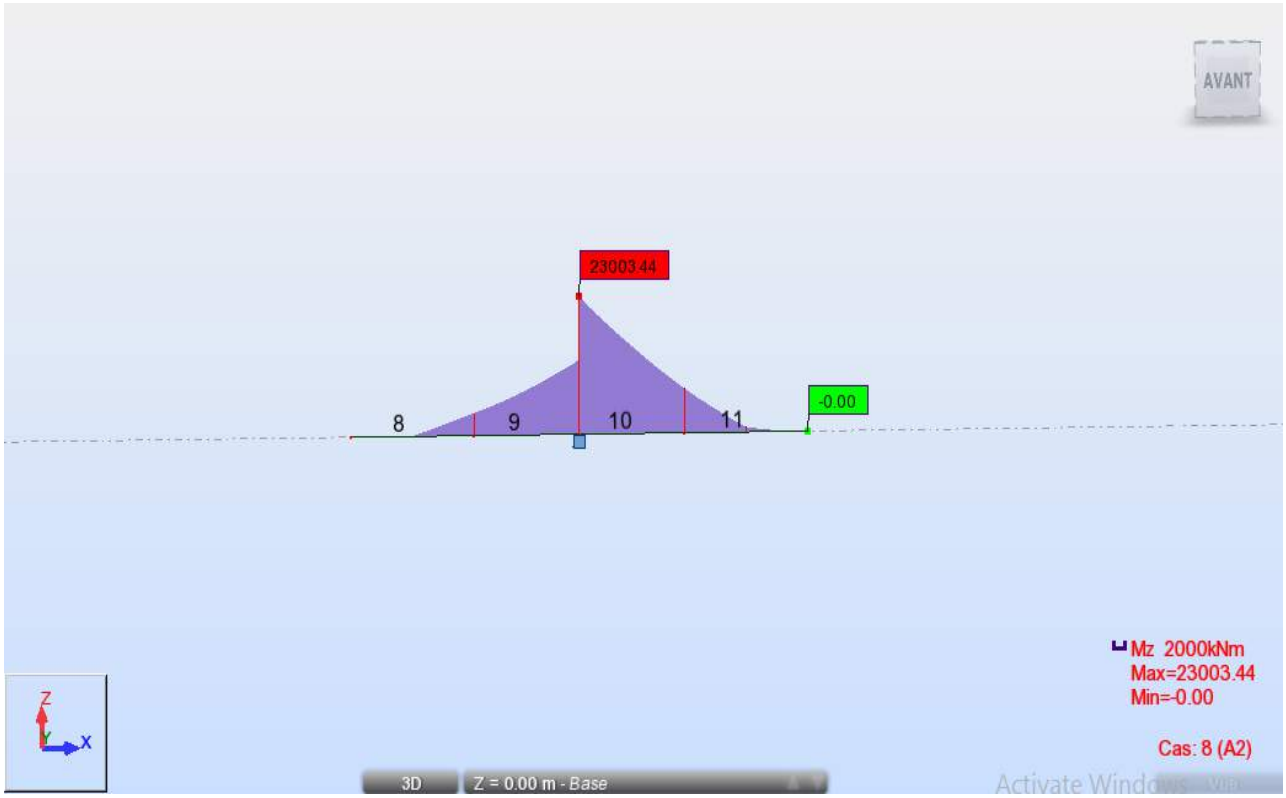


ANNEXES A RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE

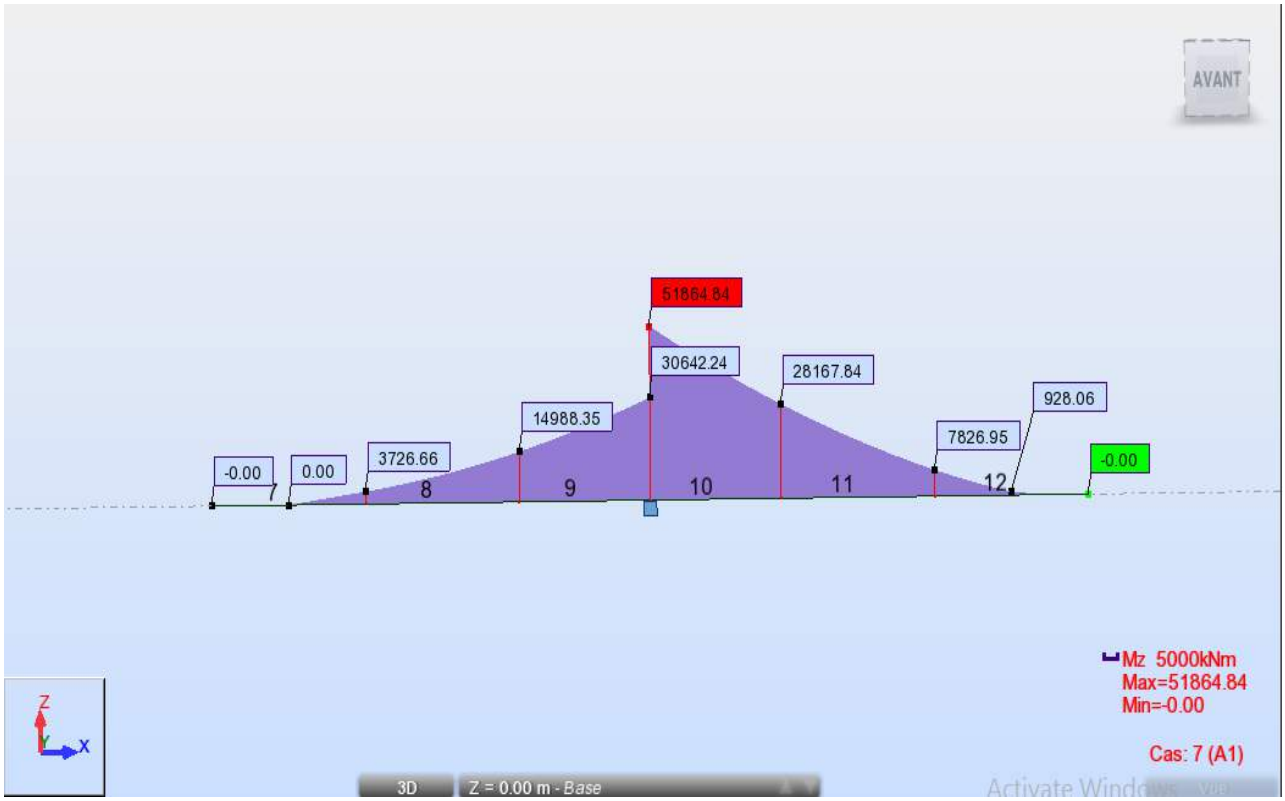
ENSTP 2019-2020



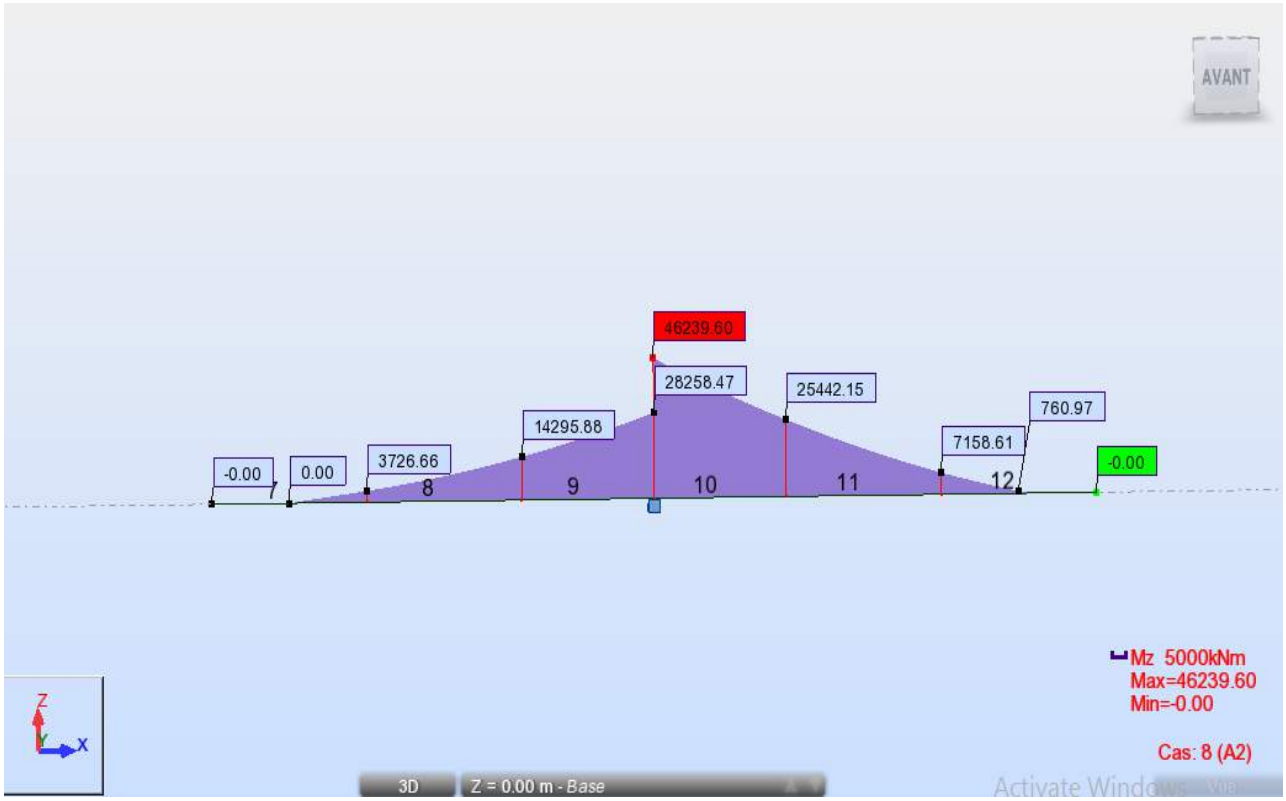
Annexes A.1. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A1.



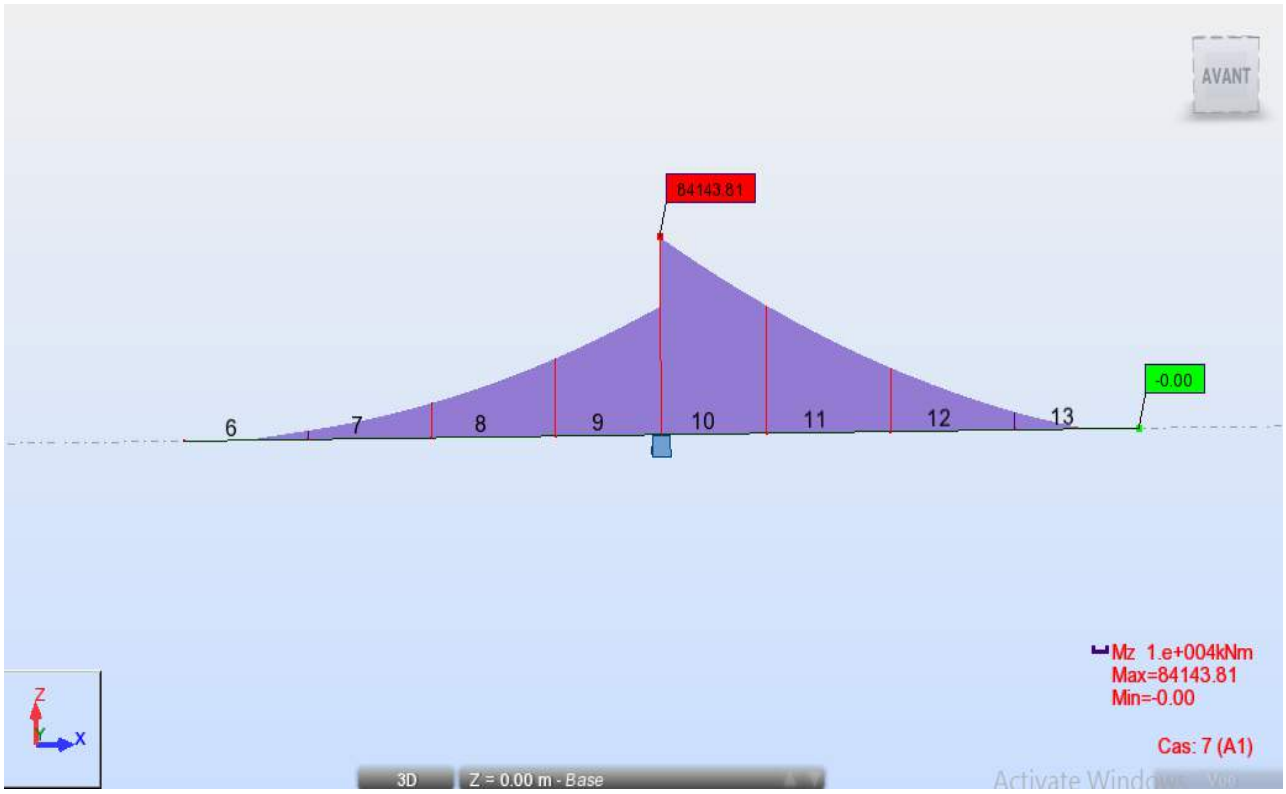
Annexes A.2. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A2.



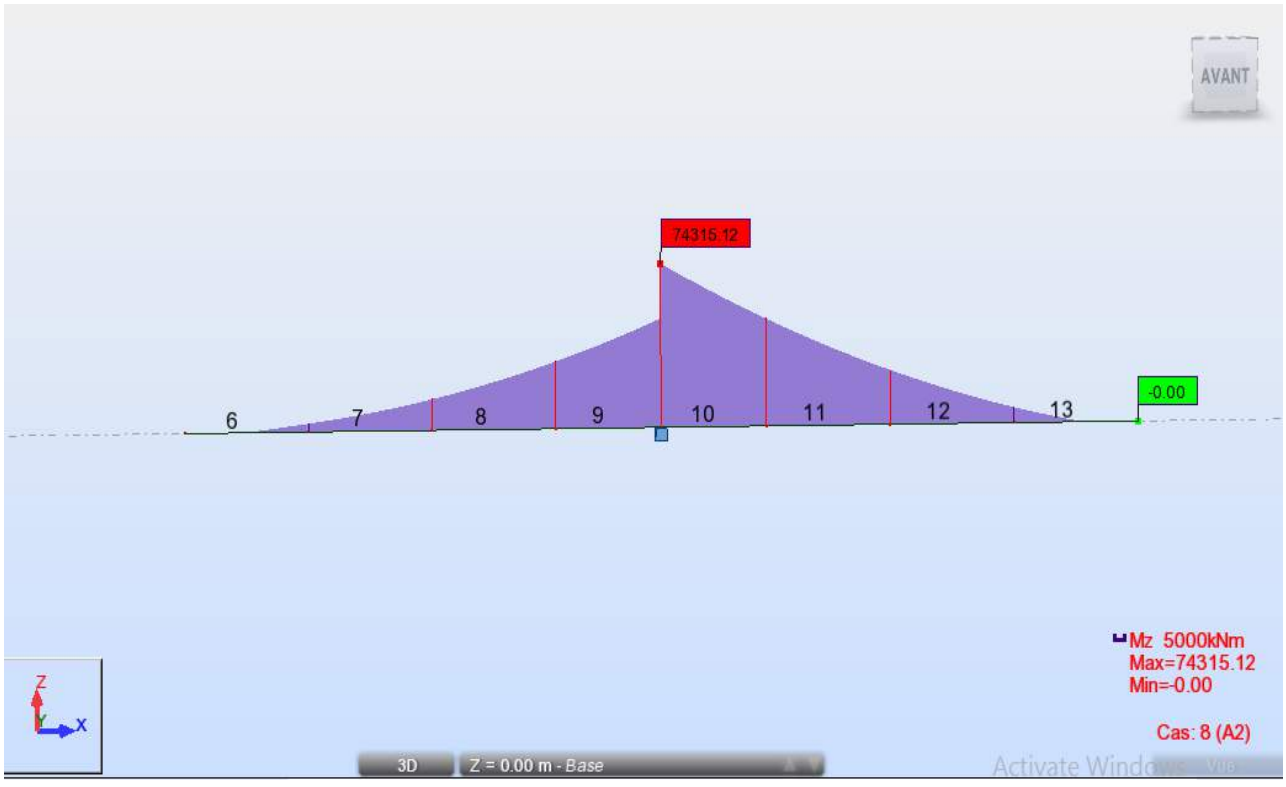
Annexes A.3. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A1.



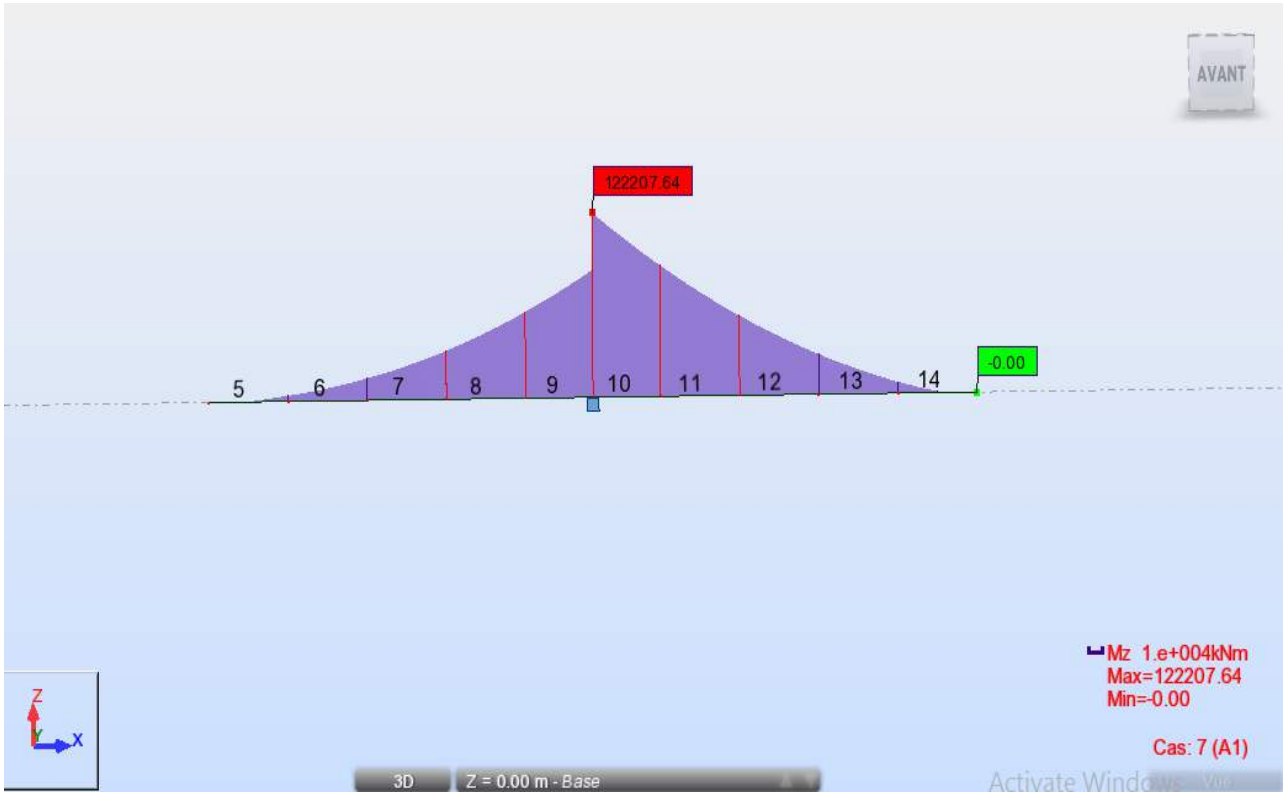
Annexes A.4. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A2.



