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 du diplômed'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

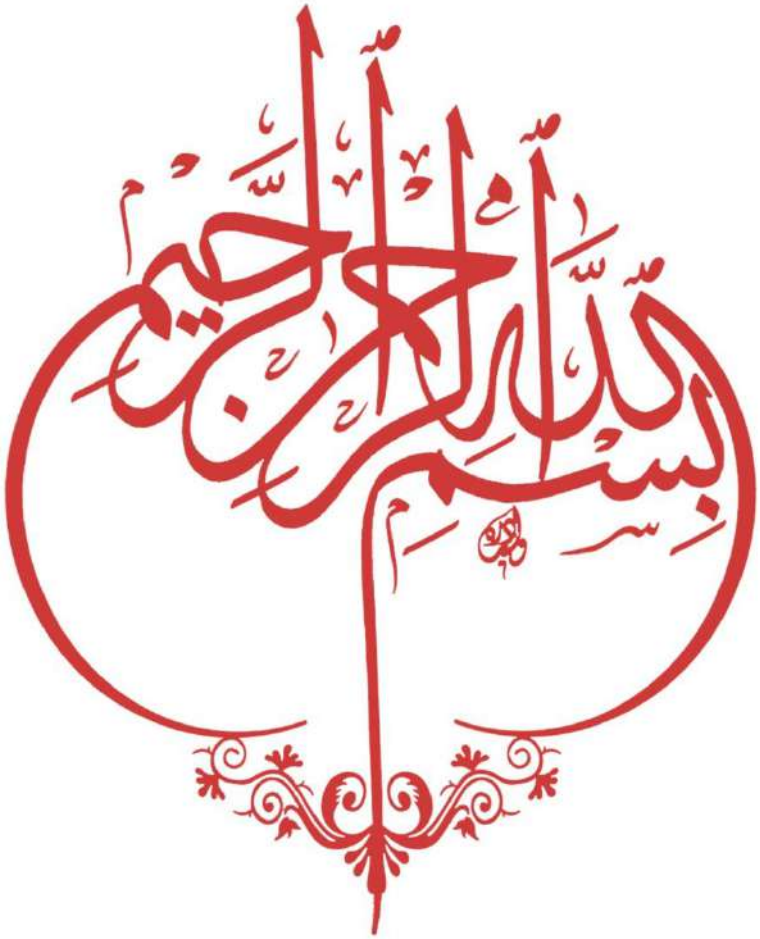
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC (29.6) AU NIVEAU DE PK 29+732 AU PK 29+878 DE LA PENETRANTE DJEN-DJEN_EL EULMA

Présenté par :
FADEL Chihabe Eddine
BOUMAMECHE Abdesettar

Encadré par :
Mr : M.AMIEUR

Promotion 2020/2021

©ENSTP-FJ –Garidi –Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Arrivés au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier dieu le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience pour effectuer le présent travail dans les meilleures conditions

Nos vifs remerciements vont à notre encadreur Monsieur **M.AMIEUR**, de nous avoir encadré et dirigés tout le long de notre travail.

Nous remercions le personnel de « **ADA** » et particulièrement **Mr MOHAMED YAKOBI**, pour son accueil, le temps passé ensemble et le partage de son expertise au quotidien. Il fut d'une aide précieuse.

Nous remercions notre ami et guide, l'ingénieur Monsieur **BABAKHOUYA Yousef** pour son aide crucial et ses conseils tout le long de notre travail.

Nous remercions également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré notre formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour leurs aides.

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

Enfin, nos remerciements vont à nos amis de l'école ENSTP, et à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Tout d'abord je remercie Allah (mon Dieu) de m'avoir donné la capacité, la volonté et de la patience pour réaliser ce travail.

Ce mémoire est dédié

À mes chers parents qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études, je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère votre bénédiction m'accompagne toujours.

À toute ma famille maternelle et paternelle

Je dédie ce simple travail spécialement :
Aux personnes que j'ai tant aimé qu'elles assistent à ma soutenance, à mes amis de l'école ENSTP, à mes enseignants et enseignantes et à toute la promotion 2021.

Fadel Chihabe Eddine .

Dédicaces

Avant tout, je remercie :

" Le Dieu " de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail;

Que je dédie :

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et

réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affectation et l'amour que je lui éprouve,

À toi chère **Maman**

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, à celui qui

je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots,

À toi cher **papa**

À ceux que j'aime tellement : Mes frères **" ABDELDJALIL, TAHAR, ZAHREDDINE"**

et surtout ma chère sœur **" AYA" et** mon cœur **MAROUA**

À toute ma famille sans exception,

À toute La famille de l'E.N.S.T.P sans exception surtout mes amis **"AYOUB, ADEL, AYOUB.KH, IDRISS, MOHAMED, AKRAM, AMINE, MIDO"**

À mon binôme **CHIHABE** et toute sa famille

À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation

de ce mémoire, **À** tous ceux qui m'aiment, **À** vous…

Boumameche Abdesettar

RESUME

Ce travail ayant pour objet de faire une conception de (03)variantes d'un viaduc permettant de franchir un obstacle reliant Jijel à Sétif. Le pont s'étend sur une longueur de 146 mètres constituésde 03 travées de 43 mètres de longueur pour les deux travées de rive et de 60 mètres pour travées intermédiaires.

Après avoir fait un Pré-dimensionnement de ces variantes, nous avons opté à la retenue du pont construit par encorbellementssuccessifspour des raisons judicieuses.

L'objet d'étude repose sur:

- ✓ L'évaluation des charges et surcharges.
- ✓ L'étude de la précontrainte.
- ✓ Le calcul des armature.

Mots clés : béton précontraint , post-tension, pont en caisson, spectre.

ملخص

هذا العمل يهدف إلى انجاز ثلاث تصاميم لجسر عابر لسد "طابلوت" لربط جيجل وسطيف الجسر طوله 146 متر يتكون من 3 قطع .طول القطعتين الجانبيتين 43 مترا وطول القطعة المتوسطة 60 مترا

بعد دراسة أولية للتصاميم المقترحة اخترنا الجسر المنجز باستعمال التتابع المتتالي لأسباب عديدة.

موضوع هذه الدراسة يرتكز على :

- ✓ تقدير الأعباء والحمولة الزائدة.
- ✓ دراسة الإجهاد المسبق.
- ✓ حساب الهياكل .

كلمات مفتاحية: الخرسانة سابقة الإجهاد ،لاحقة الشد، جسرصندوقي، طيف.

ABSTRACT

This work aims to design (03) variations of a “viaduct” allowing crossing the future dam of Tablout, linking Jijel to Setif the bridge is 146 meters long consisted of 03 spans. Two Side spans measure 43 meters, whereas intermediate spans measure 60 meters. After doing apre-sizing of thesevariations, we have adopted the bridge constructed using "successive cantilevering "for "many good reasons".

The object of this study is based on:

- ✓ The evaluation of “loads and overloads”.
- ✓ The study of prestressing.
- ✓ The calculation of reinforcement.