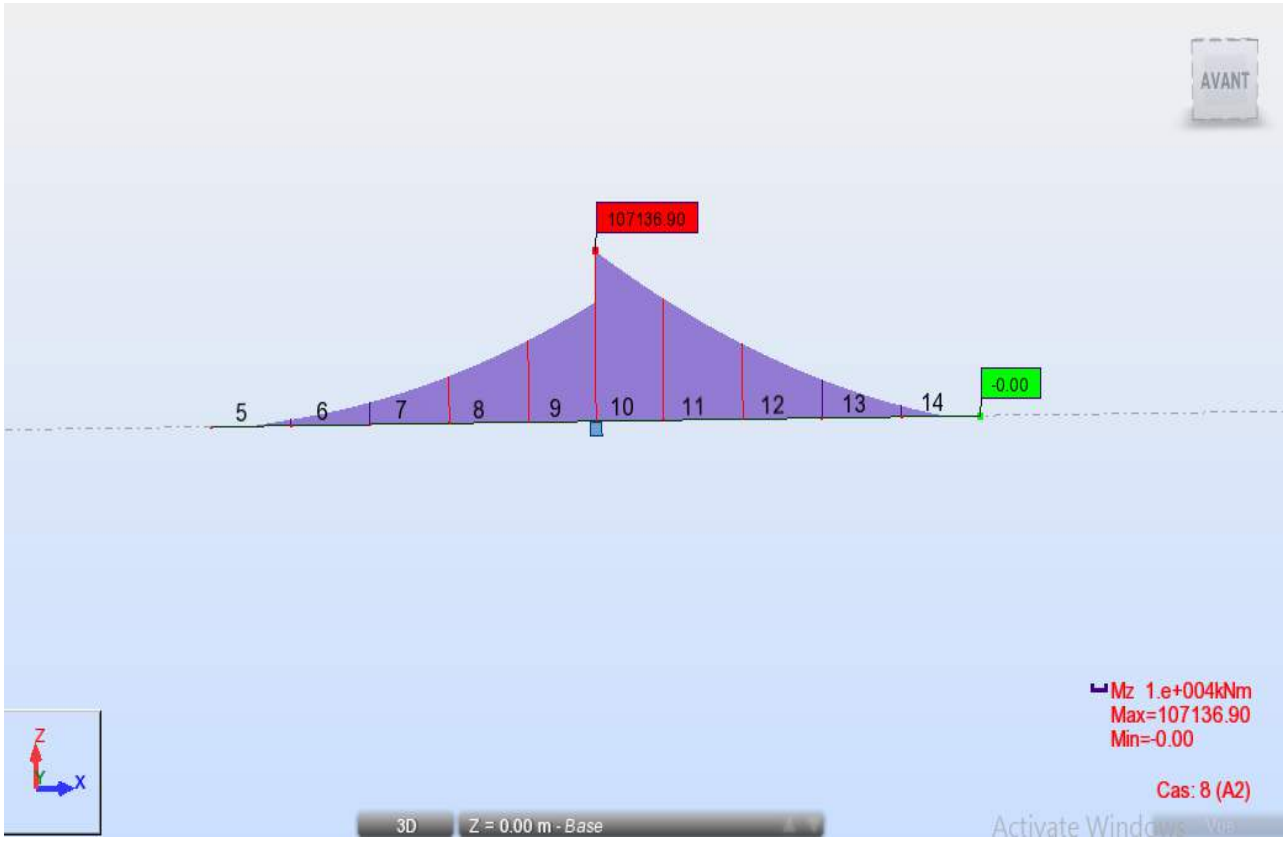
Annexes A.5. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A1.



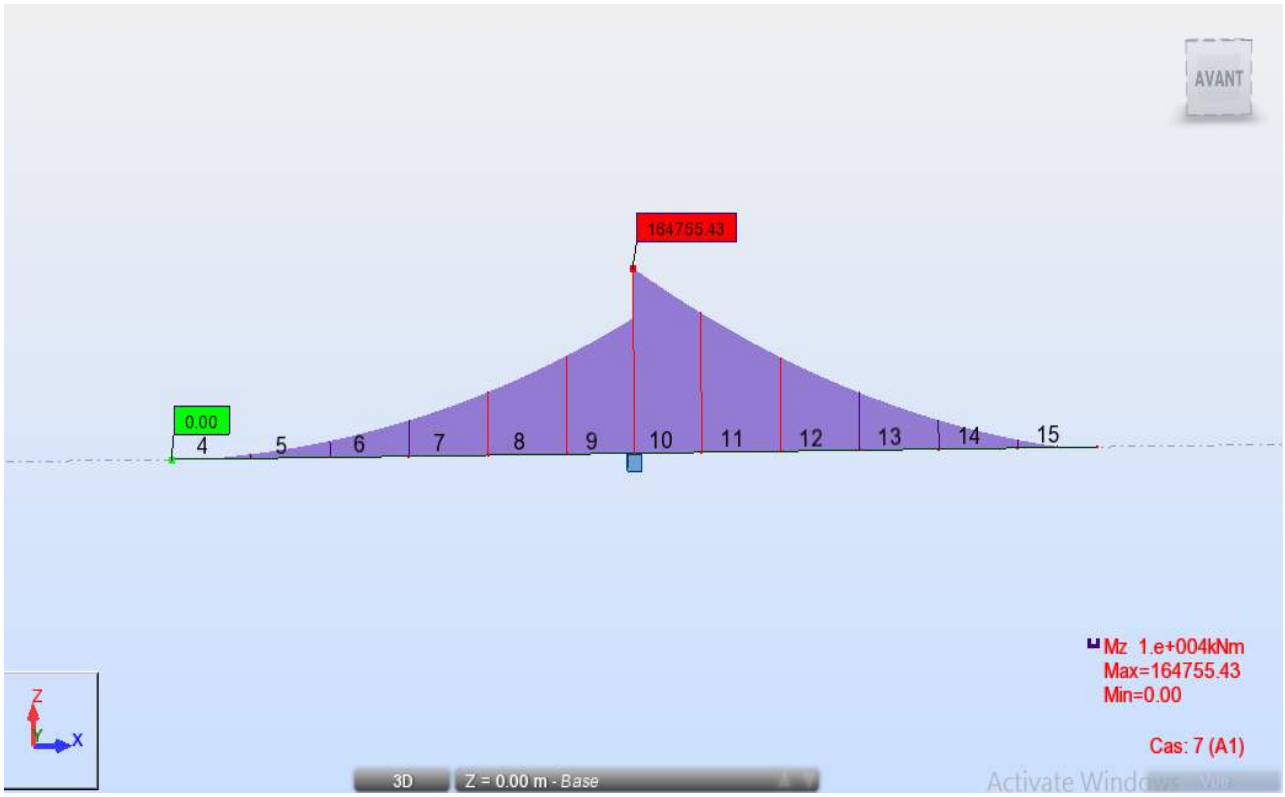
Annexes A.6. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A2.



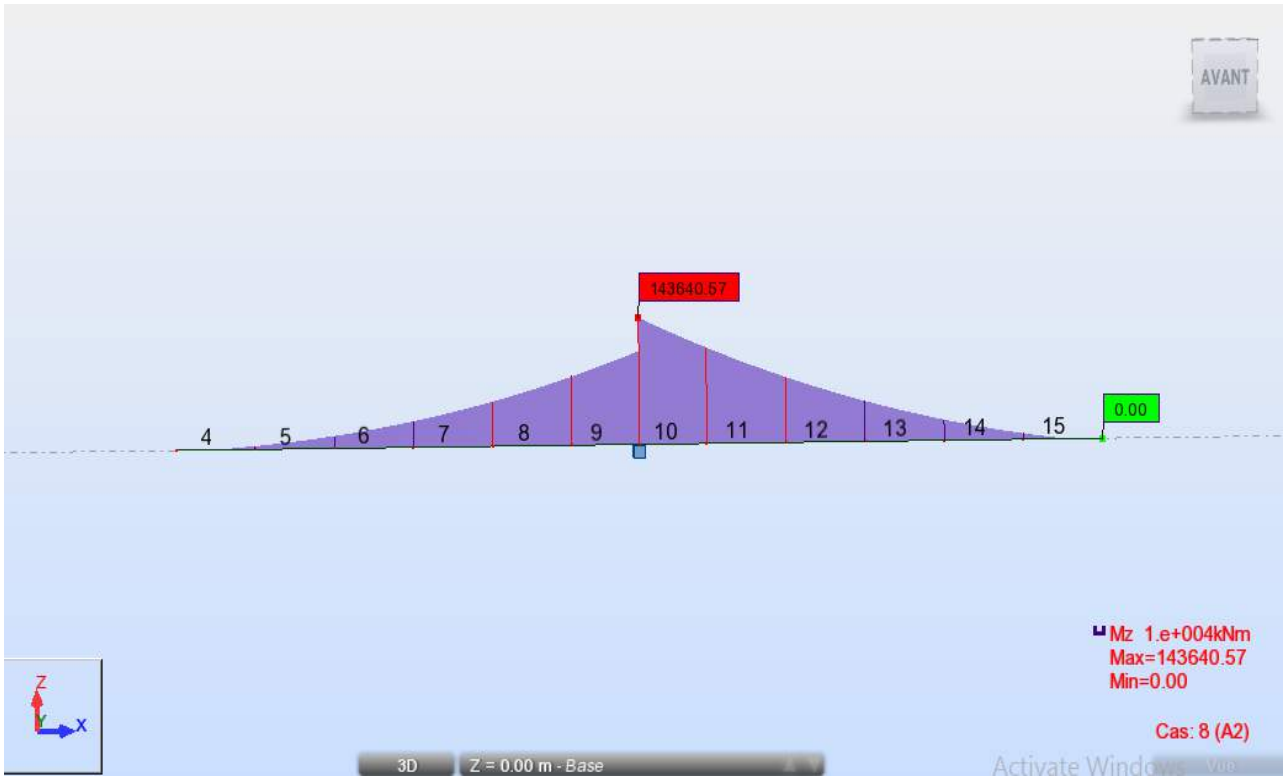
Annexes A.7. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A1.



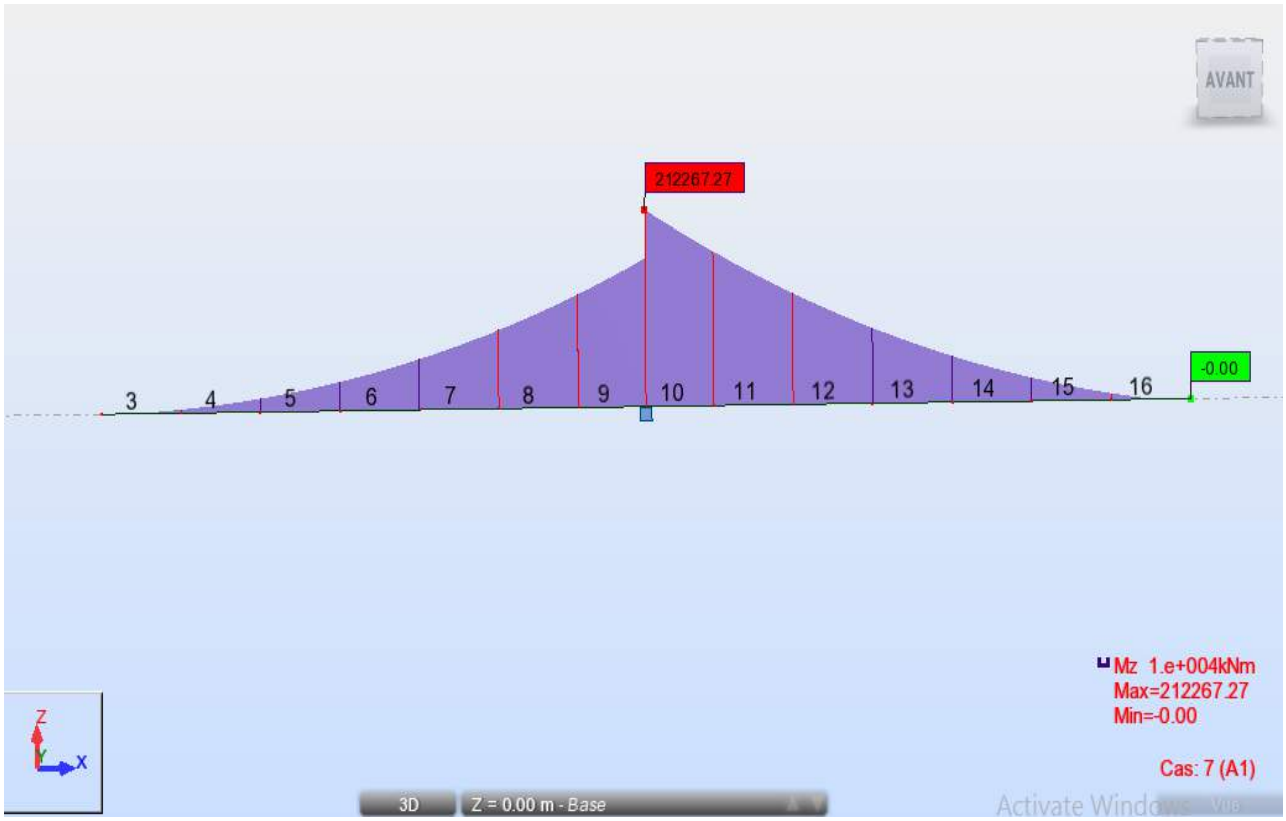
Annexes A.8. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A2.



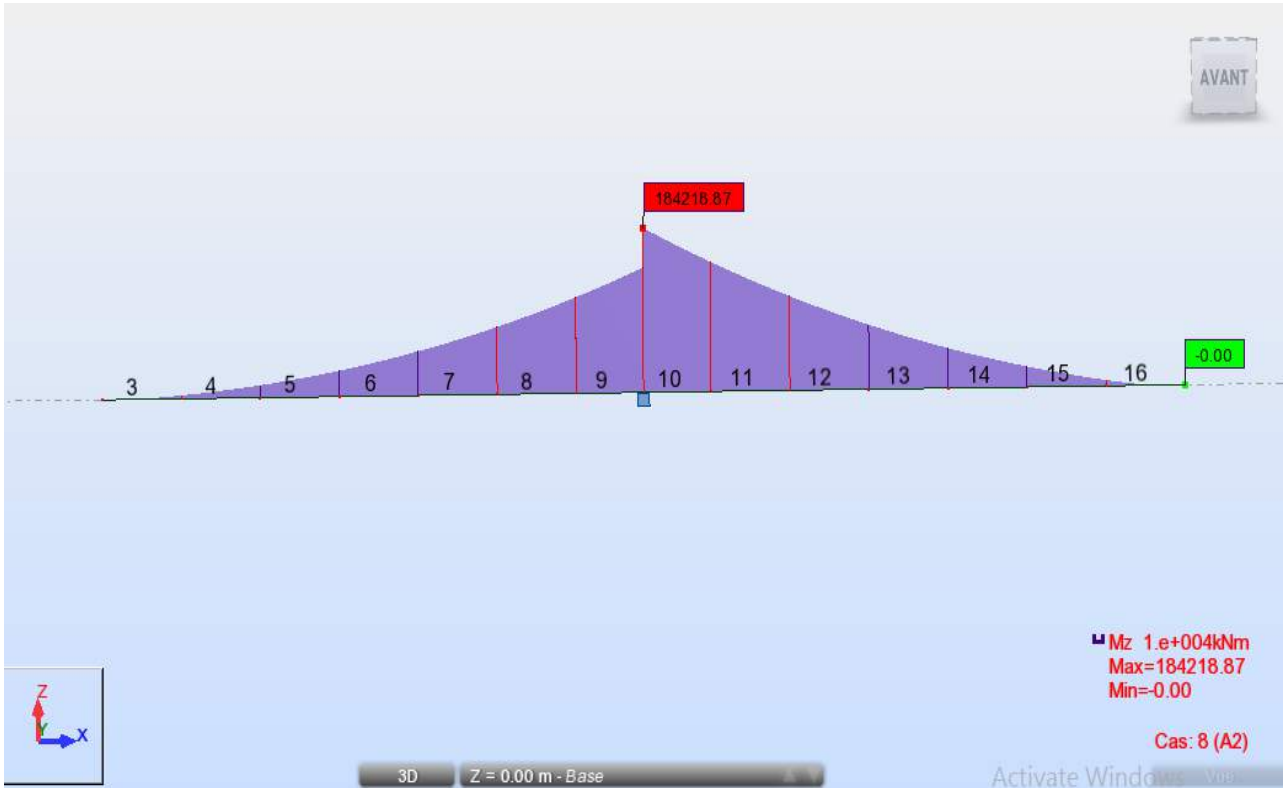
Annexes A.9. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A1.



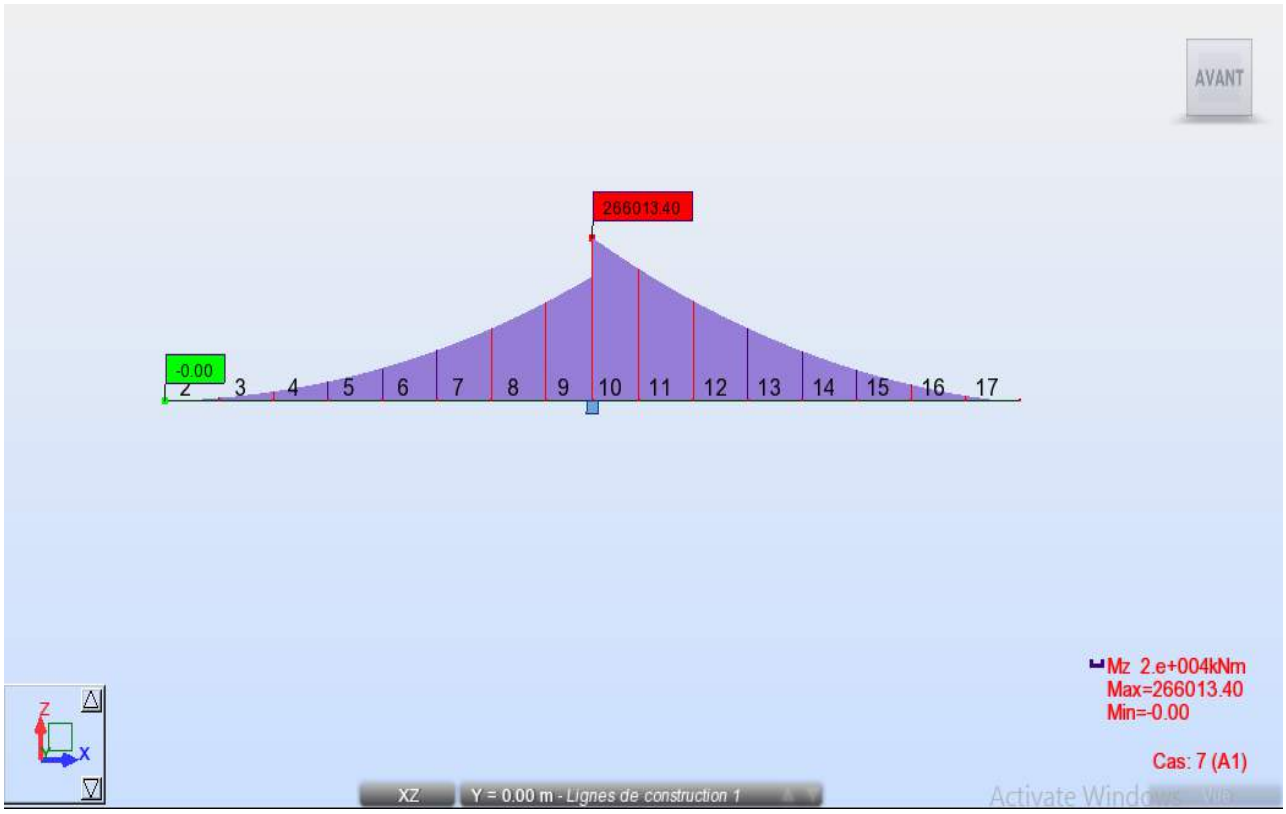
Annexes A.10. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A2.