Keywords: prestressed concrete, post-tensioning, segmental bridge, spectrum.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE. 01

CHAPITRE I: RECHRCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION. 02
I.2. PROBLEMATIQUE. 02
I.3. CHARGE ULTIME. 02
I.4. CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU SOUS CHARGE AXIALE. 03
I.4.1. Méthodes de prévision de la capacité portante des pieux. 03
I.4.1.1.Frottement latéral. 03
I.4.1.2.Résistance de pointe 08
I.5. CONCLUSION. 09

CHAPITRE II: PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION. 10
II.2. DESCRIPTION DU PROJET. 10
II.2.1. Objectif et situation du projet. 10
II.2.2. L'obstacle à franchir. 11
II.3. LES DONNEES DE PROJET. 11
II.3.1. Les données fonctionnelles. 11
II.3.1.1. Tracé en plan. 11
II.3.1.2. Profil en long. 11
II.3.1.3. Profil en travers. 12
II.3.2. Les données naturelles. 12
II.3.2.1. Topographie. 12
II.3.2.2. Géotechnique. 12
II.3.2.2.1. Sondages. 13
II.3.2.2.2.Essais in situ 13
II.3.2.2.3.Essais de laboratoire. 14
II.3.2.3. Sismicité du site 14
II.3.3. Données climatiques 15
II.3.3.1. La température 15
II.3.3.2. La neige … 15
II.3.3.3. Le vent 15
II.3.3.4. L'humidité. 15
II.4. CONCLUSION. 16

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION..... 17
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES. 17
III.2.1. Variante N° I : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP ». 17
III.2.1.1. Conception longitudinale. 18
III.2.1.2. Conception transversale. 18

III.2.2. Variante N° II : « Pont voussoirs en béton précontraint construit parencorbellements successifs préfabriqués ». 21
III.2.2.1. Conception longitudinale. 21
III.2.2.2. Conception transversale. 21
III.2.3. Variante N° III : «Pont Mixte Bipoutre ». 24
III.2.3.1. Pré-dimensionnement de la superstructure. 24
III.2.3.2. Conception des entretoises. 25
III.3. ANALYSE DES VARIANTES. 27
III.3.1.Synthèse des avantages et inconvénients de chaque variante 27
III.3.2.Devis estimatif et quantitatif des trois variantes. 28
III.4. CONCLUSION. 29

CHAPITRE IV: CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION. 30
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL. 30
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. 30
IV.3.1. Béton. 30
IV.3.2. Armatures. 30
IV.3.2.1. Armatures passives. 30
IV.3.2.2. Armatures de précontraintes. 30
IV.3.3. Contraintes admissibles. 31
IV.3.3.1. Béton. 31
IV.3.3.2. Armatures. 31
IV.4. EVATUATION DES ACTIONS. 32
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic. 32
IV.4.1.1. Actions permanentes : Poids des voussoirs 32
IV.4.1.2. Action thermique. 34
IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic. 34
IV.4.2.1. Système de charge à considérer. 34
IV.4.2.2. Caractéristiques du pont. 34
IV.4.2.3. Système de charge A. 36
IV.4.2.4. Système de charge B. 37
IV.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique. 38
IV.4.2.6. Efforts de freinage. 39
IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120. 39
IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240. 39
IV.4.2.9. Surcharges sur trottoirs. 40
IV.5. CONCLUSION. 40

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION. 41
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 41
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. 41
V.2.2. Charges à prendre en compte (Selon guide SETRA). 43
V.2.2.1. Poids propre du fléau. 43
V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires. 43
V.2.2.3. Effet vertical du vent. 43

V.2.2.4. Actions accidentelles. 43
V.2.3. Combinaisons d'action. 43
V.2.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A). 43
V.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B). 44
V.2.4. Evaluation des efforts. 44
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE. 45
V.3.1. Phases de réalisation du viaduc. 45
V.3.2. Modélisation. 46
V.3.3. Combinaisons d'action. 46
V.3.4. Résultats. 46
V.4. CONCLUSION. 48

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION.. 49
VI.1.1. Les câbles de fléau. 49
VI.1.2. Les câbles de continuités. 49
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU. 50
VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau. 50
VI.2.2. Position et enrobage des câbles. 51
VI.2.3. Tracé des câbles en plan. 51
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation. 52
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE. 54
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire. 54
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive. 55
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité. 56
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE. 59
VI.4.1. Pertes de tension instantanées. 59
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement. 59
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage. 60
VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension. 60
VI.4.2. Pertes de tension différées. 65
VI.4.2.1. Pertes par retrai. 65
VI.4.2.2. Pertes par fluage. 65
VI.4.2.3. Pertes par relaxation. 66
VI.4.2.4. Pertes différées totales. 66
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES. 68
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction. 68
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service. 69
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT. 69
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS. 69
VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant. 69
VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement. 69
VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU. 70
VI.7. CONCLUSION. 71

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION. 72

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX. 72
VII.2.1. Modélisation. 72
VII.2.2. Détermination des sollicitations. 73
VII.3. FERRAILLAGE. 73
VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur. 74
VII.3.1.1. Ferraillage transversale. 74
VII.3.1.2. Ferraillage longitudinal. 74
VII.3.2. Ferraillage passif des voussoirs. 75
VII.4. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE. 75
VII.4.1. Disposition réglementaire selon B.P.EL. 76
VII.4.1.1. Effet de surface. 76
VII.4.1.2. Effet d'éclatement. 76
VII.4.2. Etude de bossage. 77
VII.5. CONCLUSION. 78

CHAPITRE VIII: EQUIPEMENTS DU TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION 79
VIII.2. APPAREIL D'APPUI. 79
VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 79
VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui. 79
VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui. 80
VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T. 80
VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes. 80
VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux. 81
VIII.2.3.1. Actions statiques. 81
VIII.2.3.2. Actions dynamiques. 81
VIII.2.3.3. Déplacement horizontal. 81
VIII.2.4. Vérifications des appareils d'appui. 82
VIII.2.4.1. Résistance à la compression. 82
VIII.2.4.2. Sécurité au flambement. 82
VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion. 83
VIII.2.4.4. Condition de non glissement. 83
VIII.3. DES D'APPUIS. 84
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile. 84
VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile. 84
VIII.3.3. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la culée. 85
VIII.3.4. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée. 85
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE. 86
VIII.4.1. Dimensionnement. 86
VIII.4.2. Type de joint. 86
VIII.5. CONCLUSION. 87

CHAPITRE IX: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION. 88
IX.2. ETUDE DE LA PILE. 88
IX.2.1. Evaluation de la raideur totale K. 88
IX.2.2. Etude sismique. 89
IX.2.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relativesà l'étude sismique 89

IX.2.2.2. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008. 89
IX.2.2.3. Spectre de réponse. 90
IX.2.2.4. Période propre. 91
IX.2.2.5. Evaluation de l'effort sismique longitudinal. 91
IX.2.2.6. Evaluation de l'effort sismique transversal. 92
IX.2.2.7. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA). 93
IX.2.3. Descend des charges. 93
IX.2.3.1. Efforts dus à la pile et au tablier. 93
IX.2.3.2. Combinaison des efforts. 94
IX.2.4. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement. 94
IX.2.5. Ferraillage de la pile. 94
IX.2.5.1. Sollicitations les plus défavorables. 94
IX.2.5.2. La section d'acier. 95
IX.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant. 95
IX.3. ETUDE DE LA CULEE. 95
IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée. 95
IX.3.2. Efforts dus à la culée. 96
IX.3.3. Ferraillage des éléments de la culée. 97
IX3.3.1. Ferraillage du mur garde grève. 97
IX.3.3.2. Dalle de transition. 99
IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition. 99
IX.3.3.4. Mur en retour. 100
IX.3.3.5.Mur frontal. 101
IX.4. ETUDE DES FONDATION. 101
IX.4.1. Etude de la semelle. 101
IX.4.1.1. Calcul des sollicitations. 102
IX.4.1.2. Nombre des pieux. 102
IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu. 103
IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle. 103
IX.4.2. Etude des pieux. 105
IX.4.2.1. Actions sur les pieux. 105
IX.4.2.2. Ferraillage des pieux. 106
IX.5. CONCLUSION. 107

CONCLUSION GENERALE. 109

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: RECHRCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 : Evolution du facteur en fonction de la résistance au cisaillement non drainée Cu (Su) (Chow, 1997). 04
Figure I.2 : Evolution du facteur d'adhérence α en fonction Cu (Su)/ σ'v0. . 05

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II.2: Situation du projet. 10
Figure II.2: Site de l'ouvrage. 10
Figure II.3: Tracé en plan de la voie portée. 11
Figure II.4: Profil en long de la voie portée. 11
Figure II.5: Profil en travers de la voie portée. 12
Figure II.6: Carte de zonage sismique du territoire national. 15