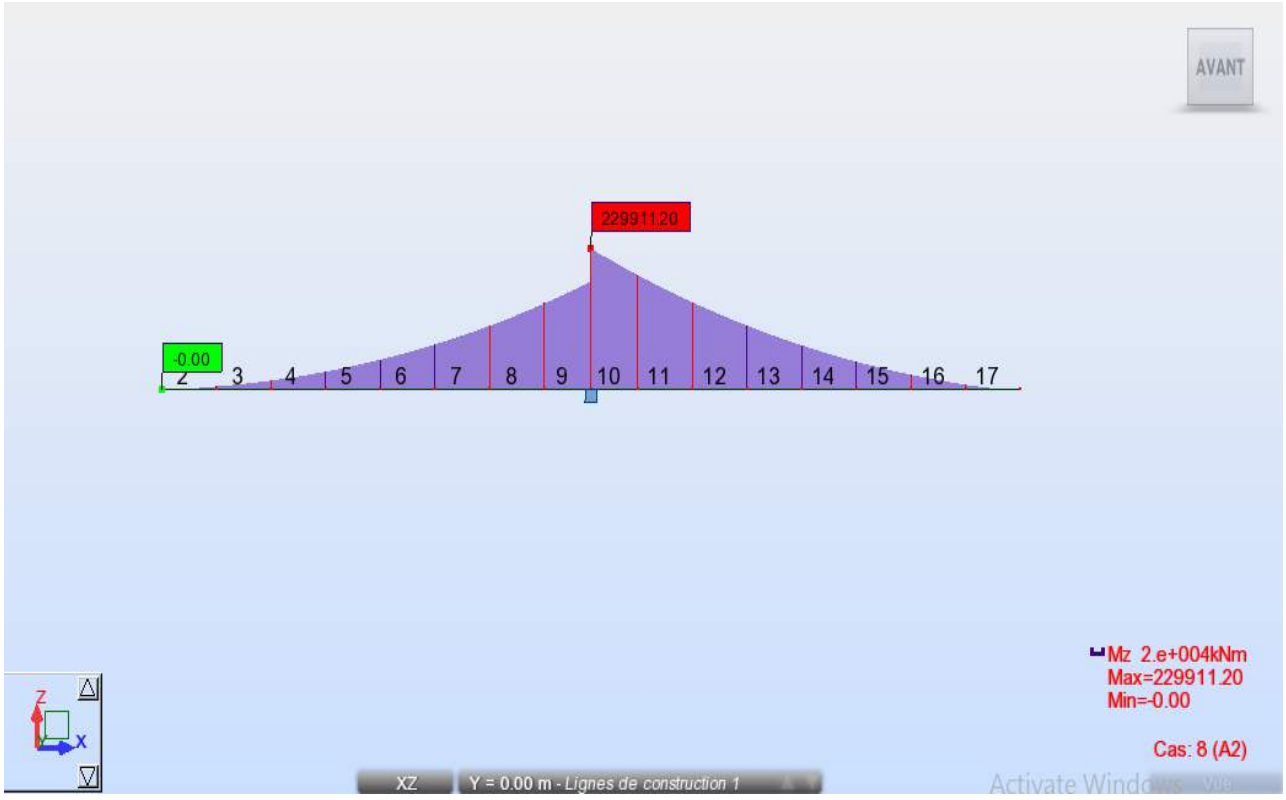
Annexes A.11. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A1.



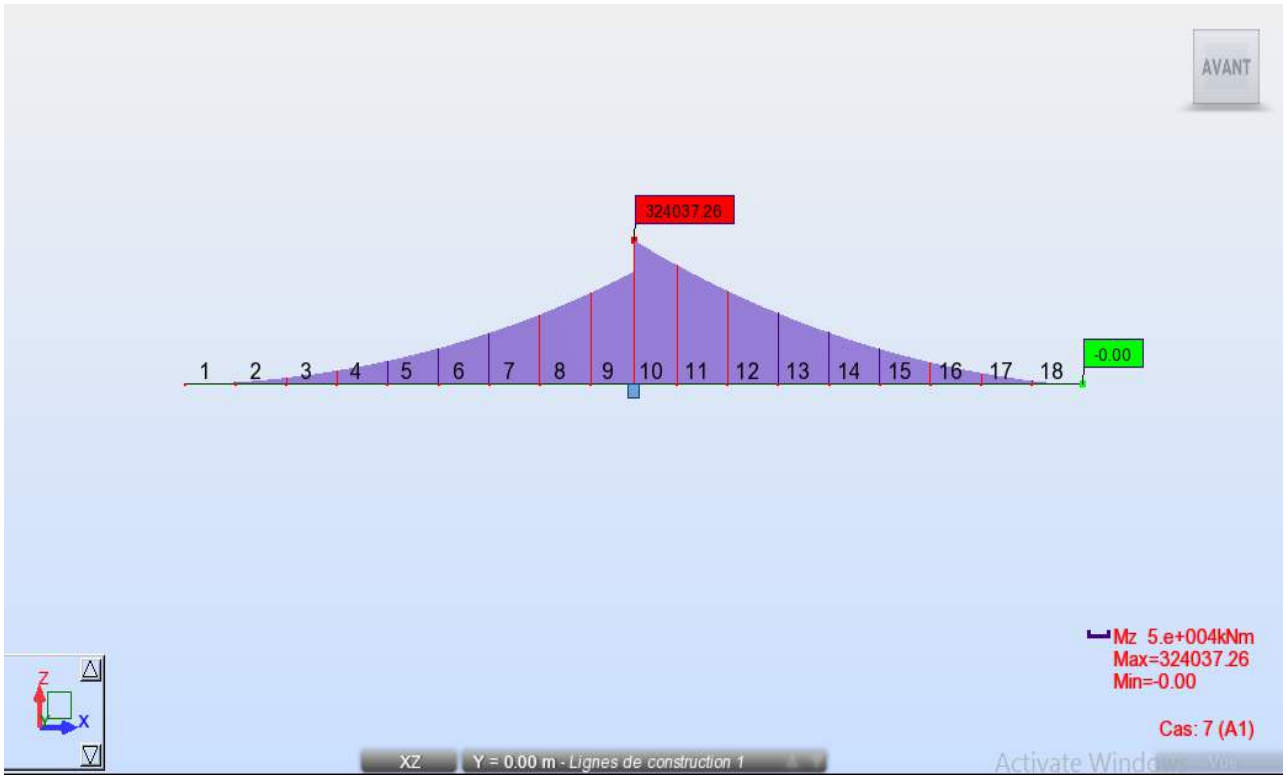
Annexes A.12. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A2.



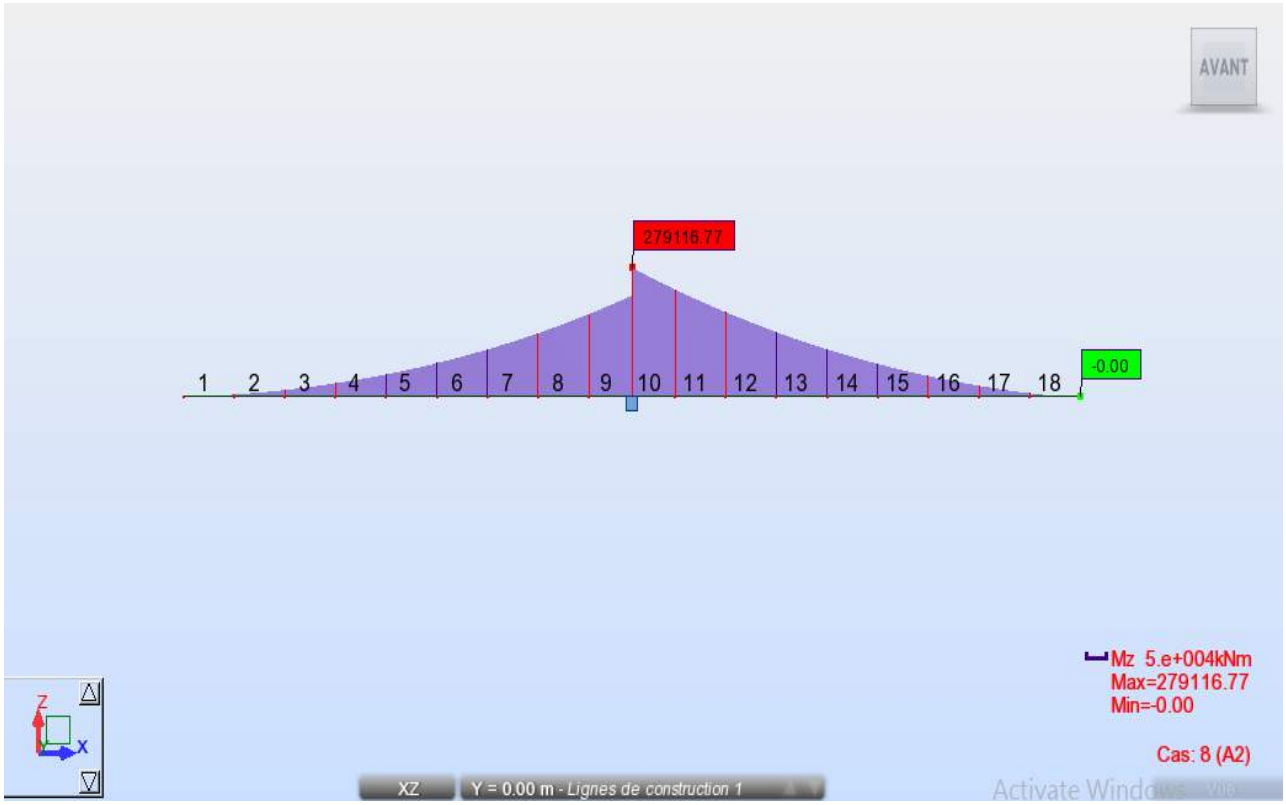
Annexes A.13. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A1.



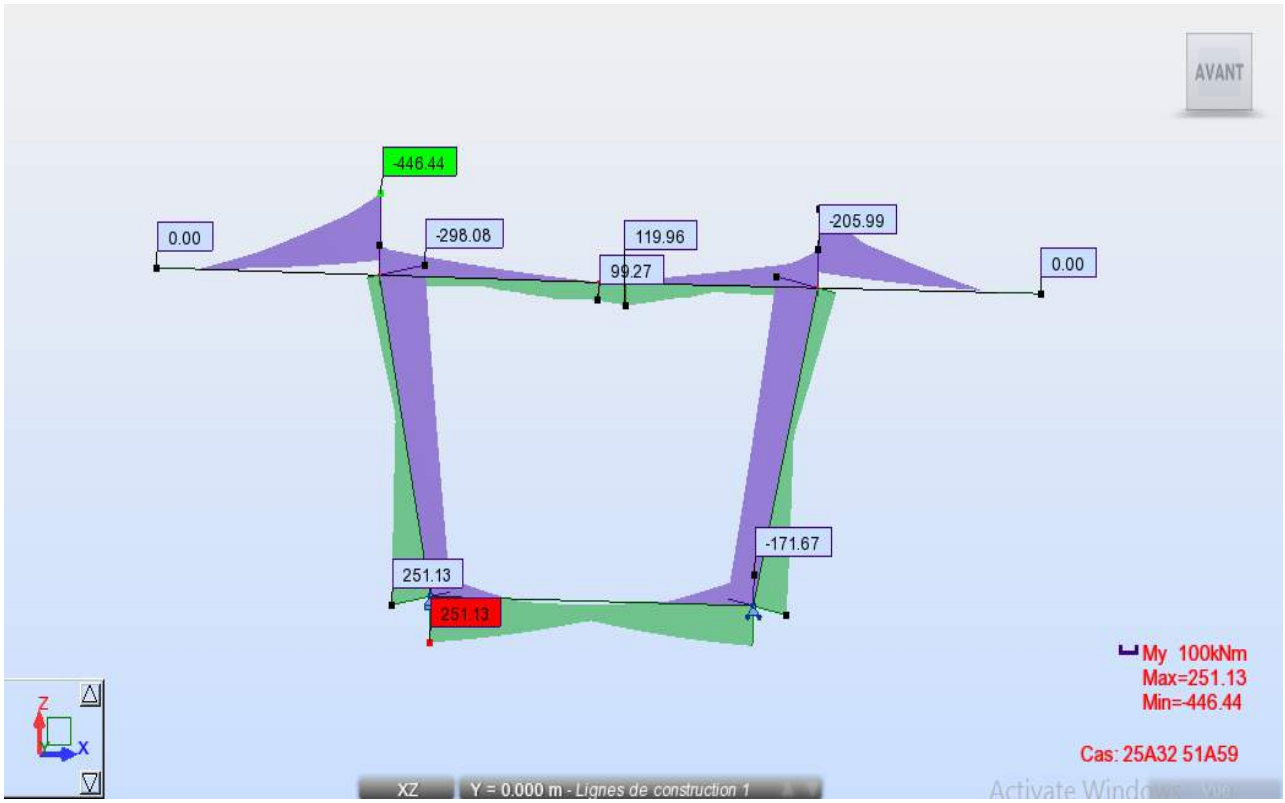
Annexes A.14. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A2.



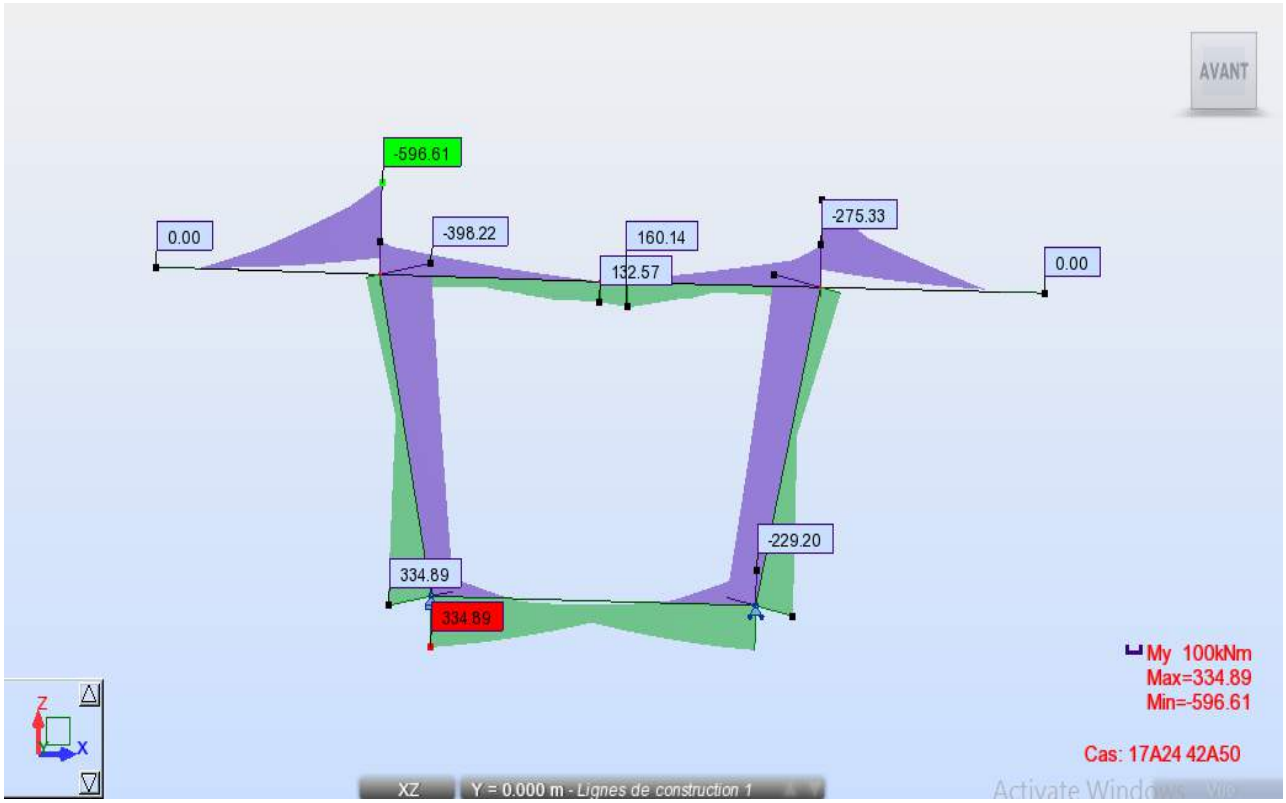
Annexes A.15. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A1.



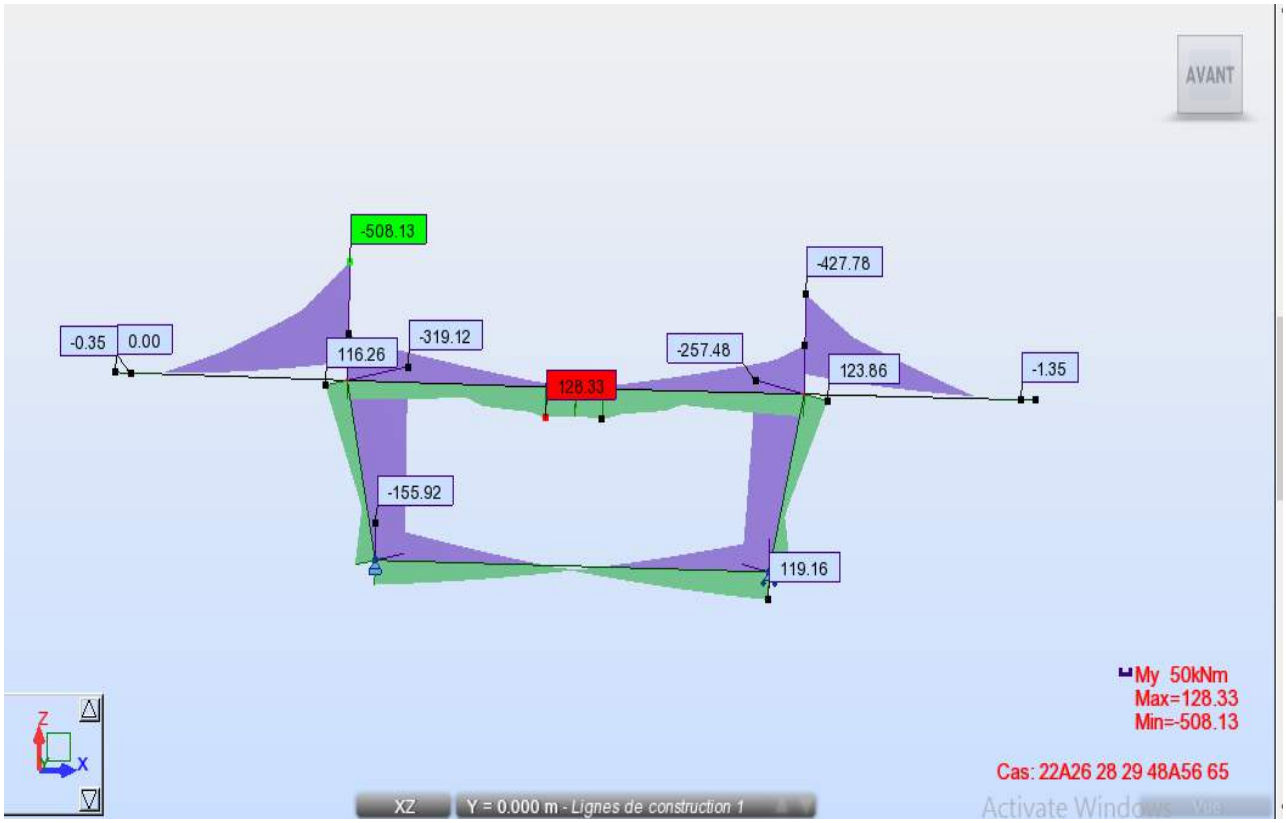
Annexes A.16. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A2.