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III.1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint. 18
Figure III.2: Morphologie générale d'un pont voussoirs en béton précontraint construit parencorbellements successifs préfabriqués » . 21
Figure III.3: Notations des dimensions. 22
Figure III.4:Coupe transversale d'un tablier bipoutre. 24

CHAPITRE IV: CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV.1: Limitation des contraintes des sections en B.P. 32
Figure IV.2: Numération des voussoirs de la travée de rive. 32
Figure IV.3: Les 5 cas de charge possibles. 35
Figure IV.4: Système de chargement Bc. 37
Figure IV.5: Système de chargement Bt. 38
Figure IV.6: Convoi de charge Mc 120. 39
Figure IV.7: Convoi exceptionnel D240. 40

CHAPITRE V: ETUDE LONGITUDINALE

Figure V.1: Les phases de réalisation d'un fléau. 42
Figure V.2: Situation temporaire de construction à considérer. 43
Figure V.3: Situation accidentelle à considérer. 44
Figure V.4: Les phases de construction du viaduc. 45
Figure V.5: Modèle de calcul. 46
Figure V.6: Mmax à l'ELS (enveloppe des combinaisons). 47
Figure V.7: Tmax à l'ELS (G + D240). 47
Figure V.8: Mmax à l'ELU (enveloppe des combinaisons). 47
Figure V.9: Tmax à l'ELU 1.35 (G + D240). 48

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VI.1: Tracé en plan des câbles. 51
Figure VI.2: Tracé en élévation des câbles. 52
Figure VI.3: Disposition des câbles de fléau au niveau du V01. 53
Figure VI.4: Tracé en plan et élévation des câbles des fléaux. 53
Figure VI.5: Disposition des câbles de continuité des travées principales. 57
Figure VI.6: Tracé en plan et élévation des câbles de continuité pour les travées principale. 57
Figure VI.7: Disposition des câbles de continuité des travées de rives. 58

Figure VI.8: Tracé en plan et élévation des câbles de continuité des travées de rives..... 58
Figure VI.9: Frottement le long du câble lors de la mise en tension..... 59

CHAPITRE VII: ETUDE TRANSVERSALE

Figure VII.1: Vue en 3D du voussoir courant. 72
Figure VII.2: Schéma du ferraillage passif du voussoir courant. 75
Figure VII.3: Aciers de bossage. 77
Figure VII.4: Schéma du ferraillage de bossage. 78

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DU TABLIER

Figure VIII.1: Géométrie d'un appareil d'appui. 80
Figure VIII.2: Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile. 85
Figure VIII.3: Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée. 86
Figure VIII.4: Joint du type Wd. 87

CHAPITRE IX: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX.1: Dimensions de la pile 88
Figure IX.2: Spectre de réponse horizontale. 91
Figure IX.3: Les dimensions des éléments de la culée. 95
Figure IX.4: Ferraillage des éléments de la pile. 107
Figure IX.5: Ferraillage des éléments de la culée. ….....108

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II.1: Piézomètres installés le long de projet et lectures du niveau d'eau 13
Tableau II.2: Valeurs des essais de perméabilité. 14

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1: Récapitulation du pré dimensionnement de la variante N°I. 18
Tableau III.2: Les dimensions des différentes composantes des voussoirs. 22
Tableau III.3: Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante III. 24
Tableau III.4: Analyse des variantes. 27
Tableau III.5: Devis estimatif et quantitatif de la variante 1. 28
Tableau III.6: Devis estimatif et quantitatif de la variante 2. 29
Tableau III.7: Devis estimatif et quantitatif de la variante 2. 29

CHAPITRE IV: CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1: Contraintes admissibles à la compression de béton. 31
Tableau IV.2: Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 31
Tableau IV.3: Estimation du poids total des voussoirs de la travée de rive. 33
Tableau IV.4: Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges. 33
Tableau IV.5: Caractéristiques du pont 34
Tableau IV.6: Les classes des ponts routes. 35
Tableau IV.7: Coefficient a_1. 36
Tableau IV.8: Valeurs de A(l) pour les 5 cas possibles. 36
Tableau IV.9: Les valeurs de b_c. 37
Tableau IV.10: Les valeurs de b_t. 38
Tableau IV.11: Les valeurs de δ. 38

CHAPITRE V: ETUDE LONGITUDINALE

Tableau V.1: Evaluation des efforts en situation temporaire. 44
Tableau V.2: Combinaisons de charge en phase de service. 46

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.1: Estimation du nombre de câbles du fléau. 51
Tableau VI.2: L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 53
Tableau VI.3: L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. 53
Tableau VI.4: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale. 54
Tableau VI.5: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 56
Tableau VI.6: L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales. 56
Tableau VI.7: L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales. 57
Tableau VI.8: L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives. 58
Tableau VI.9: L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives. 58
Tableau VI.10: Les pertes par frottement (MPa). 62
Tableau VI.11: Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa). 63
Tableau VI.12: Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa) 64
Tableau VI.13: Les pertes totales instantanées. 64

Tableau VI.14: Pertes dues au fluage. 66
Tableau VI.15: Pertes dues à la relaxation des câbles. 67
Tableau VI.16: Pertes totales. 67
Tableau VI.17: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 68

CHAPITRE VII: ETUDE TRANSVERSALE

Tableau VII.1 : Combinaisons des charges appliquées. 73
Tableau VII.2 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. 73
Tableau VII.3 : Ferraillage passif des voussoirs. 75

CHAPITRE VIII: EQUIPEMENTS DU TABLIER

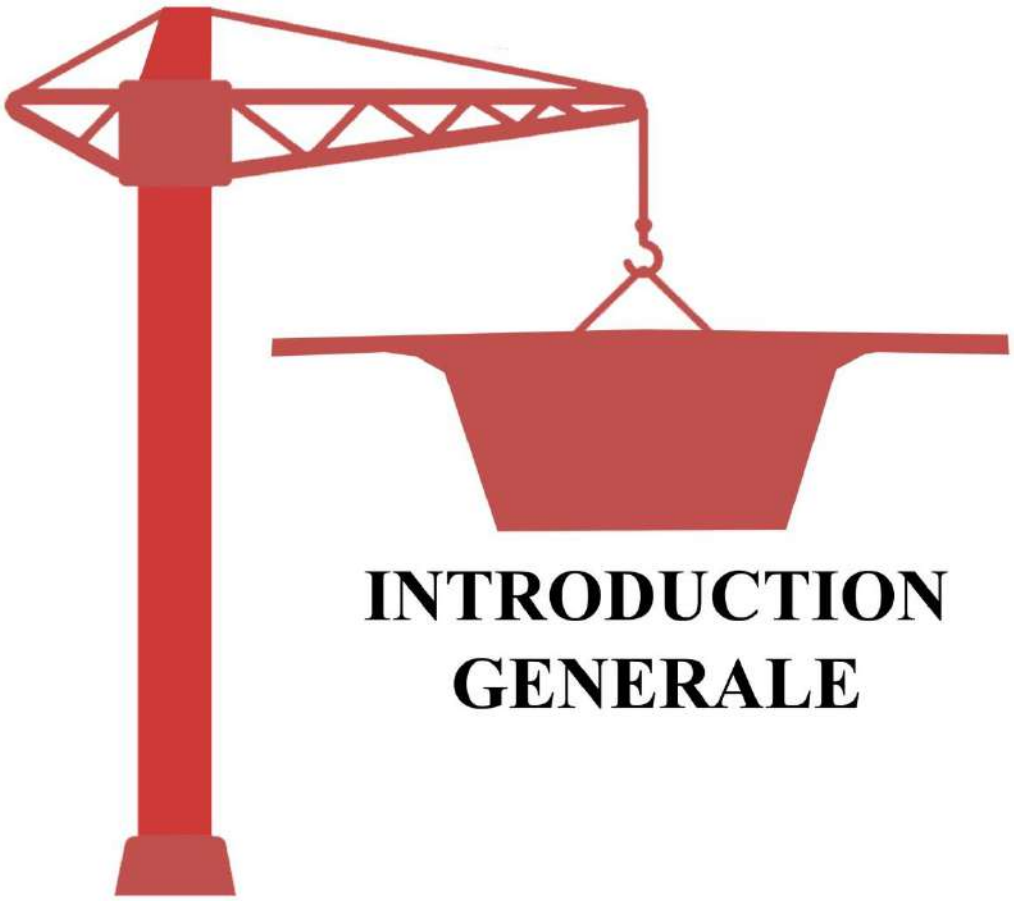
Tableau VIII.1 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 79
Tableau VIII.2 : Les dimensions de l'appareil d'appui. 80
Tableau VIII.3: Efforts et déplacement horizontal du tablier. 82
Tableau VIII.4: Modèles des joints Wd. 87

CHAPITRE IX: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau IX.1: Hauteurs des piles. 88
Tableau IX.2: Raideurs longitudinales des appuis. 89
Tableau IX.3: Raideurs transversales des appuis. 89
TableauIX.4: Distribution des forces, moments et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 92
Tableau IX.5: Distribution des forces, moments et des déplacements transversaux sur chaque appui. 92
Tableau IX.6: Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 93
Tableau IX.7: Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 93
Tableau IX.8: Combinaison des efforts. 94
Tableau IX.9: Sollicitations les plus défavorables pour la pile 2. 94
Tableau IX.10: Les dimensions des éléments de la culée. 95
Tableau IX.11: Calcul du coefficient de poussée Kad. 96
Tableau IX.12: Evaluations des efforts du mur frontal et tablier 96
Tableau IX.13: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. 99
Tableau IX.14: Résultats et ferraillage du mur en retour. 101
Tableau IX.15: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. 101
Tableau IX.16: Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. 102
Tableau IX.17: Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. 102
TableauIX.18: Nombre de pieux sous la semelle. 102
Tableau IX.19: Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables ...103
Tableau IX.20: La vérification des conditions de la méthode des bielles. 103
Tableau IX.21: Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. 106

LISTE DES ABREVIATIONS

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



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

En quelques décennies, le réseau des voies de communication a connu une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement économique de pays. Ce progrès conduit en conséquence à l'évolution des ouvrages d'art notamment les ponts.

C'est dans le cadre de renforcer le réseau routier national, le Ministère des Travaux Publics et l'Agence National des Autoroutes ont lancé le projet de la pénétrante à l'autoroute Est-oust reliant le port de Djen-Djen à El Eulma sur110Km. Le projet contient 54 viaducs,16 passages inférieurs et 19 passages supérieurs et un tunnel bitubes.

Le projet permettra notamment d'assurer une exploitation optimale du port de Djen- Djen, et l'ouverture d'un nouvel itinéraire vers les hauts plateaux et le sud du pays. Il permettra également le désenclavant de nombreuses agglomérations.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc (V29.6), il permet de franchir oued de Djen-djen au niveau de Barrage de Tabellout. Trois variantes ont été proposées et prés dimensionner, après une analyse qualitatifs multicritères, nous avons retenu la variante la plus adéquate, qui consiste en un viaduc en encorbellement successif par des voussoirs préfabriqués.

Pour atteindre cet objectif, le manuscrit est divisé en quatre parties principales plus une introduction et une conclusion :

- La première partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception ;
- L'étape qui suit est celle de l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage ;
- La pénultième partie a été focalisé sur l'étude du tablier ;
- La dernière partie a été consacrée à l'étude de l'infrastructure.

Finalement le manuscrit est clôturé par une conclusion générale regroupant les constations important tirées de cette étude.



RECHRCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Quand le sol en surface est mou et compressible et les tassements sont considérables sous la charge de la superstructure, cette charge ne peut pas être reprise par l'intermédiaire des fondations superficielles. On a alors recours aux fondations profondes. La différence majeure entre ces deux types de fondations est la prise en compte de frottement latéral le long du fût pour le cas de fondations profondes et leur mécanisme de rupture qui est totalement différente.

I.2. PROBLEMATIQUE

La problématique des fondations profondes est directement liée aux caractéristiques du sol en place. L'étude de ces sols permet d'obtenir la capacité portante des pieux. Ces études sont menées via différents types d'essais. On parle d'essais au pénétromètre et au pressiomètre réalisés « in situ »ou bien d'analyse des propriétés du sol en laboratoire. Notons également qu' « il est possible de déterminer la capacité limite d'un pieu via des formules dynamiques issues des essais de battage ou encore via des formules statiques basées sur la théorie des fondations superficielles » mais aussi via un essai de chargements ,

Le comportement des pieux installés est fonction de la méthode d'installation, de son mode de chargement, de ses caractéristiques géométriques et des propriétés du sol. Lorsque l'on applique progressivement une charge en tête d'un pieu isolé, on constate un enfoncement progressif de la fondation dans le sol. En traçant la courbe de chargement visible à la figure, on constate qu'au-delà d'une certaine charge appliquée, la fondation s'enfonce rapidement dans le sol pour chaque incrément de charge. Cette charge est appelée résistance limite à la compression ou portance limite de la fondation profonde, est notée Rc, et est définie conventionnellement comme étant l'effort appliqué en tête de pieu produisant un déplacement en tête égal à la plus grande des deux valeurs suivantes (0, 1×diamètre du pieu ; 20mm).

Cette résistance limite totale peut être séparée en deux composantes qui sont la résistance limite de pointe Rb et la résistance au frottement latéral Rs. Notons par ailleurs que la résistance de frottement axiale pour une profondeur donnée croit progressivement avec le déplacement.

I.3. CHARGE ULTIME (Critère de rupture)

Il y a plusieurs interprétations discordantes qui ont été émises quant à l'évaluation de la charge ultime. On peut citer par exemple l'essai de pénétration standard (SPT) et celui d'essai de pénétration au cône (CPT). Chaque essai a sa propre définition de la charge ultime. Ceci peut rendre les interprétations des essais erronées si on ne prend pas en compte ces considérations. La définition la plus utilisée est basée sur l'enfoncement de tête de pieu comme suit: si un pieu est chargé axialement par Q, et se déplace en tête de s, alors la charge ultime est définie comme la charge correspondant à s =10% du diamètre du pieu (b). Ce critère est applicable pour tous types de pieux, c'est-à-dire les pieux subissant des grands déplacements, des petits déplacements, ainsi que ceux ne subissent pas des déplacements.

I.4. CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU SOUS CHARGE AXIAL

I.4.1. Méthodes de prévision de la capacité portante des pieux

L'estimation de la capacité portante des pieux sous chargement axial passe par une estimation séparée du frottement latéral et de la résistance de pointe. Les méthodes sont souvent empiriques ou semi-empiriques et dérivées soit de résultats d'essais de laboratoire soit de mesures in situ. Dans ce qui suit, on passe en revue l'évolution de la pratique en matière de conception pour estimer la capacité portante des pieux. On peut distinguer trois familles de méthodes :

- Calculs en contraintes totales : méthodes du coefficient d'adhérence (alpha).
- Calculs en contraintes effectives : méthodes du coefficient (bêta).
- Calculs basés sur les essais in situ : essai pénétrométrique (CPT) et essai pressiométrique (PMT).

I.4.1.1. Frottement latéral

- **Méthode des contraintes totales**

La méthode des contraintes totales demeure l'approche la plus communément utilisée dans la pratique afin d'estimer le frottement latéral des pieux installés dans l'argile. La formulation de base lie le frottement mobilisable à la rupture du pieu τ_f à la résistance au cisaillement non drainé du sol le long du pieu C_u par un facteur d'adhérence α :

$$\tau_f = \alpha . C_u$$

Historiquement, les premières corrélations proposées (Figure) ont montré que le rapport entre τ_f et C_u était non linéaire et que le coefficient α décroissait lorsque la résistance au cisaillement non drainée du sol augmentait (Tomlinson, 1957 ; Peck, 1958 ; Woodward et al. 1961 ; Kerisel, 1965 ; API RP2A, 1975).