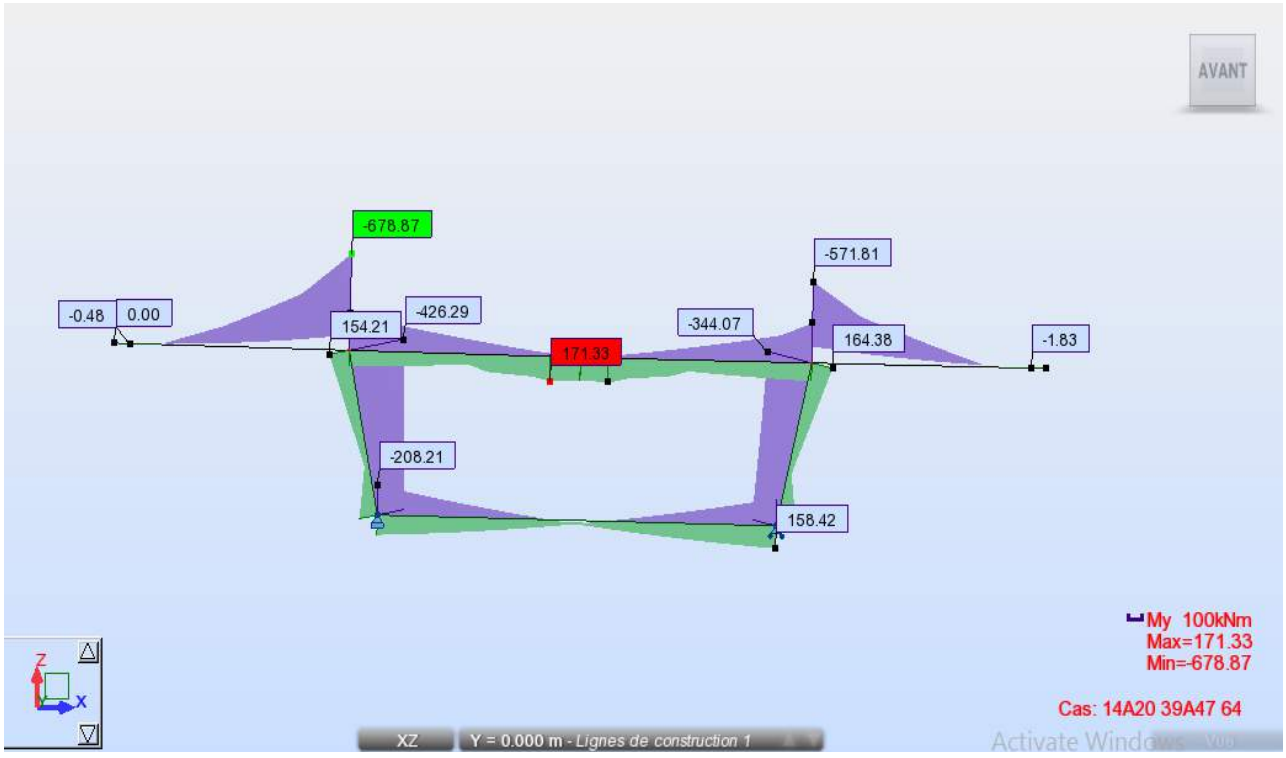
Annexes A.17. Moment fléchissant Max dans le voussoir sur pile à ELS.



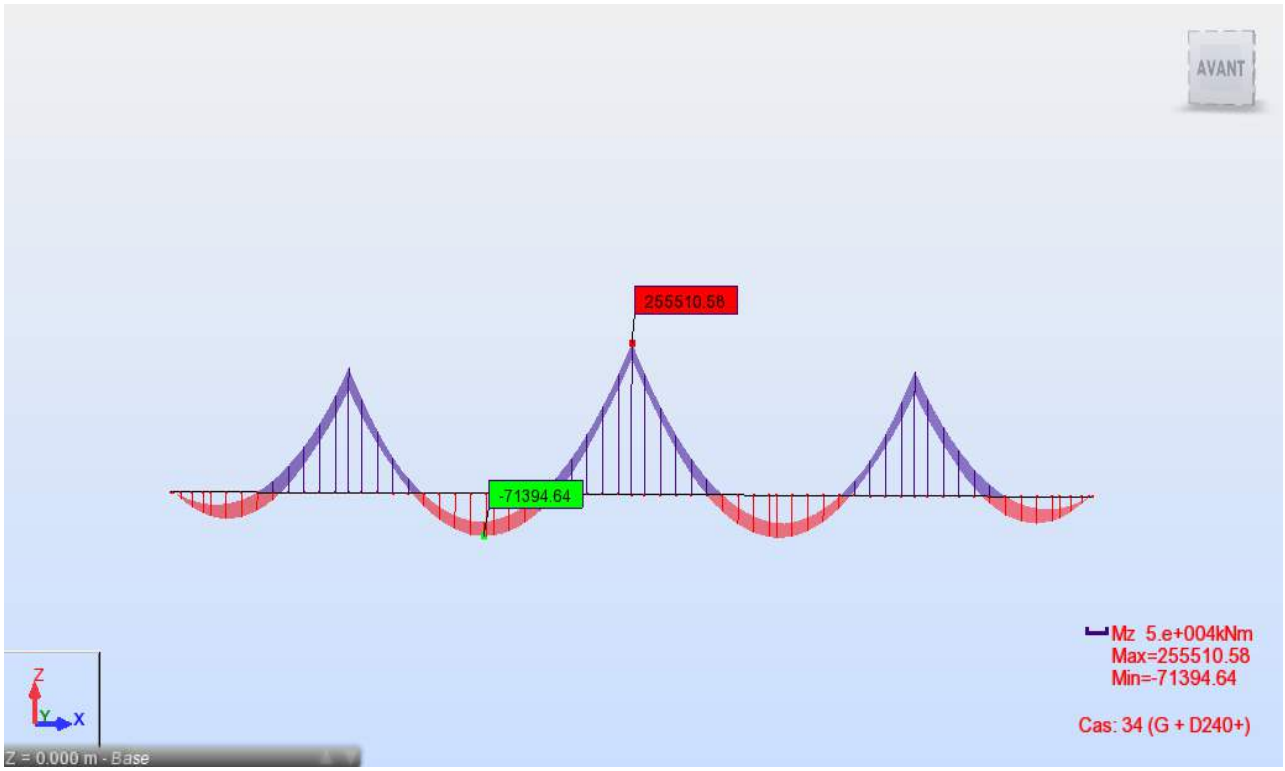
Annexes A.18. Moment fléchissant Max dans le voussoir sur pile à ELU.



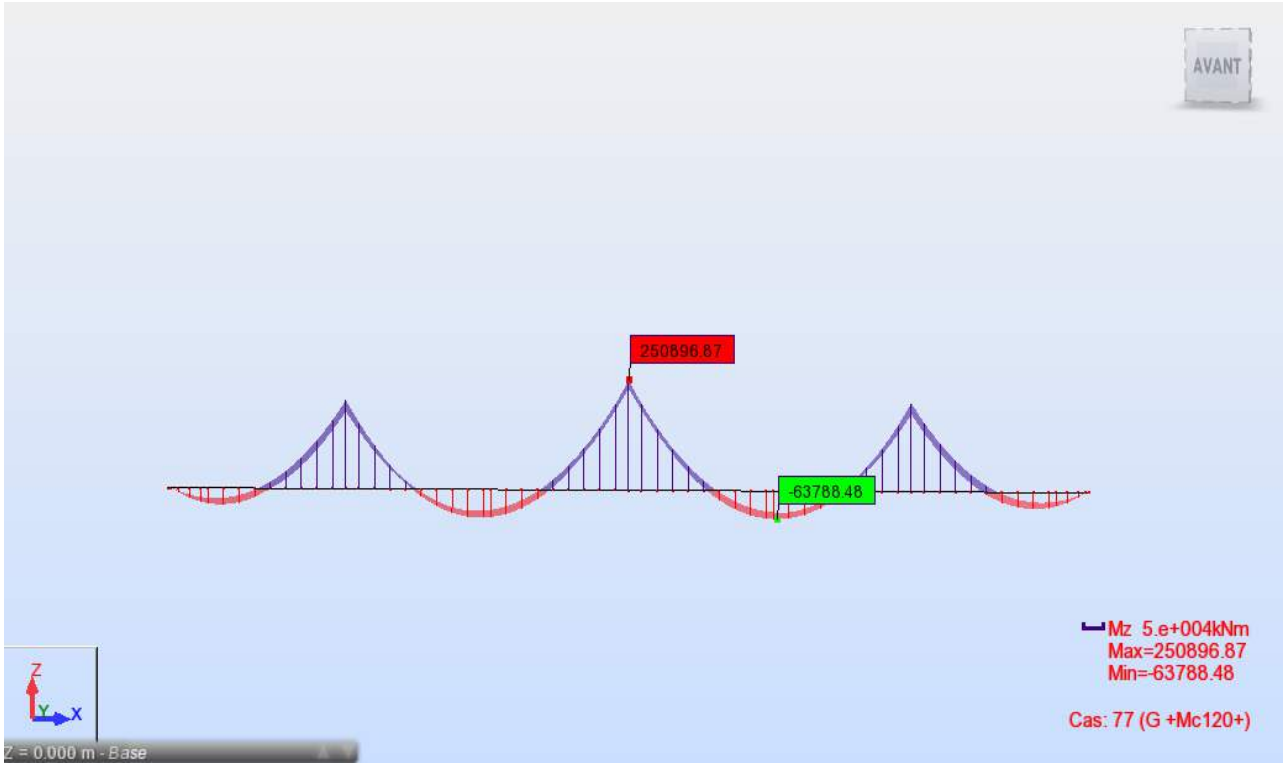
Annexes A.19. Moment fléchissant Max dans le voussoir à la clef à ELS.



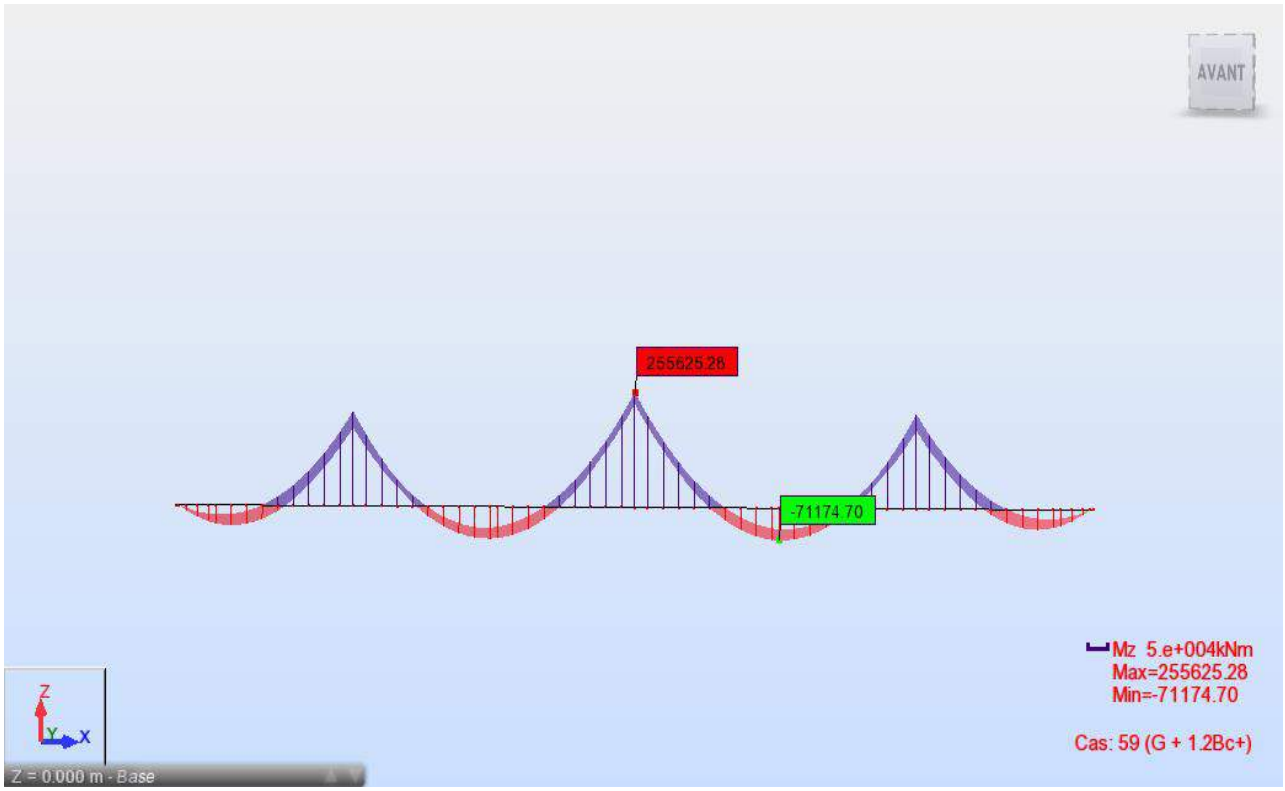
Annexes A.20. Moment fléchissant Max dans le voussoir à la clef à ELU.



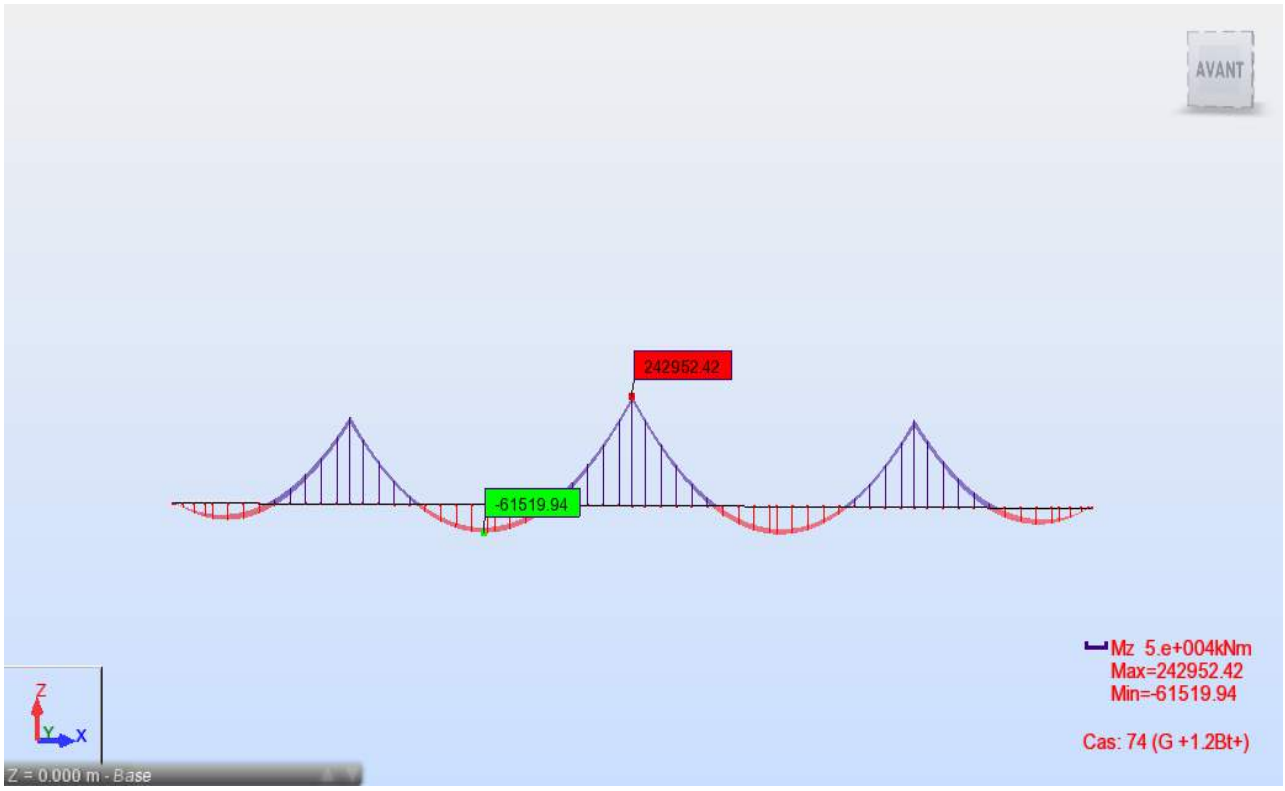
Annexes A.21. Moment fléchissant sous la combinaison G + D240.



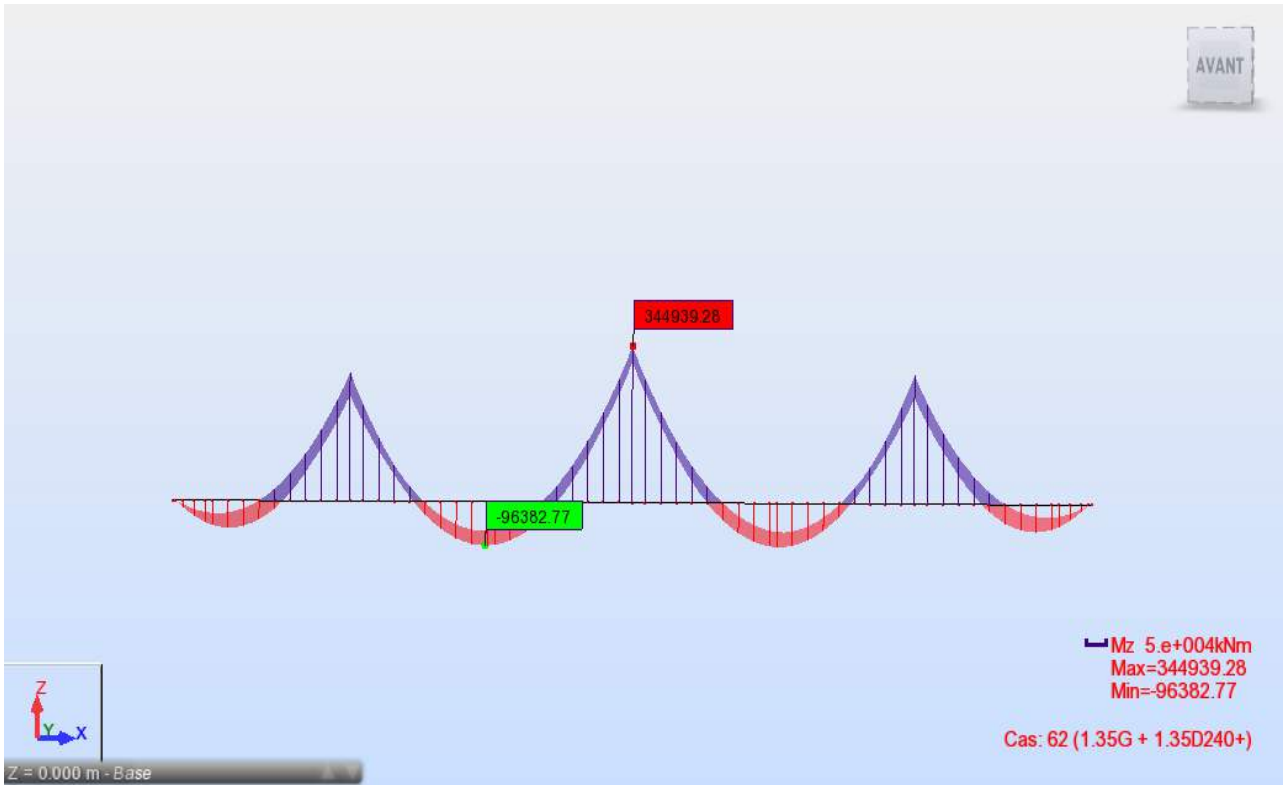
Annexes A.22. Moment fléchissant sous la combinaison G+MC120.