Plusieurs de ces corrélations initiales ont été développées à partir d' essais de chargements statiques de pieux non instrumentés qui étaient mis en place dans des sols ayant des résistances au cisaillement non drainé variées, sans tenir compte de l'histoire des contraintes subies par l'argile.

Les formulations plus récentes introduisent l'effet de la sur consolidation. Par exemple, l'API RP 2GEO (2011) recommande d'utiliser les formules pour déterminer le facteur α.

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0.5} \text{si } \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \leq 1$$

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0.25} \text{si } \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} > 1$$

Avec :

α: coefficient adimensionnel ≤ 1.

Cu : résistance au cisaillement non drainée.

σ'_{v0}: contrainte verticale actuelle.

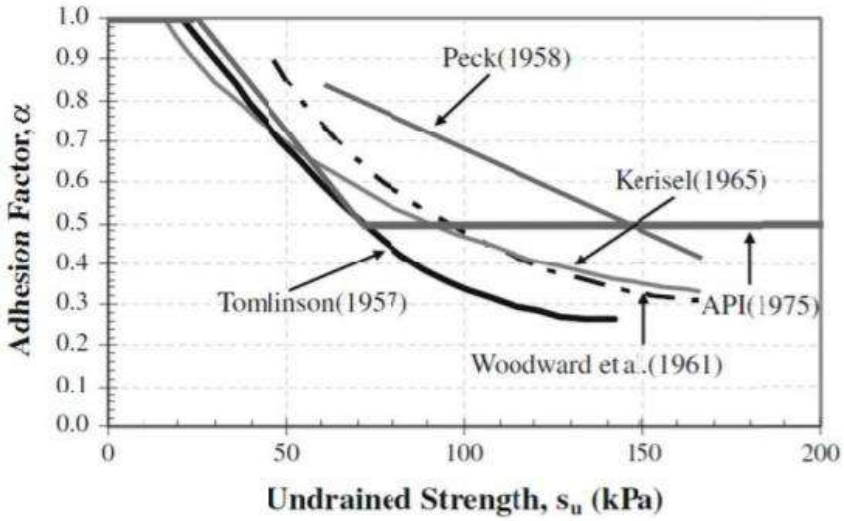


Figure I.1: Evolution du facteur en fonction de la résistance au cisaillement non drainée Cu (Su) (Chow, 1997)

L'API RP2 GEO (2011) suggère d'utiliser les travaux de Murff (1980), Randolph and Murphy (1985) et Semple and Rigden (1984) pour prendre en compte l'effet de la rigidité du pieu sur le frottement latéral.

Suite au résultat d'essais de pieux de Pentre (Karlsrud et al 1992) qui ont montré que les capacités très faibles prouvaient être obtenue dans des sols fins s de faible plasticité, (Karsrud et al 2005) a proposé une nouvelle méthode dite NGI-99. Cette méthode synthétise les résultats des essais de pieux instrumentes battus dans les argiles de Pentre (Angleterre) et de Lierdtranda et Onsoy (Norvege).

Dans cette méthode, le facteur α est calculé selon la relation :

$$\alpha=0.32\ (I_p-10)^{-0.3}$$

$$\text{si } \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \leq 0.25$$

$$\alpha=0.5\ \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0.3} F_{tip}$$

$$\text{si } \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} > 1$$

Elle suppose que le facteur α est constant avec le ratio $C_u/\ \sigma'_{v0} \leq 0.25$(sol normalement consolides) dépendant unique ment de l'indice de plasticité I_p ensuite celui-ci varie selon une relation log-linéaire jusqu'à $C_u/\ \sigma'_{v0}=1$.

Pour un ratio $C_u/\ \sigma'_{v0}>1$ (sol fortement sur consolide), le calcul de α prend en compte le mode d'installation avec le coefficient F_{tip} qui réduit le frottement latéral dans le cas des pieux battu.

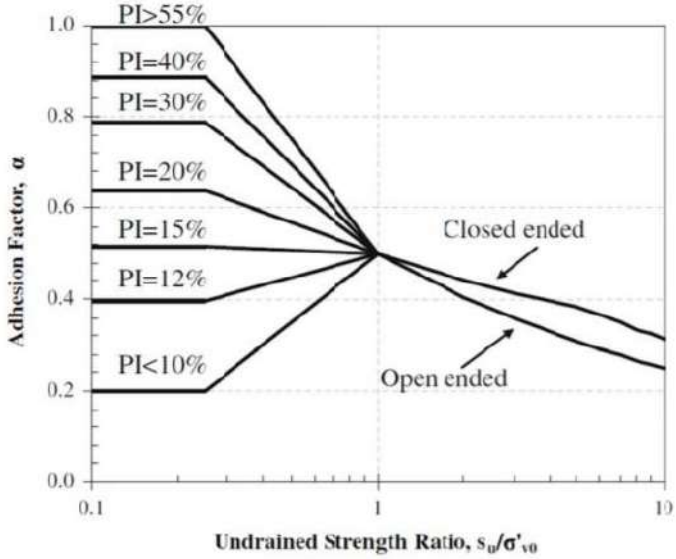


Figure I.2: Evolution du facteur d'adhérence α en fonction C_u (S_u)/ σ'_{v0}

- **Méthode des contraintes effectives**

Les méthodes de contrainte effectives se sont développées pour proposer des modélisations plus réalistes du comportement du sol autour du pieu. Ces méthodes sont connus sous le nom de méthodes du coefficient **β**, lequel exprime une relation directe entre le frottement limite τ_f et la contrainte effective vertical σ'_{v0}.

$$\tau_f = \beta . \sigma'_{v0}$$

Le coefficient β est donne par différents auteurs. (Burland 1973) a préconise la relation :

$$\beta = K_f . \tan\delta$$

Avec :

K_f : coefficient de pression horizontale des terres a la rupture.
δ :angle d'interface sol-pieu.

Cette relation a été modifiée par (Meyerhof, 1976) qui a incorpore le degré de sur consolidation **OCR** :

$$\beta = (1.5 \mp 0.5)\ K_f . \tan\delta \sqrt{OCR}$$

(Flaate&Selnes1977) ont noté, à partir d'essais de chargements de pieux battus que **β** décroissait avec l'augmentation de la pénétration des pieux. Ils ont suggéré un facteur de correction empirique de la longueur (L):

$$\beta = \frac{L+20}{2L+20} (0.4 \mp 0.1) . \sqrt{OCR}$$

(Burland1993) a proposé que le degré de sur-consolidation puisse être considéré par le rapport $C_u/\ \sigma'_{v0}$ avec **β** croissant de 0,2 pour un sol normalement consolidée et légèrement sur-consolidé ($C_u/\ \sigma'_{v0} < 0,4$) jusqu'à 0,5 pour un sol fortement sur consolidé ($C_u/\ \sigma'_{v0} > 1$).

L'équipe de l'Imperial College de Londres (Jardine et al. 2005) a développé une méthode - dite méthode ICP - pour estimer le frottement latéral en utilisant le même principe.

La méthode ICP est basée sur les résultats d'un grand nombre d'essais de pieux sondes métalliques battus et instrumentés permettant la mesure de la contrainte radiale σ'_r au fût (Bond 1989 ; Lehane 1992 ; Chow 1997 ; Jardine et Chow 1996).

Le coefficient des terres à la rupture **Kc** est donné par la relation :

$$K_c=[2.2+0.016YSR-0.870 \log (S_t)].YSR^{0.42}.\left(\frac{h}{R}\right)^{-0.2}$$

Avec :

YSR: degré de sur-consolidation apparent.
St : sensibilité du sol.
h : distance entre la profondeur dans le sol et la position de la pointe au-delà de ce point.
R : rayon du pieu (pour les pieux ouvert $R= (R_{ext}^2 - R_{int}^2)^{0,5}$.