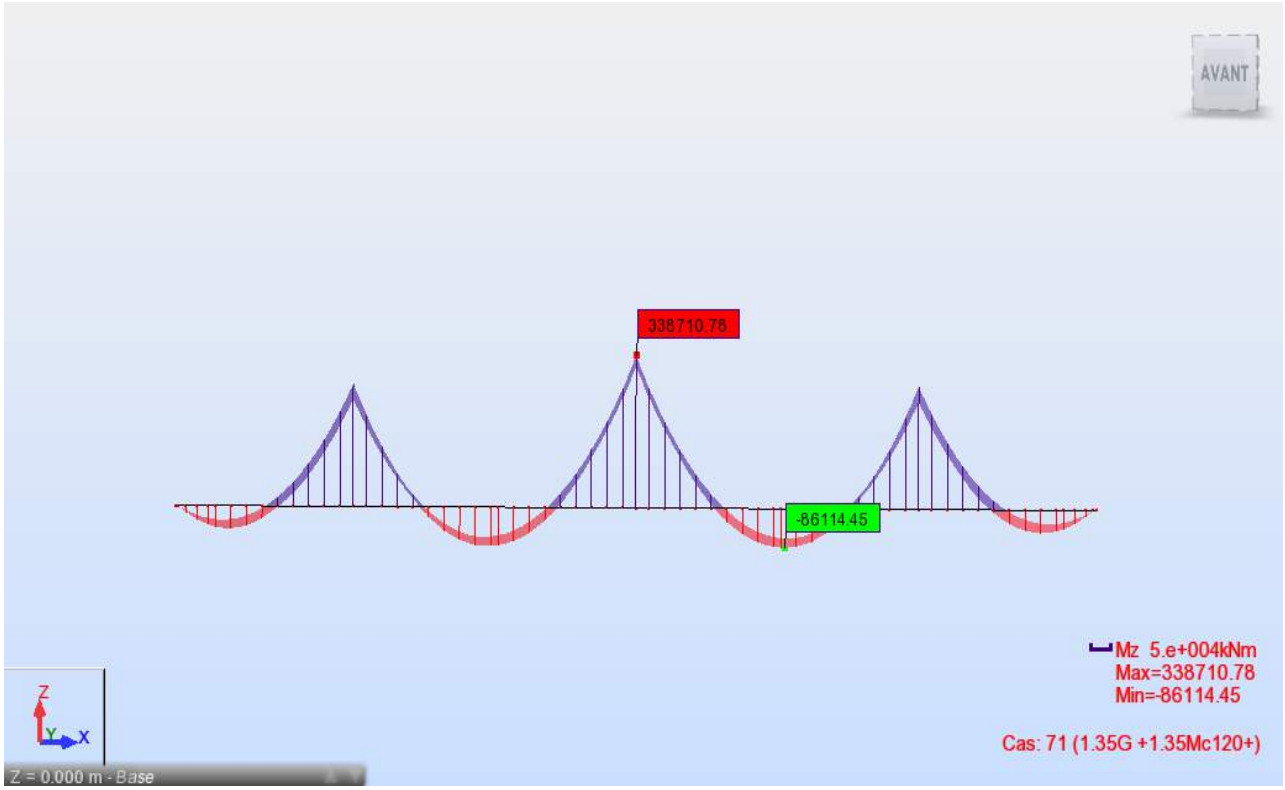
Annexes A.23. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 BC.



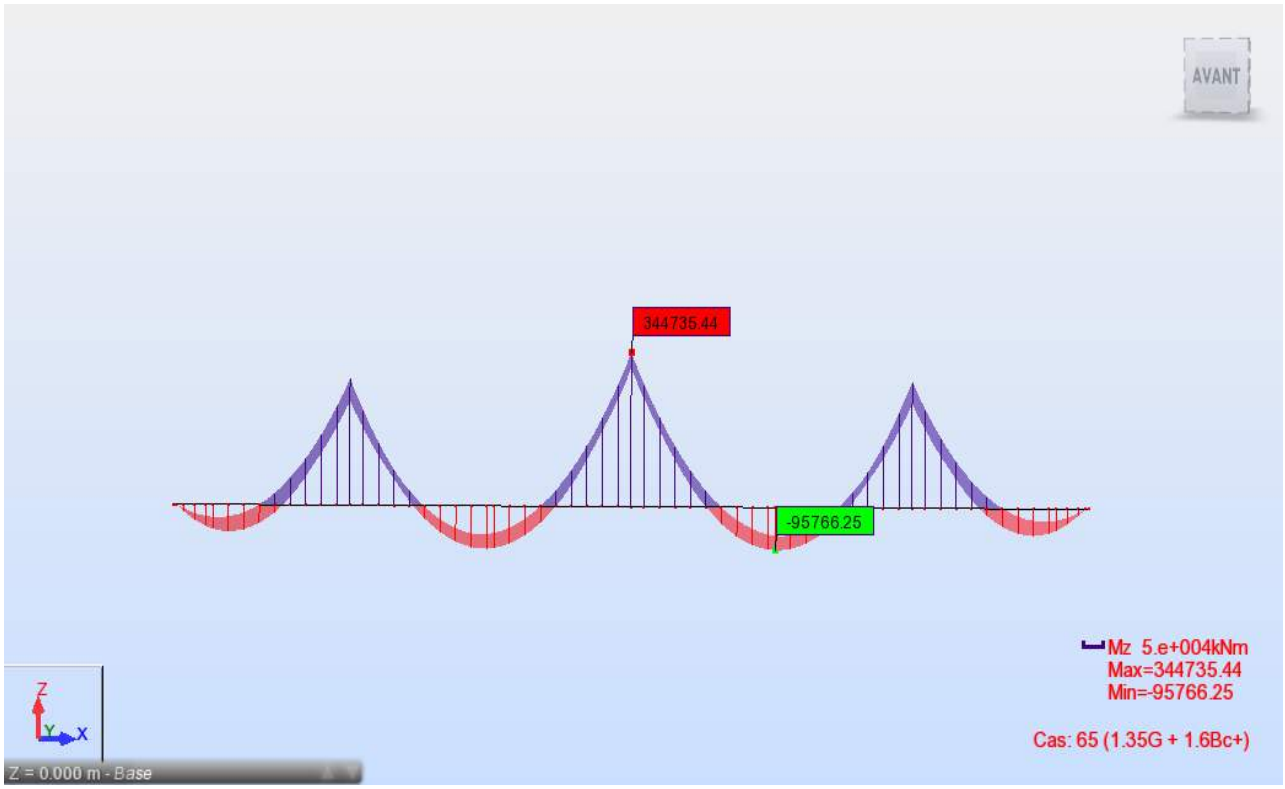
Annexes A.24. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 BT.



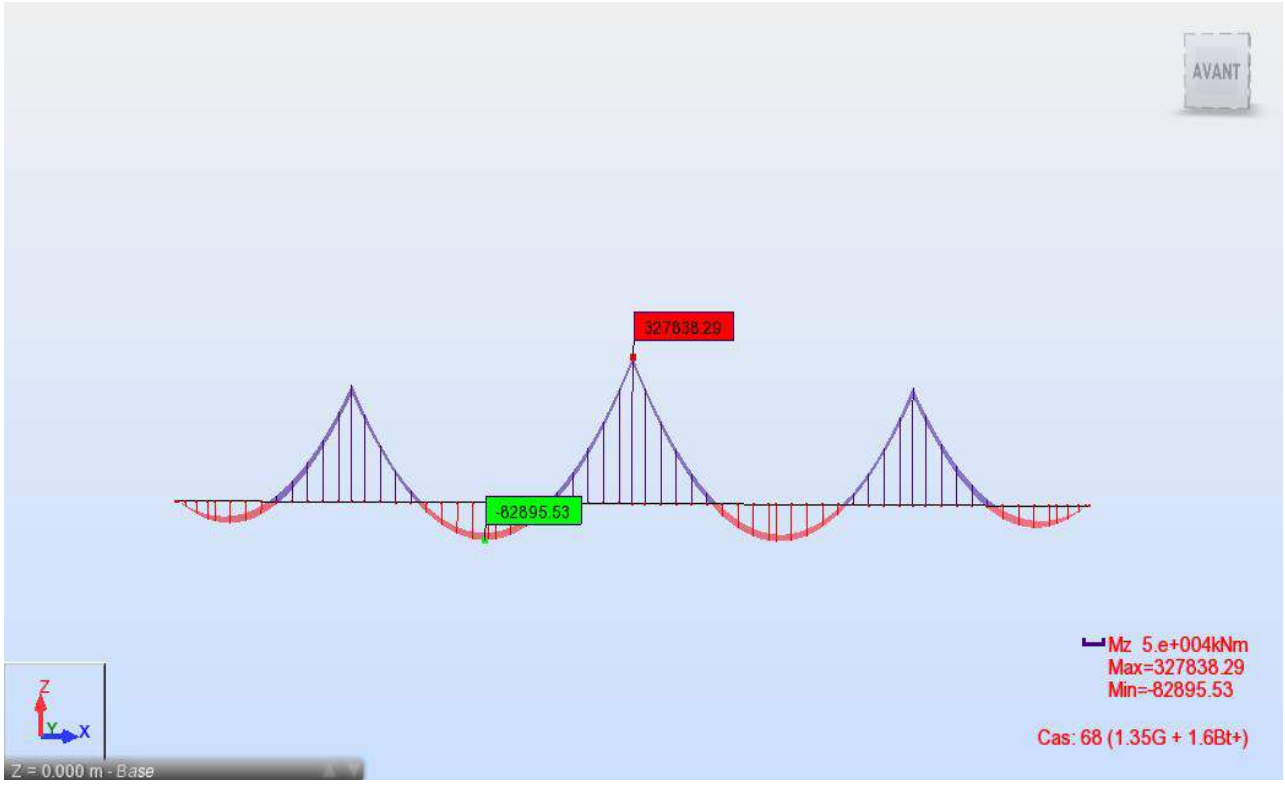
Annexes A.25. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35D240.



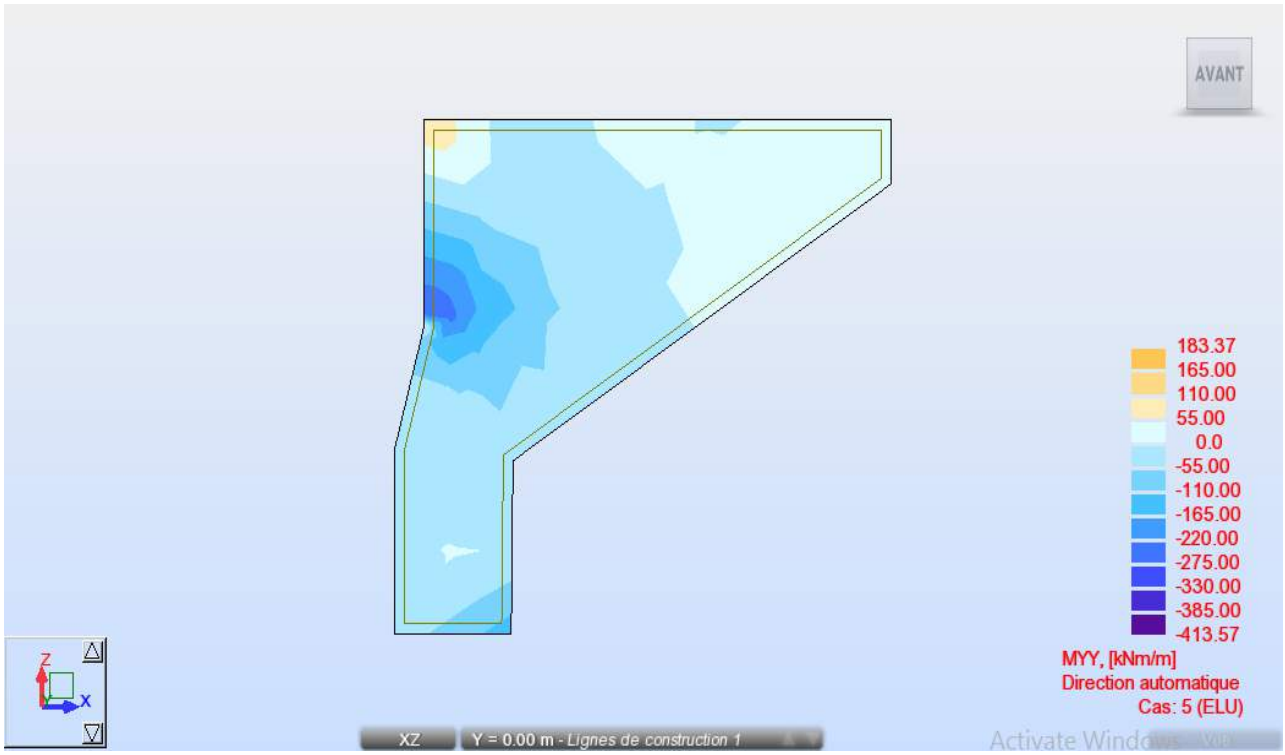
Annexes A.26. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35MC120.



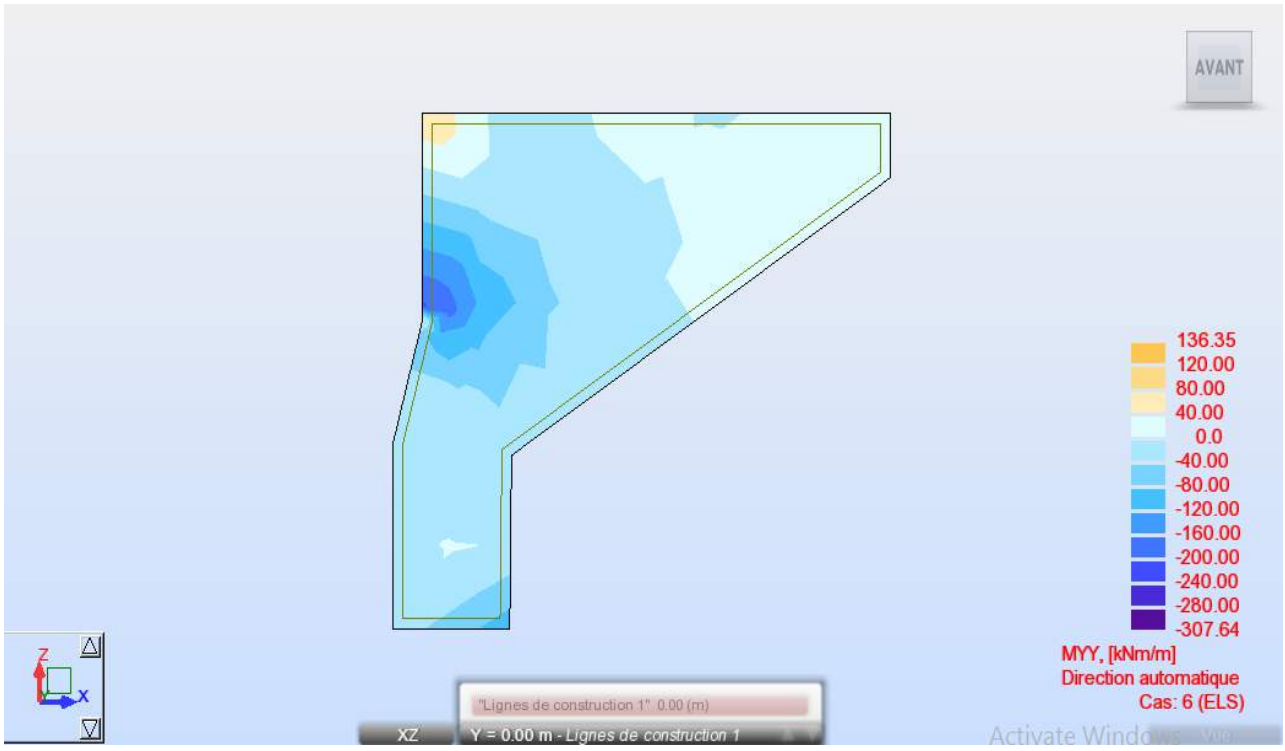
Annexes A.27. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6BC.



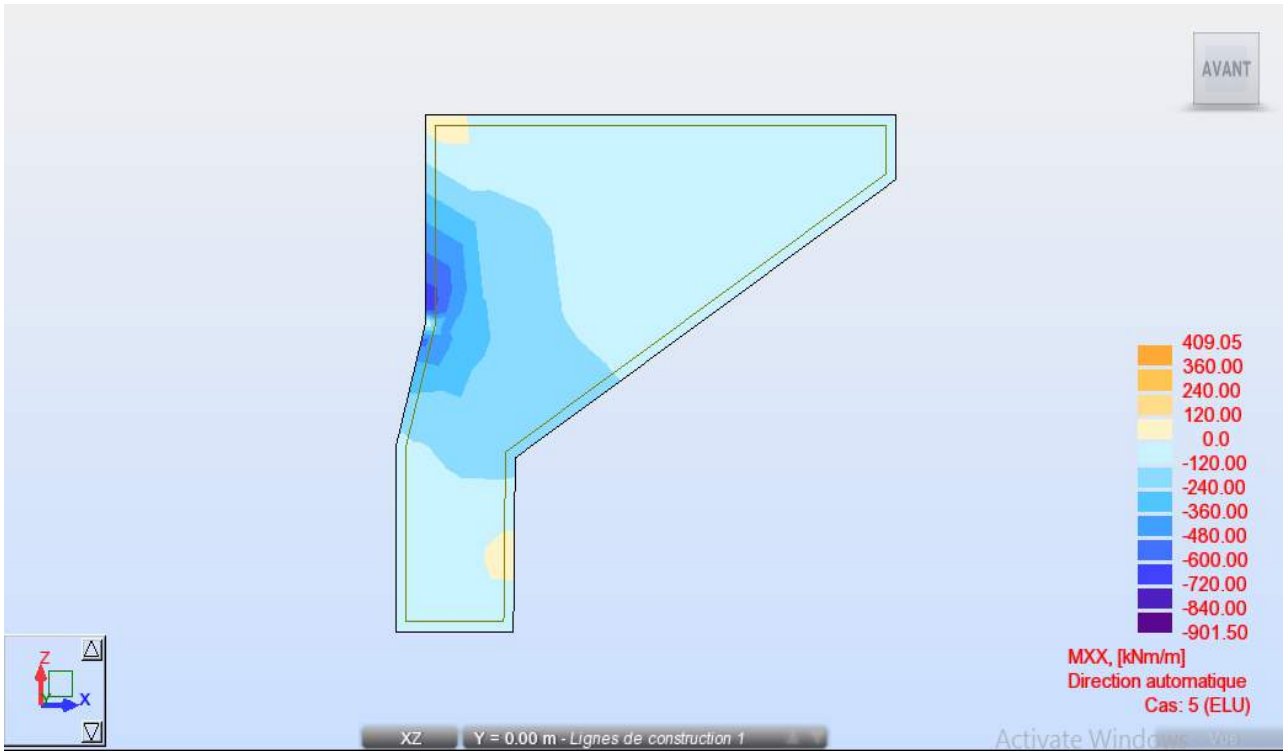
Annexes A.28. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6BT.



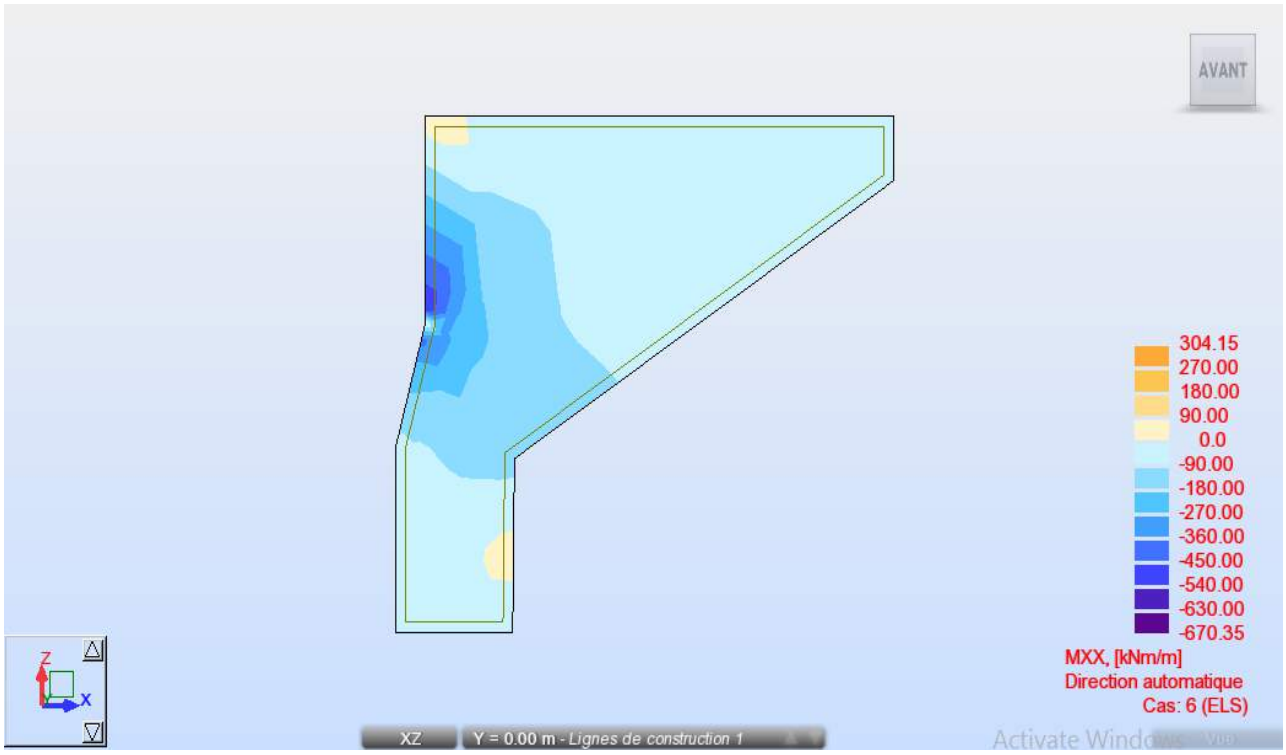
Annexes A.29. le moment Myy à L'ELU sur le mur en retour



Annexes A.30. le moment Myy à L'ELS sur le mur en retour



Annexes A.31. le moment Mxx à L'ELU sur le mur en retour



Annexes A.32. le moment Mxx à L'ELS sur le mur en retour

ANNEXES B
TABLEAU DE CALCUL

ENSTP 2019-2020

ANNEXES B

Annexes B.1. Evaluation de l'effort de freinage du système de chargement A(L)

Cas de Charge	L (m)	A(L) (KN/m2)	F en fonction den° des voies chargées (KN)			
			1 voie	2 voies	3 voies	4 voies
Cas 01	50.35	8.07	69.16	134.57	176.88	191.49
Cas 02	80.00	6.21	83.20	159.45	206.65	220.77
Cas 03	100.70	5.49	91.58	173.75	223.09	236.33
Cas 04	130.35	4.83	102.55	191.86	243.31	254.88
Cas 05	160.00	4.39	112.74	208.13	260.89	270.54
Cas 06	180.70	4.17	119.52	218.67	272.02	280.23
Cas 07	210.35	3.92	128.85	232.82	286.64	292.72
Cas 08	260.70	3.62	143.83	254.77	308.64	311.02

Annexes B.2. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc

Cas de Charge	L (m)	G tot (kN)	δ en voies chargées			
			1 voie	2 voies	3voies	4 voies
Cas 01	50.35	17 448.26	**1.04**	**1.05**	**1.05**	**1.05**
Cas 02	80.00	27 723.15	1.03	1.03	1.03	1.03
Cas 03	100.70	34 896.52	1.02	1.02	1.03	1.03
Cas 04	130.35	45 171.41	1.02	1.02	1.02	1.02
Cas 05	160.00	55 446.30	1.01	1.02	1.02	1.02
Cas 06	180.70	62 619.67	1.01	1.01	1.01	1.02
Cas 07	210.35	72 894.56	1.01	1.01	1.01	1.01
Cas 08	260.70	90 342.82	1.01	1.01	1.01	1.01

Annexes B.3.Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de Charge	L (m)	G tot (kN)	δ en voies chargées	
			1 tandem	2 tandems
Cas 01	50.35	17 448.26	**1.04**	**1.04**
Cas 02	80.00	27 723.15	1.03	1.03
Cas 03	100.70	34 896.52	1.02	1.02
Cas 04	130.35	45 171.41	1.02	1.02
Cas 05	160.00	55 446.30	1.01	1.01

Cas 06	180.70	62 619.67	1.01	1.01
Cas 07	210.35	72 894.56	1.01	1.01
Cas 08	260.70	90 342.82	1.01	1.01

Annexes B.4.Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Mc120.

Cas de Charge	Cas 01	Cas 02	Cas 03	Cas 04	Cas 05	Cas 06	Cas 07	Cas 08
L (m)	50.35	80	100.7	130.35	160	180.7	210.35	260.7
G tot (kN)	17 448.26	27 723.15	34 896.52	45 171.41	55 446.30	62 619.67	72 894.56	90 342.82
δ Mc120	**1.05**	1.03	1.02	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01

Annexes B.5.Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Br.

Cas de Charge	Cas 01	Cas 02	Cas 03	Cas 04	Cas 05	Cas 06	Cas 07	Cas 08
L (m)	50.35	80	100.7	130.35	160	180.7	210.35	260.7
G tot (kN)	17 448.26	27 723.15	34 896.52	45 171.41	55 446.30	62 619.67	72 894.56	90 342.82
δ Mc120	**1.04**	1.02	1.02	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01

Annexes B.6. Les pertes par frottement pour le demi-fléau (MPa).

X	Cables	L	θ_1	θ_2	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
3.75	C1	3.75	-	-	16.65	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
8.15	C2	4.40	0.11	-	68.26	71.02	0.00	-	-	-	-	-	-	-
8.15	C3	4.40	0.11	-	68.26	71.02	0.00	-	-	-	-	-	-	-
12.55	C4	4.40	0.11	0.18	114.51	98.97	52.19	0.00	-	-	-	-	-	-
12.55	C5	4.40	0.11	0.18	114.51	98.97	52.19	0.00	-	-	-	-	-	-
16.95	C6	4.40	0.11	0.36	175.75	160.90	143.27	52.19	0.00	-	-	-	-	-
16.95	C7	4.40	0.11	0.36	175.75	160.90	143.27	52.19	0.00	-	-	-	-	-
21.35	C8	4.40	0.11	0.53	235.31	221.13	204.30	187.24	52.19	0.00	-	-	-	-
21.35	C9	4.40	0.11	0.53	235.31	221.13	204.30	187.24	52.19	0.00	-	-	-	-
25.75	C10	4.40	0.00	0.00	110.62	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00	-	-	-
25.75	C11	4.40	0.00	0.00	110.62	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00	-	-	-
30.15	C12	4.40	0.00	0.00	128.68	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00	-	-
30.15	C13	4.40	0.00	0.00	128.68	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00	-	-
34.55	C14	4.40	0.00	0.00	146.51	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	19.51	0.00	-
34.55	C15	4.40	0.00	0.00	146.51	131.33	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00	-
38.95	C16	4.40	0.00	0.00	164.10	149.12	131.33	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00
38.95	C17	4.40	0.00	0.00	164.10	149.12	131.33	113.30	95.04	76.53	57.77	38.77	19.51	0.00
Moyenne					**135.53**	**121.39**	**115.26**	**95.47**	**62.18**	**45.77**	**35.48**	**29.14**	**13.01**	**0.00**
EN (%)					**9.11**	**8.16**	**7.75**	**6.42**	**4.18**	**3.08**	**2.38**	**1.96**	**0.87**	**0.00**

Annexes B.7. Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa)

X	Cables	L	Théta	K	D	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
3.75	C1	3.75	-	0.003	9.23	48.89	82.37	-	-	-	-	-	-	-	-
8.15	C2	8.15	0.113	0.0058	6.66	0.00	38.71	114.15	-	-	-	-	-	-	-
8.15	C3	8.15	0.113	0.0058	6.66	0.00	38.71	114.15	-	-	-	-	-	-	-
12.55	C4	12.55	0.212	0.0064	6.33	0.00	0.00	36.58	120.13	-	-	-	-	-	-
12.55	C5	12.55	0.212	0.0064	6.33	0.00	0.00	36.58	120.13	-	-	-	-	-	-
16.95	C6	16.95	0.374	0.0074	5.87	0.00	0.00	0.00	32.41	129.50	-	-	-	-	-
16.95	C7	16.95	0.374	0.0074	5.87	0.00	0.00	0.00	32.41	129.50	-	-	-	-	-
21.35	C8	21.35	0.540	0.0081	5.63	0.00	0.00	0.00	0.00	29.46	135.04	-	-	-	-
21.35	C9	21.35	0.540	0.0081	5.63	0.00	0.00	0.00	0.00	29.46	135.04	-	-	-	-
25.75	C10	25.75	0.000	0.0030	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	43.09	82.37	-	-	-
25.75	C11	25.75	0.000	0.0030	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	43.09	82.37	-	-	-
30.15	C12	30.15	0.000	0.0030	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	43.09	82.37	-	-
30.15	C13	30.15	0.000	0.0030	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	43.09	82.37	-	-
34.55	C14	34.55	0.000	0.0030	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	43.09	82.37	-
34.55	C15	34.55	0.000	0.0030	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	43.09	82.37	-
38.95	C16	38.95	0.000	0.0030	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	43.09	82.37
38.95	C17	38.95	0.000	0.0030	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.81	43.09	82.37
Moyenne						**2.88**	**9.40**	**5.23**	**5.40**	**6.65**	**11.72**	**15.63**	**23.45**	**56.18**	**82.37**
En (%)						**0.19**	**0.63**	**0.35**	**0.36**	**0.45**	**0.79**	**1.05**	**1.58**	**3.78**	**5.54**

Annexes B.8. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa).

Voussoirs	N° cables	υ (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	34	2.170	0.178	1.99	59.17	15.06	220.20	3.04	16.81	**1.13**
FIN VSP	34	2.170	0.178	1.99	59.17	15.06	177.45	3.05	20.81	**1.40**
FIN V1	32	1.881	0.184	1.70	43.74	14.18	133.89	3.08	21.74	**1.46**
FIN V2	28	1.629	0.189	1.44	32.30	13.36	97.13	3.08	20.20	**1.36**
FIN V3	24	1.420	0.195	1.23	24.16	12.64	66.71	3.19	19.64	**1.32**
FIN V4	20	1.248	0.204	1.04	18.38	12.01	42.33	3.22	17.88	**1.20**
FIN V5	16	1.124	0.150	0.97	14.63	11.56	23.67	3.23	16.51	**1.11**
FIN V6	12	1.035	0.150	0.89	12.20	11.21	10.45	3.23	13.69	**0.92**
FIN V7	8	0.982	0.150	0.83	10.88	11.00	2.59	3.19	9.90	**0.67**
FIN V8	4	0.961	0.150	0.81	10.38	10.90	0.00	3.16	5.18	**0.35**

Annexes B.9. 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
PERTES INSTANTANES (%)	**10.431**	10.188	9.558	8.136	5.946	5.065	4.544	4.454	5.315	5.884

Annexes B.10. Pertes dues au fluage

Voussoirs	N° cables	υ (m)	e moy (m)	Mg (MN.m)	I (m4)	S (m2)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	34	2.17	1.99	220.20	59.17	15.06	81.78	**5.50**
FIN VSP	34	2.17	1.99	177.45	59.17	15.06	101.27	**6.81**
FIN V1	32	1.88	1.70	133.89	43.74	14.18	105.90	**7.12**
FIN V2	28	1.63	1.44	97.13	32.30	13.36	98.65	**6.63**
FIN V3	24	1.42	1.23	66.71	24.16	12.64	96.24	**6.47**
FIN V4	20	1.25	1.04	42.33	18.38	12.01	87.89	**5.91**
FIN V5	16	1.12	0.97	23.67	14.63	11.56	81.38	**5.47**
FIN V6	12	1.04	0.89	10.45	12.20	11.21	67.73	**4.55**
FIN V7	8	0.98	0.83	2.59	10.88	11.00	49.14	**3.30**
FIN V8	4	0.96	0.81	0.00	10.38	10.90	25.80	**1.73**

Annexes B.11. Pertes dues au relaxation des cables.

Voussoirs	N° cables	Σpi	μ	μ_0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	34	1332.78	0.717	0.43	57.29	**3.85**
FIN VSP	34	1336.40	0.718	0.43	57.83	**3.89**
FIN V1	32	1345.77	0.724	0.43	59.25	**3.98**
FIN V2	28	1347.14	0.724	0.43	59.46	**4.00**
FIN V3	24	1399.52	0.752	0.43	67.69	**4.55**
FIN V4	20	1412.63	0.759	0.43	69.81	**4.69**
FIN V5	16	1420.38	0.764	0.43	71.09	**4.78**
FIN V6	12	1421.72	0.764	0.43	71.31	**4.79**
FIN V7	8	1408.91	0.757	0.43	69.21	**4.65**
FIN V8	4	1400.45	0.753	0.43	67.84	**4.56**

Annexes B.12. Pertes totales.

Voussoirs	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
PERTES DIFFEREES	11.258	12.598	12.989	12.514	12.812	12.370	12.004	11.099	9.732	8.087
PERTES INSTANTANES	10.431	10.188	9.558	8.136	5.946	5.065	4.544	4.454	5.315	5.884
Total (%)	21.690	**22.790**	22.547	20.650	18.759	17.436	16.548	15.553	15.048	13.971

Annexes B.13. 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 (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	V (m)	v' (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début VC 01	-	0.00	-	2	-	5.17	10.90	10.38	0.96	1.74	-	0.99	-	1.33	√
début VC 02	3.10	-7.87	-	4	-	10.34	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.27	0.46	1.83	√
début VC 03	6.20	-17.27	-	6	-	15.51	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.36	1.07	2.06	√
début VSC C01-P01	9.30	-23.74	-	8	-	20.68	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.41	1.40	2.81	√
début V 01	11.40	-26.46	-	8	-	20.68	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.50	1.49	2.64	√
début V 02	15.80	-28.02	4	10	10.34	25.85	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.38	3.39	3.20	√
début V 03	20.20	-23.23	8	10	20.68	25.85	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.38	4.66	3.46	√
début V 04	24.60	-12.62	12	8	31.02	20.68	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.42	5.52	3.01	√
début V 05	29.00	4.19	16	6	41.36	15.51	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.44	5.97	3.11	√
début V 06	33.40	27.44	20	4	51.70	10.34	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.42	5.97	3.84	√
début V 07	37.80	57.40	24	2	62.04	5.17	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	1.24	6.03	4.20	√
début V 08	42.20	94.41	28	-	72.38	-	13.36	32.30	1.62	2.42	1.44	-	5.91	4.68	√
début VSP P 01	46.60	138.86	32	-	82.72	-	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	5.90	5.74	√
AXE VSP P 01	50.35	182.86	34	-	87.89	-	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	5.54	6.23	√
début V 09	54.10	136.41	34	-	87.89	-	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	7.26	3.92	√
début V 10	58.50	89.08	32	-	82.72	-	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	8.04	2.72	√
début V 11	62.90	49.18	28	-	72.38	-	13.36	32.30	1.63	2.42	1.44	-	8.20	1.29	√
début V 12	67.30	16.34	24	4	62.04	10.34	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	1.48	8.33	1.65	√
début V 13	71.70	-9.79	20	8	51.70	20.68	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.46	8.30	2.28	√

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	V (m)	v' (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V 14	76.10	-29.49	16	12	41.36	31.02	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.41	8.27	2.84	v
début V 15	80.50	-42.98	12	14	31.02	36.19	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.44	7.56	3.24	v
début V 16	84.90	-50.44	8	14	20.68	36.19	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.42	6.65	2.53	v
début VSC P01-P02	89.30	-52.14	4	14	10.34	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.40	5.18	2.62	v
début V 17	91.40	-50.63	-	14	0.00	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.40	3.32	3.33	v
début V 18	95.80	-43.45	4	14	10.34	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.42	4.32	4.18	v
début V 19	100.20	-30.35	8	14	20.68	36.19	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.48	4.65	6.11	v
début V 20	104.60	-11.23	12	12	31.02	31.02	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.54	4.77	6.87	v
début V 21	109.00	14.10	16	8	41.36	20.68	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.54	4.93	6.12	v
début V 22	113.40	45.87	20	4	51.70	10.34	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.63	4.57	6.14	v
début V 23	117.80	84.35	24	-	62.04	-	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	-	4.42	5.68	v
début V 24	122.20	129.88	28	-	72.38	-	13.36	32.30	1.62	2.42	1.44	-	4.13	7.34	v
début VSP P 02	126.60	182.85	32	-	82.72	-	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	4.01	8.42	v
AXE VSP P 02	130.35	234.10	34	-	87.89	-	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	3.66	8.77	v
début V 25	134.10	182.85	34	-	87.89	-	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	5.55	6.22	v
début V 26	138.50	129.88	32	-	82.72	-	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	6.29	5.20	v
début V 27	142.90	84.35	28	-	72.38	-	13.36	32.30	1.63	2.42	1.44	-	6.42	3.93	v
début V 28	147.30	45.87	24	4	62.04	10.34	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	1.48	6.60	4.36	v
début V 29	151.70	14.10	20	8	51.70	20.68	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.46	6.68	4.95	v

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	V (m)	v' (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V 30	156.10	-11.23	16	12	41.36	31.02	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.41	6.87	5.23	√
début V 31	160.50	-30.36	12	14	31.02	36.19	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.44	6.49	5.12	√
début V 32	164.90	-43.45	8	14	20.68	36.19	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.42	6.02	3.66	√
début VSC P02-P03	169.30	-50.63	4	14	10.34	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.40	5.04	2.87	√
début V 33	171.40	-52.14	-	14	-	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.40	3.46	3.07	√
début V 34	175.80	-50.40	4	14	10.34	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.42	4.96	3.02	√
début V 35	180.20	-42.98	8	14	20.68	36.19	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.48	5.78	4.07	√
début V 36	184.60	-29.49	12	12	31.02	31.02	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.54	6.33	4.15	√
début V 37	189.00	-9.79	16	8	41.36	20.68	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.54	6.76	2.98	√
début V 38	193.40	16.34	20	4	51.70	10.34	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.63	6.58	2.85	√
début V 39	197.80	49.18	24	-	62.04	-	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	-	6.48	2.44	√
début V 40	202.20	89.08	28	-	72.38	-	13.36	32.30	1.62	2.42	1.44	-	6.18	4.28	√
début VSP P3	206.60	136.41	32	-	82.72	-	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	6.00	5.59	√
AXE VSP P03	210.35	182.86	34	-	87.89	-	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	5.54	6.23	√
début V 41	214.10	138.86	34	-	87.89	-	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	7.17	4.04	√
début V 42	218.50	94.42	32	-	82.72	-	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	7.81	3.04	√
début V 43	222.90	57.40	28	2	72.38	5.17	13.36	32.30	1.63	2.42	1.44	1.24	7.84	2.77	√
début V 44	227.30	27.44	24	4	62.04	10.34	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	1.42	7.72	2.61	√
début V 45	231.70	4.19	20	6	51.70	15.51	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.44	7.46	2.53	√