De plus, puisque la valeur du frottement n'augmente pas obligatoirement de façon linéaire en fonction de la profondeur, des valeurs limites du frottement au fût ont été établies notamment pour les pieux longs.

Il est à noter que la méthode ne prévoit pas une différence pour la direction du chargement (compression, traction).

En ce qui concerne le sable, API RP2 GEO (2011) préconise d'utiliser la même équation :

$$\tau_f=\beta.\sigma'_{v0}$$

- **Méthodes pénétrométiques et pressiométriques**

Adopté par le ministère de l'équipement en 1993, le Fascicule 62-V (Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil), donne des règles pour la détermination de la capacité portante des pieux à partir des résultats des essais pressiométriques (**PMT**) ou pénétrométriques (**CPT**).

L'effort de frottement latéral total Q_s est exprimé par l'équation (I-17) :

$$Q_s=P\int_{L_0}^{L_P} q_s\,(Z)\,dz$$

L_p: longueur du fût du pieu
L_0: longueur à partir de laquelle le frottement est mobilisé (= 1,5 D)
P : périmètre du pieu,
q_s : frottement axial unitaire limite.

Dans l'approche pressiométrique (essais **PMT**), le frottement axial unitaire limite **qs** est donné directement par des abaques en fonction de :

- La pression limite pl.

- Le type du sol (argile, sable).
- La nature du pieu (acier, béton).
- Le mode de mise en place (avec ou sans refoulement).
- Dans l'approche pénétrométrique (essais CPT) **qs** peut être calculé par l'expression:

$$q_s(z)=\min\left(\frac{q_c(z)}{\beta};q_{smax}\right)$$

Où :

$q_c(z)$: résistance de pointe d à la profondeur z.

q_{smax} et β : deux paramètres dépendant de la nature du sol et du type de pieu.

Dans le sable, Jardine et al. (2005) utilisent le profil **qc** du CPT pour déterminer le frottement latéral d'un pieu battu. Le principe de cette méthode se base sur les équations qui traduisent que la contrainte radiale à la rupture **σ'_{rf}** est différente de la contrainte radiale au début du chargement **σ'_{rc}**.

$$\tau_f=\sigma'_{rf}\tan\delta'_f$$

$$\sigma'_{rf}=\sigma'_{rc}+\Delta\sigma'_{rd}$$

Où :

δ'_f: angle de cisaillement d'interface (sol-pieu).

σ'_{rf}: contrainte radiale finale.

σ'_{rc}: contrainte radiale initiale.

$\Delta\sigma'_{rd}$: variation de la contrainte due au chargement.

Ils suggèrent comme expression de la contrainte radiale au début du chargement **σ'rc** :

$$\sigma'_{rc}=0.016\,q_c\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{0.13}\left(\frac{h}{R}\right)^{-0.38}$$

Où :

q_c: résistance de pointe du CPT.

h: distance verticale à partir de la pointe.

R : rayon du pieu (pour les pieux ouvert R= $(Rext^2 - Rint^2)^{0,5}$).

σ'_{v0}: contrainte verticale initiale in situ.

P_a: pression atmosphérique.

Pendant le chargement, la différence Δσ'r rend compte des déformations volumiques (contractance, dilatance) autour du pieu. Ce terme peut être négligé pour les pieux de grand diamètre. Il est donné par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma'_{rd}=2G\frac{\delta h}{R}$$

Où :

δ_h: déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement.

R: Rayon de pieu.

G: module de cisaillement.

I.4.1.2. Résistance de pointe

- **Méthode des contraintes totales**

La résistance unitaire limite en pointe mobilisable d'un pieu installé dans l'argile est estimée par l'équation suivante (API RP 2GEO, 2011):

$$q_p = 9.C_u$$

C_u:cohésion non drainée

- **Méthode des contraintes effectives**

Dans le sable, la résistance unitaire limite en pointe mobilisable est égale à (API RP 2GEO, 1993):

$$q_p = N_q.\sigma'_{v0}$$

σ'_{v0} : est la contrainte verticale effective en pointe du pieu et N_q est un facteur de capacité portante qui varie en fonction de l'angle de frottement interne du sol Φ' et de la densité du sable. Le Tableau 1 montre un exemple des paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux.

Les valeurs de N_q ainsi que des valeurs limites de la résistance de pointe sont présentées dans le Tableau 1.

- **Méthodes pénétrométiques et pressiométriques**

Dans le Fascicule 62 les résultats des essais pressiométriques (**PMT**) ou pénétrométriques (**CPT**) sont directement utilisés pour calculer la résistance limite en pointe mobilisable :

$$\textbf{PMT : } Q_p = A k_p . p^*_{le}$$

$$\textbf{CPT : } Q_p = A k_c . q^*_{ce}$$

Avec :

A : section de la pointe.
p_{le}^* : pression limite nette équivalente.
q_{ce}^* : résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique.
k_p: facteur de portance par la méthode pressiométrique.
k_c: facteur de portance par la méthode pénétrométrique.
(k_p et k_c sont déterminés en fonction du type de pieu et du type de sol).

Il est important de mentionner que les résistances équivalentes sont déterminées à partir des équations suivantes :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} p_l^* \, dz \qquad et \qquad q_{ce}^* = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}^* \, dz$$

Avec :

b= min (a,h).
a = B/2 si B > 1m sinon a = 0,5 m avec B largeur de la fondation.
h : hauteur d'ancrage dans la couche de sol porteuse.
D : hauteur totale de la fondation.

La méthode de Jardine et al. (2005) est basée sur les données de l'essai CPT en calculant la résistance de pointe du pieu à partir de la résistance développée sous la pointe d'un pénétromètre. Chow (1997) a démontré une relation entre le rapport **qp/qc** du diamètre du pieu et celui du pénétromètre dans les sables. Elle a tracé à partir des données expérimentales, le rapport qp/qc en fonction du diamètre du pieu et établi une méthode de prévision confirmée par Jardine et Chow (1996) et Jardine et al (2005).

$$\frac{q_p}{q_c} = 1 - 0.5 \log\left(\frac{D}{D_{CPT}}\right)$$

Avec :

D : diamètre du pieu en m.
DCPT= 0.036 : diamètre du CPT en m.
q_c : résistance de cône au CPT.
q_p : résistance de pointe du pieu.

Pour la résistance de pointe d'un pieu installé dans l'argile, Jardine et al. (2005) ont proposé des relations qui dépendent du type de pieu (ouvert ou fermé) et des conditions de drainage. Par exemple, la résistance de pointe des pieux battus fermés est calculée à partir des relations :

$q_p = 0.8\ q_c$ - condition non drainées et $q_p = 1.3\ q_c$ - condition drainées

I.5. CONCLUSION

Le projet fin d'études permet d'évaluer la capacité de l'étudiant à réfléchir sur une problématique technique soulevée par le thème de son PFE.

La recherche bibliographique permet à l'étudiant d'entrer dans le monde de la recherche, d'évaluer ses capacités à mener une réflexion scientifique, à animer une discussion (avec des enseignants chercheurs sur le sujet) et bien sûre apprendre à mieux rédiger encore et encore. Ce type de travaux (de recherches) sont basés sur : soulèvements d'une problématique, proposition des hypothèses ou des théories, la vérification des fondamentaux et l'aboutissement à des résultats (courbes, équations…).

De ce fait cette petite recherche ma montrer que la connaissance du sol (la compréhension de son comportement lors de la mise en place ou chargement) est la clé pour une meilleure évaluation de la portance d'un pieu.



PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

La conception des ponts doit répondre à certaines exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue deux types d'exigences : les exigences fonctionnelles qui sont des caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de l'environnement déterminant sa conception.

II.2. DESCRIPTION DU PROJET

II.2.1. Objectif et situation du projet

Ce projet de fin d'études consiste à faire la conception et l'étude d'un pont projeté dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le PORT DE DJEN-DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau D'EL EULMA sur 110 KM. Situé entre le pk 29+732 et pk 29+878, en proximité de la localité El Ghdir. D'une longueur de 146 m.