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n CF	N CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	V (m)	v' (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V 46	236.10	-12.62	16	8	41.36	20.68	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.42	7.18	2.29	√
début V 47	240.50	-23.23	12	10	31.02	25.85	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.38	6.35	2.84	√
début V 48	244.90	-27.81	8	10	20.68	25.85	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.38	5.08	2.72	√
début VSC P03-C02	249.30	-26.46	4	8	10.34	20.68	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.50	3.20	2.20	√
début VC 04	251.40	-23.74	-	8	-	20.68	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.41	1.40	2.81	√
début VC 05	254.50	-17.27	-	6	-	15.51	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.36	1.07	2.06	√
début VC 06	257.60	-7.87	-	4	-	10.34	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.27	0.46	1.83	√
Fin VC 06	260.70	0.00		2	-	5.17	10.90	10.38	0.96	1.74	-	0.99	-	1.33	√

Annexes B.14. 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 C F	N CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Su1} (MPa)	σ_{Inf1} (MPa)	σ_{Su2} (MPa)	σ_{Inf2} (MPa)	Obs
début VC 01	-	0.00	0.00	-	2	0.00	5.17	10.90	10.38	0.96	1.74	-	0.99	-	1.33	-	1.33	√
début VC 02	3.10	-6.04	-12.12	-	4	0.00	10.34	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.27	0.29	2.14	0.86	1.12	√
début VC 03	6.20	-12.72	-27.05	-	6	0.00	15.51	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.36	0.65	2.83	1.97	0.42	√
début VSC C01-P01	9.30	-16.48	-38.07	-	8	0.00	20.68	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.41	0.72	4.02	2.72	0.40	√
début V 01	11.40	-17.99	-43.32	-	8	0.00	20.68	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.50	0.70	4.06	3.04	**-0.18**	√
début V 02	15.80	-14.85	-48.50	4	10	10.34	25.85	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.38	2.17	5.41	5.28	**-0.24**	√
début V 03	20.20	-6.42	-45.80	8	10	20.68	25.85	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.38	3.14	6.18	6.69	**-0.19**	√

Voussoirs	X (m)	M_1 (MN.m)	M_2 (MN.m)	n C F	N CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Su1} (MPa)	σ_{Inf1} (MPa)	σ_{Su2} (MPa)	σ_{Inf2} (MPa)	Obs
début V 04	24.60	8.03	-35.10	12	8	31.02	20.68	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.42	3.76	6.10	7.44	**-0.34**	√
début V 05	29.00	28.69	-16.22	16	6	41.36	15.51	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.44	4.10	6.33	7.54	0.44	√
début V 06	33.40	55.79	11.06	20	4	51.70	10.34	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.42	4.04	7.01	7.09	2.01	√
début V 07	37.80	89.61	47.03	24	2	62.04	5.17	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	1.24	4.14	7.16	6.64	3.24	√
début V 08	42.20	130.47	92.01	28	-	72.38	0.00	13.36	32.30	1.62	2.42	1.44	-	4.10	7.38	6.03	4.50	√
début VSP P 01	46.60	181.90	146.12	32	-	82.72	0.00	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	4.05	8.36	5.59	6.18	√
AXE VSP P 01	50.35	235.91	172.05	34	-	87.89	0.00	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	3.60	8.86	5.94	5.69	√
début V 09	54.10	177.91	149.16	34	-	87.89	0.00	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	5.73	5.97	6.79	4.55	√
début V 10	58.50	118.28	95.09	32	-	82.72	0.00	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	6.79	4.49	7.78	3.08	√
début V 11	62.90	67.44	49.52	28	-	72.38	0.00	13.36	32.30	1.63	2.42	1.44	-	7.27	2.66	8.18	1.31	√
début V 12	67.30	28.65	12.08	24	4	62.04	10.34	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	1.48	7.61	2.78	8.58	1.26	√
début V 13	71.70	1.16	-18.17	20	8	51.70	20.68	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.46	7.56	3.50	8.87	1.35	√
début V 14	76.10	-19.89	-44.06	16	12	41.36	31.02	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.41	7.54	4.10	**9.39**	0.93	√
début V 15	80.50	-34.74	-62.22	12	14	31.02	36.19	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.44	6.87	4.47	9.20	0.38	√
début V 16	84.90	-43.56	-72.85	8	14	20.68	36.19	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.42	6.03	3.64	8.67	**-1.09**	√
début VSC P01-P02	89.30	-52.16	-76.05	4	14	10.34	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.40	5.18	2.61	7.39	**-1.39**	√
début V 17	91.40	-45.76	-74.94	-	14	-	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.40	2.87	4.14	5.56	**-0.75**	√
début V 18	95.80	-39.95	-67.17	4	14	10.34	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.42	3.99	4.77	6.51	0.21	√
début V 19	100.20	-28.21	-51.97	8	14	20.68	36.19	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.48	4.45	6.46	6.59	2.62	√

Voussoirs	X (m)	M_1 (MN.m)	M_2 (MN.m)	n C F	N CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Su1} (MPa)	σ_{Inf1} (MPa)	σ_{Su2} (MPa)	σ_{Inf2} (MPa)	Obs
début V 20	104.60	-10.45	-29.39	12	12	31.02	31.02	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.54	4.70	6.99	6.32	4.16	√
début V 21	109.00	19.43	-0.80	16	8	41.36	20.68	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.54	4.52	6.81	6.07	4.16	√
début V 22	113.40	57.82	35.57	20	4	51.70	10.34	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.63	3.76	7.48	5.27	4.99	√
début V 23	117.80	104.00	78.34	24	-	62.04	0.00	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	-	3.26	7.48	4.77	5.12	√
début V 24	122.20	158.30	122.55	28	-	72.38	0.00	13.36	32.30	1.62	2.42	1.44	-	2.71	9.47	4.50	6.79	√
début VSP P02	126.60	221.10	174.19	32	-	82.72	0.00	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	2.36	10.74	4.38	7.89	√
AXE VSP P 02	130.35	281.59	230.05	34	-	87.89	0.00	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	1.92	11.12	3.81	8.57	√
début V 25	134.10	221.10	174.19	34	-	87.89	-	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	0.00	4.15	8.11	5.87	5.79	√
début V 26	138.50	158.43	122.55	32	-	82.72	-	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	0.00	5.06	6.93	6.60	4.75	√
début V 27	142.90	110.18	78.34	28	-	72.38	-	13.36	32.30	1.63	2.42	1.44	0.00	5.12	5.86	6.72	3.48	√
début V 28	147.30	68.98	40.92	24	4	62.04	10.34	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	1.48	5.24	6.49	6.89	3.91	√
début V 29	151.70	34.50	9.73	20	8	51.70	20.68	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.46	5.30	7.23	6.98	4.46	√
début V 30	156.10	6.45	-15.01	16	12	41.36	31.02	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.41	5.51	7.54	7.16	4.73	√
début V 31	160.50	-15.40	-36.11	12	14	31.02	36.19	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.44	5.22	7.35	6.98	4.26	√
début V 32	164.90	-31.21	-51.97	8	14	20.68	36.19	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.42	4.91	5.64	6.78	2.28	√
début VSC P02-P03	169.30	-40.16	-61.08	4	14	10.34	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.40	4.07	4.62	6.01	1.12	√
début V 33	171.40	-45.08	-63.16	-	14	0.00	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.40	2.80	4.26	4.48	1.23	√
début V 34	175.80	-41.59	-62.39	4	14	10.34	36.19	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.42	4.14	4.49	6.07	1.01	√
début V 35	180.20	-35.22	-54.61	8	14	20.68	36.19	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.48	5.08	5.32	6.83	2.19	√
début V 36	184.60	-22.82	-39.74	12	12	31.02	31.02	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.54	5.76	5.14	7.20	2.62	√

Voussoirs	X (m)	M_1 (MN.m)	M_2 (MN.m)	n C F	N CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Su1} (MPa)	σ_{Inf1} (MPa)	σ_{Su2} (MPa)	σ_{Inf2} (MPa)	Obs
début V 37	189.00	-1.95	-17.58	16	8	41.36	20.68	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.54	6.16	4.01	7.36	1.96	√
début V 38	193.40	25.50	10.98	20	4	51.70	10.34	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.63	5.96	3.87	6.94	2.25	√
début V 39	197.80	59.67	41.11	24	-	62.04	0.00	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	-	5.87	3.41	6.96	1.70	√
début V 40	202.20	101.81	78.29	28	-	72.38	0.00	13.36	32.30	1.62	2.42	1.44	-	5.54	5.23	6.72	3.47	√
début VSP P3	206.60	155.56	122.90	32	-	82.72	0.00	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	5.18	6.76	6.59	4.77	√
AXE VSP P03	210.35	208.19	167.91	34	-	87.89	0.00	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	4.62	7.48	6.09	5.49	√
début V 41	214.10	158.38	124.24	34	-	87.89	0.00	15.06	59.17	2.17	2.93	1.99	-	6.45	5.01	7.70	3.32	√
début V 42	218.50	110.57	81.21	32	-	82.72	0.00	14.18	43.74	1.88	2.66	1.70	-	7.12	4.02	8.38	2.24	√
début V 43	222.90	71.83	41.44	28	2	72.38	5.17	13.36	32.30	1.63	2.42	1.44	1.24	7.12	3.85	8.65	1.58	√
début V 44	227.30	40.14	8.40	24	4	62.04	10.34	12.64	24.16	1.42	2.22	1.23	1.42	6.97	3.78	8.84	0.86	√
début V 45	231.70	15.17	-16.57	20	6	51.70	15.51	12.01	18.38	1.25	2.05	1.04	1.44	6.71	3.76	8.87	0.21	√
début V 46	236.10	-3.38	-33.75	16	8	41.36	20.68	11.56	14.63	1.12	1.92	0.97	1.42	6.47	3.50	8.80	**-0.48**	√
début V 47	240.50	-15.70	-43.36	12	10	31.02	25.85	11.21	12.20	1.04	1.82	0.89	1.38	5.71	3.96	8.05	**-0.16**	√
début V 48	244.90	-22.00	-45.74	8	10	20.68	25.85	11.00	10.88	0.98	1.76	0.83	1.38	4.55	3.66	6.69	**-0.18**	√
début VSC P01-C06	249.30	-20.61	-40.55	4	8	10.34	20.68	10.90	10.38	0.96	1.74	0.81	1.50	2.66	3.19	4.50	**-0.16**	√
début VC 04	251.40	-20.48	-35.59	-	8	-	20.68	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.41	1.09	3.35	2.49	0.82	√
début VC 05	254.50	-15.23	-25.24	-	6	-	15.51	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.36	0.88	2.41	1.81	0.73	√
début VC 06	257.60	-7.50	-11.30	-	4	-	10.34	10.90	10.38	0.96	1.74	-	1.27	0.43	1.89	0.78	1.26	√
Fin VC 06	260.70	0.00	0.00	-	2	-	5.17	10.90	10.38	0.96	1.74	-	0.99	-	1.33	-	1.33	√

Annexes B.15. Effort sismique combiné selon le RPOA pour chaque appuis.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	642.93	603.94	0	824.11	796.82	374.06
P1	2035.86	2,014.74	0	2,640.29	2,625.50	1,215.18
P2	2033.62	2,177.66	0	2,686.92	2,787.75	1,263.39
P3	2036.09	2,014.67	0	2,640.49	2,625.50	1,215.23
C2	642.93	603.94	0	824.11	796.82	374.06

Annexes B.16. Combinaison d'actions normales sur la pile la plus sollicitée

	N(KN)	H(KN)	MH(KN)	MV(KN)	ΔM(KN)
G+ 0.6H T + F flv	31118.79	1190.14	15174.30	0.00	15174.30
G+ 1.2 A(l) + 0.6H T + F flv	36224.68	1292.94	16484.99	0.00	16484.99
G+1.2Bc+ 0.6H T + F flv	33604.60	1289.30	16438.55	0.00	16438.55
G+1.2Bt + 0.6H T + F flv	32113.27	1190.14	15174.30	0.00	15174.30
G+Mc120+ 0.6 H T + H flv	33296.04	1190.14	15174.30	0.00	15174.30
G+D240+ 0.6 H T + H flv	33583.98	1190.14	15174.30	0.00	15174.30
1,35G+ 0.9H T + H flv	42010.37	1671.33	21309.46	0.00	21309.46
1.35G+1.6Al+ 0.9H T + H flv	48818.22	1808.40	23057.04	0.00	23057.04
1.35G+1.6BC+ 0.9H T + H flv	45324.78	1803.54	22995.12	0.00	22995.12
1.35G+1.6Bt+ 0.9H T +H flv	43336.33	1671.33	21309.46	0.00	21309.46
1.36G+1.35Mc120+ 0.9H T + H flv	44949.65	1671.33	21309.46	0.00	21309.46
1.35G+1.35D240+0.9H T +H flv	45338.37	1671.33	21309.46	0.00	21309.46

Annexes B.17. Combinaison des directions sur la pile

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3	Rmax	Rmin
V_L (KN)	2848.26	0.00	0.00	2848.26	854.48	854.48	1063.63	1063.02
V_T(KN)	0.00	2860.30	0.00	858.09	2860.30	858.09	0.00	0.00
M_L(KN)	32864.20	0.00	0.00	32864.20	9859.26	9859.26	12976.30	12968.90
M_T(KN)	0.00	32770.75	0.00	9831.22	32770.75	9831.22	0.00	0.00
N (KN)	0.00	0.00	1649.33	494.80	494.80	1649.30	26501.57	25816.34

Annexes B.18. Combinaison d'action sismique sur la pile

	E_1 +Pperm+Rmax	E_2+Pperm+Rmax	E_3+Pperm+Rmax	-E_1+Pperm+Rmin	-E_2+Pperm+Rmin	-E_3+Pperm+Rmin
V_L (KN)	3911.89	1918.11	1918.11	1785.24	-208.55	-208.55
V_T(KN)	858.09	2860.30	858.09	858.09	2860.30	858.09
M_L(KN.m)	22807.53	45747.05	22807.53	-3137.67	19801.85	-3137.67
M_T(KN.m)	9831.22	32770.75	9831.22	9831.22	32770.75	9831.22
N (KN)	32409.57	32409.57	33564.10	31419.97	31419.97	30265.44

Annexes B.19. 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)	R_3(KN)
G+0.6H_T+Fflv	39038.84	1190.14	18149.65	0.00	18149.65	2623.04	3883.43	3253.24
G+1.2Al+0.6H +Fflv	44144.73	1292.94	19717.34	0.00	19717.34	2994.10	4363.36	3678.73
G+1.2Bc+0.6H_T + Fflv	41524.65	1289.30	19661.80	0.00	19661.80	2777.69	4143.09	3460.39
G+1.2Bt+0.6H_T + Fflv	40033.32	1190.14	18149.65	0.00	18149.65	2705.91	3966.31	3336.11
G+Mc120+0.6H T+Fflv	41216.09	1190.14	18149.65	0.00	18149.65	2804.48	4064.87	3434.67
G+D240+ 0.6H T + F flv	41504.03	1190.14	18149.65	0.00	18149.65	2828.47	4088.87	3458.67
1,35G+ 0.9H T + H flv	52702.43	1671.33	25487.78	0.00	25487.78	3506.88	5276.86	4391.87
1.35G+1.6Al 0.9H T + H flv	59510.29	1808.40	27578.03	0.00	27578.03	4001.62	5916.76	4959.19
1.35G+1.6BC 0.9H T + H flv	56016.85	1803.54	27503.97	0.00	27503.97	3713.07	5623.07	4668.07
1.35G+1.6Bt 0.9H T + H flv	54028.40	1671.33	25487.78	0.00	25487.78	3617.37	5387.36	4502.37
1.35G+1.35Mc120+ 0.9H T + H flv	55641.72	1671.33	25487.78	0.00	25487.78	3751.82	5521.80	4636.81
1.35G+1.35D240+ 0.9H T + H flv	56030.44	1671.33	25487.78	0.00	25487.78	3784.21	5554.20	4669.20

Annexes B.20. Combinaisons d'actions sismiques sous la semelle (cas de la pile).

	VL(KN)	VT(KN)	ML(KN)	MT(KN)	N(KN)	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
E_1 +Pperm+Rmax	4066.27	904.22	27583.67	11948.29	32702.03	1767.40	3682.94	2725.17
E_2 +Pperm+Rmax	1964.42	3014.06	55463.02	39827.64	32702.03	799.37	4650.97	2725.17
E_3 +Pperm+Rmax	1964.42	904.22	27583.67	11948.29	33873.68	1865.04	3780.57	2822.81
-E_1 +Pperm+Rmin	1939.62	904.22	-3687.09	11948.29	31697.75	2769.50	2513.46	2641.48
-E_2 +Pperm+Rmin	-162.23	3014.06	24192.25	39827.64	31697.75	1801.47	3481.49	2641.48
-E_3+Pperm+Rmin	-162.23	904.22	-3687.09	11948.29	30526.10	2671.87	2415.82	2543.84

Annexes B.21. Combinaison d'actions normales sous la semelle (cas de la culée).

	N(KN)	H(KN)	M_H(KN.m)	M_V(KN.m)	M(KN.m)	R1(KN)	R2(KN)
G+0.6T+ F flv	18658.35	4194.94	-16472.92	13755.81	-2717.11	2035.65	1696.02
G+0.6T+1.2Q+ F flv	18989.55	4739.78	-19188.95	14423.18	-4765.77	2196.82	1601.09
G+0.6T+1.2A(l) + F flv	20147.48	4227.40	-16692.70	13353.74	-3338.95	2223.43	1806.06
G+0.6T+1.2Bc+ F flv	20524.52	4226.255	-16684.91	13251.94	-3432.97	2267.01	1837.89
G+0.6T+1.2BT+F flv	19618.34	4194.94	16472.92	13496.61	-2976.31	2147.85	1775.81
G+0.6T+Mc120+ F flv	19919.54	4194.94	-16472.92	13415.29	-3057.63	2183.06	1800.85
G+0.6T+D240+ F flv	20491.09	4194.94	-16472.92	13260.97	-3211.95	2249.86	1848.36

1.35G+0.9T +F flv	25188.77	5696.18	-19406.36	18570.34	-836.01	2571.13	2466.63
1.35G++0.9T+1.6Q+F flv	25630.37	6422.63	-23027.73	19460.17	-3567.56	2786.01	2340.06
1.35G+0.9T+1.6A(l)+ F flv	27174.27	5739.46	-19699.39	18034.26	-1665.14	2821.50	2613.36
1.35G+0.9T+1.6(Bc)+F flv	27676.99	5737.93	-19689.01	17898.52	-1790.49	2879.61	2655.79
1.35G+0.9T+1.6BT+F flv	26468.75	5696.18	19406.36	18224.75	-1181.61	2720.73	2573.02
1.35G+0.9T+1.35Mc120+ F flv	26891.37	5696.18	-19406.36	18110.64	-1295.72	2770.12	2608.16
1.35G+0.9T+1.35D240+ F flv	27662.97	5696.18	-19406.36	17902.31	-1504.05	2860.30	2672.29

Annexes B.22. Sollicitation sismique sous la semelle (cas de la culée)

Designation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	162.00	540.00	0.00	1.00	0.00	540.00
Mur F	147.02	490.05	0.20	4.59	29.40	2247.37
DDT	27.13	90.42	2.19	8.94	59.41	808.35
Mur en R	34.05	113.52	4.30	7.14	146.43	810.50
Corbeau	4.66	15.53	2.16	8.55	10.06	132.74
MGG	15.75	52.50	1.66	8.58	26.14	450.15
Poids des Terres Amot	101.12	337.07	2.21	5.35	223.48	1801.63
Poids des T sur DDT	19.87	66.23	2.19	8.94	43.52	592.13
Somme	511.59	1705.31	/	/	538.44	7382.87

Annexes B.23. evaluation des charges sismique due à la poussée dynamique

Designation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV}/_{o}$	$M_{FH}/_{o}$
Pad (1+kv)	/	5214.34	/	3.323	/	17328.98
Pad (1-kv)	/	4926.11	/	3.323	/	16371.10

Annexes B.24. Combainaison d'effort sismique dû à la culée.