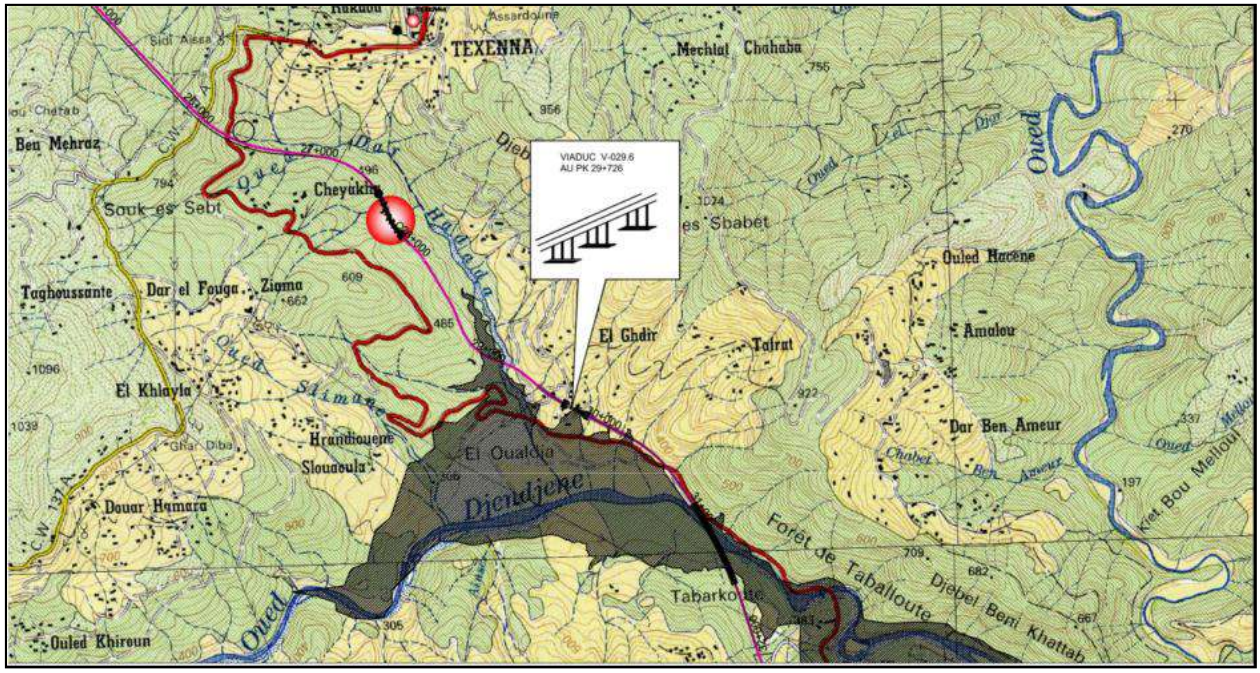


Figure II.1: Situation du projet



Figure II.2: Site de l'ouvrage

II.2.2. L'obstacle à franchir

Le site devant recevoir l'ouvrage (Viaduc V29.6 «pk 29+732 et pk 29+878 »), fait partie d'une zone montagneuse, dont l'axe du viaduc traverse oued de DjenDjen.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Le trace en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Ce taxe a un caractère conventionnel : il n'est pas forcement l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

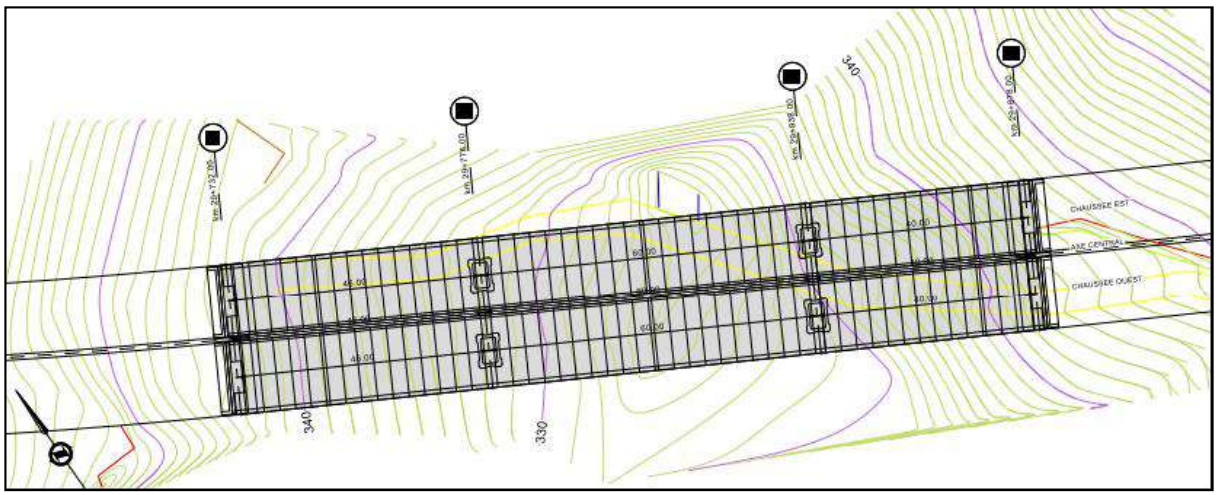


Figure II.3: Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routier présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 29+732.
- Fin de projet au PK 29+878.
- Ligne droite de pente P = 0.5% (sens PK).



Figure II.4: Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Largeur roulable : Lr = 12 m
- La longueur chargeable :Lc=10,5 m
- Largeur de trottoir : l = 0.75m
- Nombre de voies de circulations : N = 3 Voies
- Profil en toit de 2,5%, et -2,5%

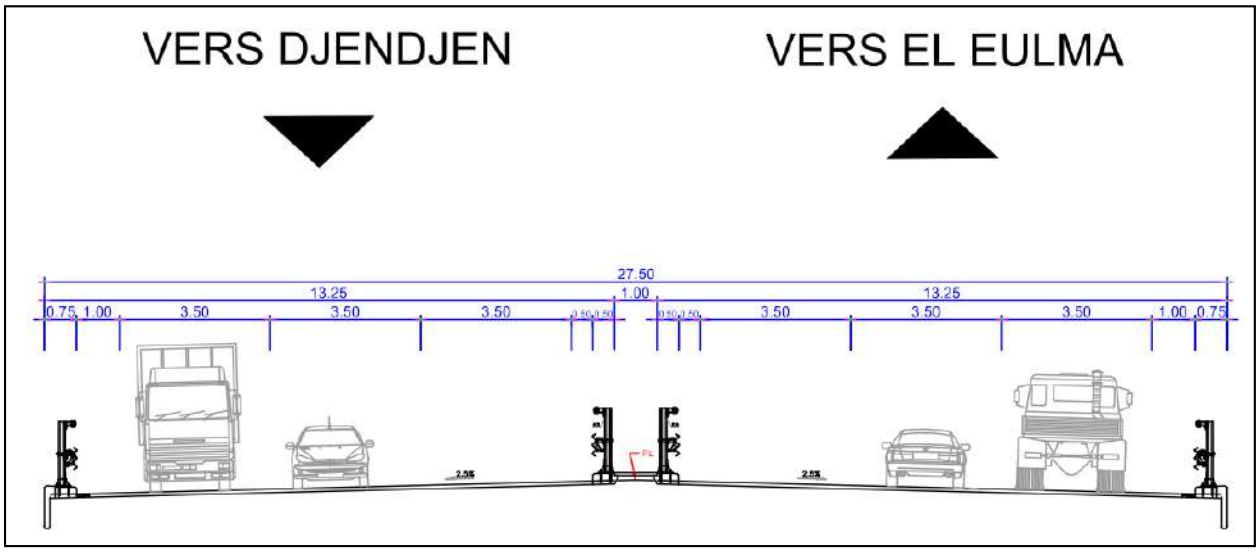


Figure II.5: Profil en travers de la voie portée.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

Le viaduc en étude se localise dans le rive gauche de la vallée de l'Oued Djendjene ; ce secteur est caractérise par de fortes pentes dans le versant. Avec inclinaisons environ de 50° 60°.