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0.00	6968.55	25333.83
CAS 2	0.00	6682.43	24400.38
CAS 3	633.76	0.00	528.88

Annexes B.25. Combinaisons d'actions sismiques sous la semelle (cas de la culée).

	N(KN)	V(KN)	M(KN)	R1(KN)	R2(KN)
P max - H + 0,3V	14767.57	7508.31	-15115.46	2421.47	532.04
P min - H - 0,3V	14180.77	7222.00	-14556.41	2327.85	508.30
P max + V - 0,3H	15211.20	2630.33	2988.44	1334.34	1707.90
P min - V - 0,3H	13737.14	2544.30	2153.64	1239.11	1508.32

Annexes B.26. Combinaisons d'actions normales sous le mur frontal.

	N(KN)	H(KN)	MH(KN)	MV(KN)	M(KN)
G+0.6T	10403.48	3050.52	-9817.68	1399.80	-8417.88
G+0.6T+1.2Q	10403.48	3595.36	-12533.71	1399.80	-11133.91
G+0.6T+1.2A(l)+ST	11892.61	3082.98	-9972.53	699.91	-9272.62
G+0.6T+1.2Bc+ST	12269.65	3081.835	-9967.05	522.70	-9444.35
G+0.6T+Mc120	11664.67	3050.52	-9817.68	807.04	-9010.64
G+0.6T+D240	12236.22	3050.52	-9817.68	538.41	-9279.27
1.35G+0.9T	14044.70	4151.21	-13411.30	1889.73	-11521.57
1.35G++0.9T+1.6Q	14044.70	4877.66	-17032.68	1889.73	-15142.95
1.35G+0.9T+1.6A(l)	16030.20	4194.49	-13617.77	956.54	-12661.23
1.35G+0.9T+1.6Bc	16532.92	4192.96	-13610.46	720.27	-12890.19
1.35G+0.9T+1.35Mc120	15747.30	4151.21	-13411.30	1089.51	-12321.80
1.35G+0.9T+1.35D240	16518.90	4151.21	-13411.30	726.86	-12684.45

ANNEXES C
FERRAILLAGE

ENSTP 2019-2020

Ferraillage de voussoir sur pile

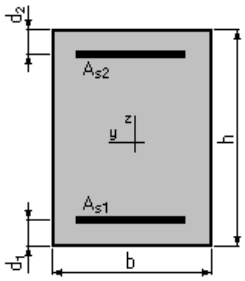
Hourdi supérieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèse:

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 = 53.0 (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)	596.61	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	446.44	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 42.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.9 (cm2)
Théorique ρ = 0.89 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 596.61 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y =11.8 (cm)
Bras de levier: Z = 43.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.25 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 446.44 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 19.2 (cm)
Bras de levier: Z = 41.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11.2 (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)

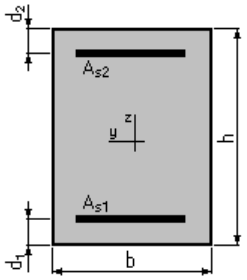
Hourdi supérieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	153.52	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	115.01	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 21.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.6 (cm2)

Théorique ρ = 0.85 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 153.52 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 5.8 (cm)

Bras de levier: Z = 22.7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.02 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 115.01 (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 = 21.7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 10.8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 250.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Hourdi inférieure nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

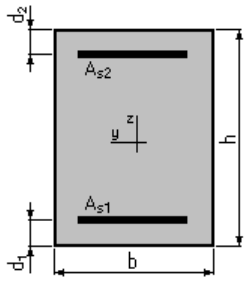
1. Hypothèse:

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 = 70.0 (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)	229.20	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	171.67	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 11.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 7.5 (cm2)

Théorique ρ = 0.17 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 229.20 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 3.1 (cm)

Bras de levier: Z = 63.8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 171.67 (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 = 60.6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S = 25.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)

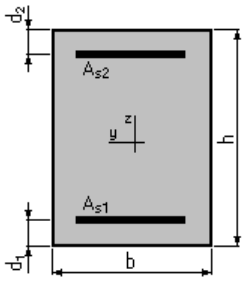
Hourdi inférieure nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèse:

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 = 70.0 (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)	334.89	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	251.13	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 16.8 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 7.5 (cm2)

Théorique ρ = 0.26 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 334.89 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.6 (cm)
Bras de levier: Z = 63.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.76 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 251.13 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 15.8 (cm)
Bras de levier: Z = 59.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.3 (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)

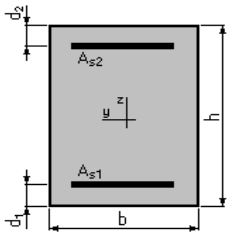
Ferraillage de l'âme nappe extérieure (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- 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.	ELU	116.99	334.89
2.	ELS	87.54	251.13

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 23.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 23.2 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 250.0 (cm2)
Théorique ρ = 0.93 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 116.99 (kN) M = 334.89 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.3 (cm)
Bras de levier: Z = 42.5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.64 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 69.6 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 87.54 (kN) M = 251.13 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 13.8 (cm)
Bras de levier: Z = 40.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Comprimée: σ_s' = 70.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

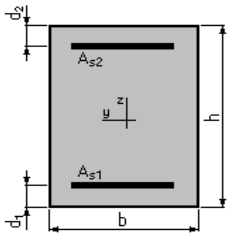
Ferraillage de l'âme nappe intérieure (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- 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.	ELU	116.99	398.22
2.	ELS	87.54	298.08

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 28.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 28.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250.0 (cm2)
Théorique ρ = 1.12 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 116.99 (kN) M = 398.22 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.9 (cm)
Bras de levier: Z = 42.2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.81 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s'= 100.1 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 87.54 (kN) M = 298.08 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 14.5 (cm)
Bras de levier: Z = 40.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Comprimée: σ_s'= 77.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage de voussoir à la clef

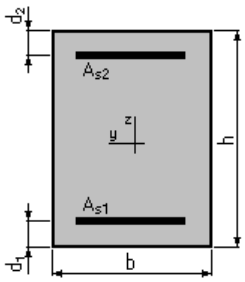
Hourdi supérieure nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèse:

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 = 53.0 (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)	678.87	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	508.13	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 49.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.9 (cm2)

Théorique ρ = 1.03 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 678.87 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 13.5 (cm)

Bras de levier: Z = 42.6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 8.93 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 508.13 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 20.3 (cm)

Bras de levier: Z = 41.2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 12.2 (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)

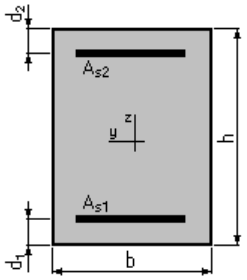
Hourdi supérieure nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	171.33	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	128.33	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 23.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.6 (cm2)
Théorique ρ = 0.95 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 171.33 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 6.5 (cm)
Bras de levier: Z = 22.4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9.92 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 128.33 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.3 (cm)
Bras de levier: Z = 21.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11.6 (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)

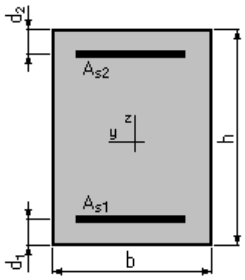
Hourdi inférieure nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	208.21	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	155.92	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 29.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.6 (cm2)
Théorique ρ = 1.17 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 208.21 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 8.0 (cm)
Bras de levier: Z = 21.8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 7.41 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 155.92 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.1 (cm)
Bras de levier: Z = 21.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 13.2 (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)

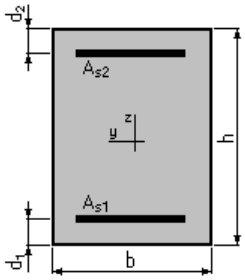
Hourdi inférieure nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)

h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	158.42	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	119.16	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 22.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.6 (cm2)
Théorique ρ = 0.88 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 158.42 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.0 (cm)
Bras de levier: Z = 22.6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.17 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 119.16 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.0 (cm)
Bras de levier: Z = 21.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11.0 (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)

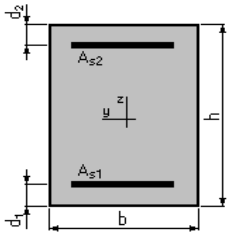
Ferraillage de l'âme nappe extérieure (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- 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.	ELU	168.03	164.38
2.	ELS	125.88	123.86

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 9.5 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 250.0 (cm2)
Théorique ρ = 0.38 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 168.03 (kN) M = 164.38 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.43 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.3 (cm)
Bras de levier: Z = 43.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_S = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.06 (‰)
Contrainte de l'acier Tendue: σ_S = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 125.88 (kN) M = 123.86 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.3 (cm)
Bras de levier: Z = 41.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Comprimée: σ_s'= 47.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

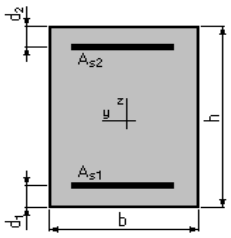
Ferraillage de l'âme nappe intérieure (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- 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.	ELU	168.03	426.29
2.	ELS	125.88	319.12

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 29.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 29.4 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 250.0 (cm2)
Théorique ρ = 1.18 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 168.03 (kN) M = 426.29 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7.3 (cm)
Bras de levier: Z = 42.1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.93 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s'= 120.3 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 125.88 (kN) M = 319.12 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 14.9 (cm)
Bras de levier: Z = 40.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Comprimée: σ_s'= 82.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage des pieux

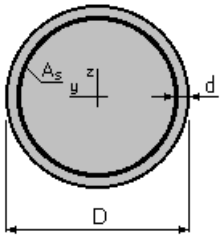
Cas de la pile (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	150.70	575.25	0.00
2.	ELS	107.75	411.30	0.00
3.	ELA	338.85	1293.56	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 113.1 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 565.5 (cm2)

Théorique ρ = 1.00 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 150.70 (kN) M_y = 575.25 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.35 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 31.3 (cm)

Bras de levier: Z = 99.8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 9.34 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_S =434.8 (MPa)

Comprimée: σ_S' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 107.75 (kN) M_y = 411.30 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.50

Position de l'axe neutre: y = 38.4 (cm)

Bras de levier: Z = 98.5 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 3.4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_S = 100.0 (MPa)

Comprimée: σ_S'= 43.4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 338.85 (kN) M_y = 1293.56 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.25 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 29.8 (cm)

Bras de levier: Z = 100.5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 9.97 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_S =500.0 (MPa)

Comprimée: σ_S'= 500.0 (MPa)

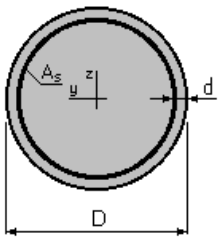
Cas de la culé (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	642.26	2272.54	0.00
2.	ELS	473.78	1696.20	0.00
3.	ELA	750.38	2656.69	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 194.6 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 565.5 (cm2)
Théorique ρ = 1.72 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 642.26 (kN) M_y = 2272.54 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.76 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 39.1 (cm)
Bras de levier: Z = 96.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 6.78 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S = 434.8 (MPa)
Comprimée: σ_S' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 473.78 (kN) M_y = 1696.20 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 43.8 (cm)
Bras de levier: Z = 96.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S = 250.0 (MPa)
Comprimée: σ_S' = 136.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 750.38 (kN) M_y = 2656.69 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.75 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 37.4 (cm)
Bras de levier: Z = 97.0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 7.23 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S =500.0 (MPa)

Comprimée: $\sigma_S' = 500.0$ (MPa)

FERRAILLAGE DE LA CULEE

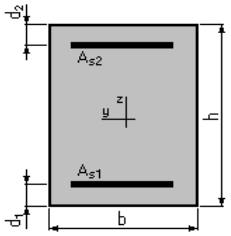
Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 200.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	936.31	1009.53
2.	ELS	693.57	742.26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 20.0 (cm2) Section théorique A_{S2} = 20.0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 40.0 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 1000.0 (cm2)
Théorique ρ = 0.20 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 936.31 (kN) M = 1009.53 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.42 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 49.1 (cm)
Bras de levier: Z = 175.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_S = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.37 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S = 434.8 (MPa) comprimée: σ_S'= 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 693.57 (kN) M = 742.26 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.32
Position de l'axe neutre: y = 69.7 (cm)
Bras de levier: Z = 171.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S = 9.6 (MPa)
Comprimée: σ_S'= 19.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)

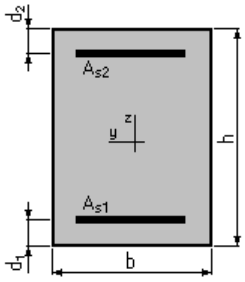
MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (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)	199.90	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	149.53	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.8 (cm2)

Théorique ρ = 0.55 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 199.90 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 6.8 (cm)

Bras de levier: Z = 32.3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2.42 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 149.53 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 11.6 (cm)

Bras de levier: Z = 31.1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 250.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

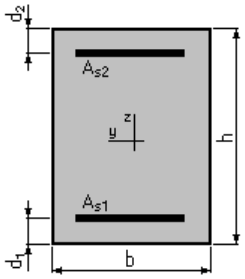
1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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 = 40.0 (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)	172.70	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	131.29	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 16.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.8 (cm2)
Théorique ρ = 0.48 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 172.70 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0.0 (cm)
Bras de levier: Z = 35.0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.00 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier:

Cas ELS M_{max} = 131.29 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00
Position de l'axe neutre: y = 0.3 (cm)
Bras de levier: Z = 34.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 79.8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

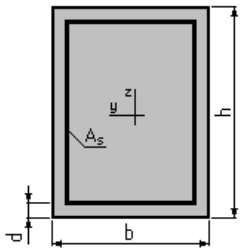
Corbeau (Calcul de Section en compression simple Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	22.84
Etat **L**imite de **S**ervice	17.36
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 5000.0	(cm2)	Section réduite	B_r = 4704.0 (cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3.0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3.0 (m)
Inertie	I_y = 1041666.7	(cm4)	Inertie	I_z = 4166666.7 (cm4)
Rayon de giration	i_y = 14.4 (cm)		Rayon de giration	i_z = 28.9 (cm)
Elancement	λ_y = 20.8		Elancement	λ_z = 10.4
	α = 0.79		N_u (béton seul)	= 7469.94 (kN)

Béton:

σ (ELS) = 0.0 (MPa)
0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Acier:

Section théorique A_S = 12.0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 12.0 (cm2)
Section maximum $A_{S\ max}$ = 250.0 (cm2)
Théorique ρ = 0.36 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.24 (%)
Maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Ferraillage de mur en retour

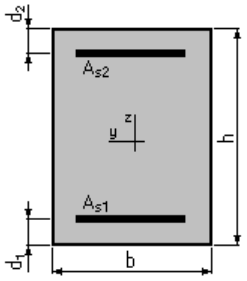
Sens vertical coté remblai (Calcul de Section en flexion Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)	515.28	0.00

Etat **L**imite de **S**ervice	432.18	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 35.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.5 (cm2)

Théorique ρ = 0.65 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 515.28 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 0.0 (cm)

Bras de levier: Z = 55.0 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0.00 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

Cas ELS M_{max} = 432.18 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00

Position de l'axe neutre: y = 0.4 (cm)

Bras de levier: Z = 54.9 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 204.6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

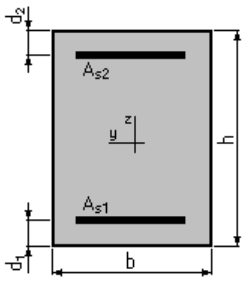
Sens vertical coté extérieure (Calcul de Section en flexion Simple)

1. <u>Hypothèse:</u>

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



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)	120.59	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	90.09	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.5 (cm2)

Théorique ρ = 0.13 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 120.59 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0.0 (cm)
Bras de levier: Z = 55.0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.00 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier:

Cas ELS M_{max} = 90.09 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00
Position de l'axe neutre: y = 0.4 (cm)
Bras de levier: Z = 54.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

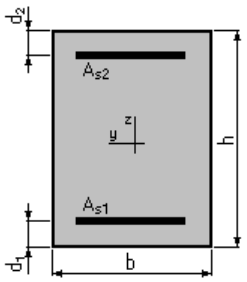
Sens horizontal coté remblai (Calcul de Section en flexion Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)	330.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	240.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.5 (cm2)
Théorique ρ = 0.35 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 330.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0.0 (cm)
Bras de levier: Z = 55.0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.00 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

Cas ELS M_{max} = 240.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00

Position de l'axe neutre: y = 0.4 (cm)

Bras de levier: Z = 54.9 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 113.6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)

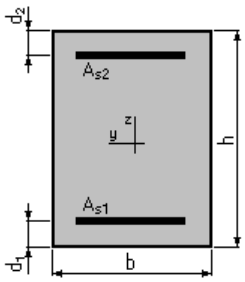
Sens horizontal coté extérieure (Calcul de Section en flexion Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)	55.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	40.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 5.5 (cm2)
Théorique ρ = 0.10 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 55.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0.0 (cm)
Bras de levier: Z = 55.0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.00 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier:

Cas ELS M_{max} = 40.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01
Position de l'axe neutre: y = 0.4 (cm)
Bras de levier: Z = 54.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage transversale des pieux

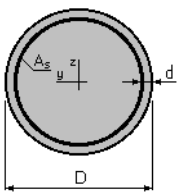
Cas de la pile section courante (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	150.70	4001.62
2.	ELA	338.85	2769.50

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.3 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3.1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 30.0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30.0 (cm)

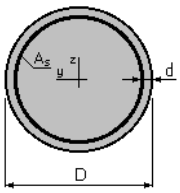
Cas de la pile section critique (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	150.70	4001.62

2.	ELA	338.85	2769.50

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.3$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3.1$ (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : $S_t = 15.0$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 15.0$ (cm)

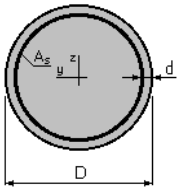
Cas de la culé section courante (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	642.26	2672.29
2.	ELA	750.38	1707.90

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.8$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3.1$ (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : $S_t = 30.0$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 30.0$ (cm)

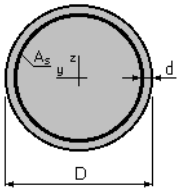
Cas de la culé section critique (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	642.26	2672.29
2.	ELA	750.38	1707.90

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.8$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3.1$ (cm2)

Cadres: 2 ∅ 14

Espacement : S_t = 10.8 (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15.0 (cm)