II.3.2.2. Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation, elle doit donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tel que :

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

II.3.2.2.1. Sondages

Dans ce projet ont été réalisées les reconnaissances suivantes :

Campagne des reconnaissances géotechniques complémentaires Projet d'exécution :

- ✓ **3**sondages carottés jusqu'à la profondeur maximale de **25** m ;
- ✓ **5** sondages pressiométriques de profondeur maximale de **25** m ;

Tableau II.1: Piézomètres installés le long de projet et lectures du niveau d'eau.

Phase	Code	PK	Profondeur sondage	Piézomètre	Type	Essais en situ
APD	F-Dé30-1	29+980	15	-	Carotté et Pressiométrique	10 essais Pressiométriques 2 échantillons
EXE	S-OA09-1	29+725	20	20	Carotté et Pressiométrique	9 essais Pressiométriques 1 SPT 4 échantillons 2 Lugeon
EXE	S-OA09-2#2	29+771	25	-	Pressiométrique	10 essais Pressiométriques
EXE	S-OA09-2	29+800	25	-	Carotté et Pressiométrique	10 essais Pressiométriques, 3 échantillons 1 Lugeon
EXE	S-OA09-3#2	29+851	25	-	Pressiométrique	10 essais Pressiométriques
EXE	S-OA09-3	29+885	20	20	Carotté et Pressiométrique	8 essais Pressiométriques 1 SPT 3 échantillons 2 Lugeon

II.3.2.2.2. Essais in situ

- ➢ **Essais pressiométriques**

Dans le secteur en étude, **5** sondages pressiométriques ont été réalisés, en forme systématique.

Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- ✓ Module pressiométrique E ;
- ✓ Pression de fluage Pf ;
- ✓ Pression limite Pl ;

- **Essais SPT**

Dans les sondages de référence pour nôtre projet ont été réalisés 2 essais SPT. Les essais ont été exécutés, en forme systématique chaque 3m de perforation, principalement dans les terrains alluvionnaires, fins et granulaires, et dans les roches tendres surtout en présence d'un profil d'altération bien développé au-dessus du substrat marneux.

Tableau II.2: Valeurs des essais de perméabilité.

Sondage pk Profondeur	Pk	Profondeur essai [m]	Type Essai	UG	Lithotype	Coefficient de Perméabilité K [UL]
S-OA09-1	29+725	17.50	Lugeon	Ug6	Marne, marne Argileuse	2.57
S-OA09-2	29+800	9.50	Lugeon	Ug6	Marne, calcaire	5.05
S-OA09-3	29+885	15.50	Lugeon	Ug6	Marne, calcaire	4.03

II.3.2.2.3. Essais de laboratoire

Le long des sondages, des échantillons (intacts et remaniés) a été prélevés pour la réalisation des essais de laboratoire nécessaires à la définition des caractéristiques physique et mécaniques des matériaux qui affleurent au niveau des fondations du viaduc (sols etdes roches). La synthèse des essais de laboratoire (classification et résistance mécanique) exécutées dans les échantillons prélevés dans les sondages. Les détails des essais sont reportés dans l'Annexe A.

II.3.2.3. Sismicité du site

Le document technique RPOA 2008 identifie, pour chaque Wilaya du territoire national, la valeur de référence de l'accélération de zone. La Wilaya de Jijel, dans laquelle se localise l'ouvrage objet de l'étude, est caractérisée par une sismicité moyenne (zone IIa).La classe des ouvrages rentre dans le groupe des ponts «1»

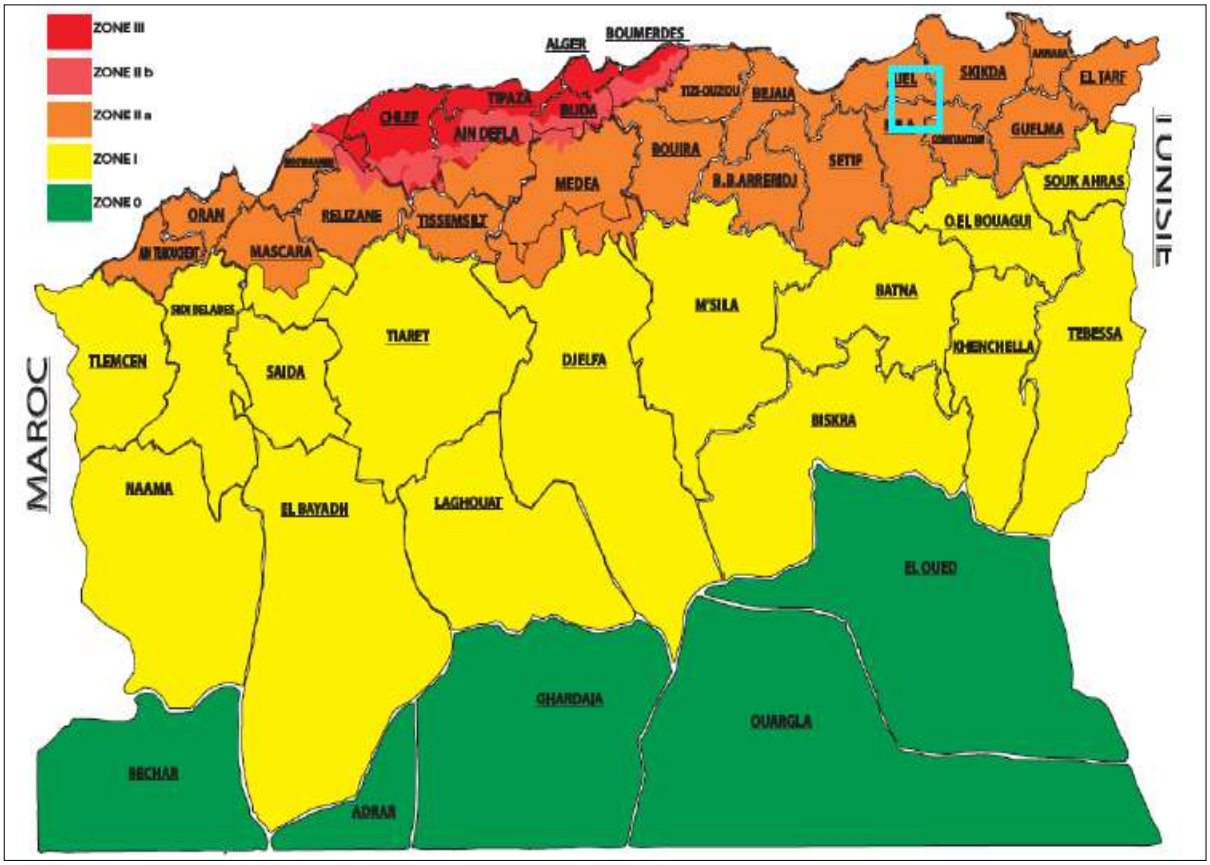


Figure II.6: Carte de zonage sismique du territoire national.

II.3.3. Données climatiques

II.3.3.1. La température

Les températures maximales et minimales à l'ombre à Jijel sont, respectivement, **+43°C**, et **0°C** « source le site net : **météo Blue**».

II.3.3.2. La neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs du pont.

II.3.3.3. Le vent

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

II.3.3.4. L'humidité

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à 70%, la présence de poussières et d'autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène.

La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation.

Pour la région d'JIJEL l'humidité ambiante varie entre 55 et 75%.

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a présenté les différentes données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, fait objet de mon projet fin d'études, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, en se basant sur les données recueillies, on entamera le chapitre qui suit « Conception générale ».



CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

Les études d'un ouvrage de génie civil se partagent entre nombreux intervenants agissant pour le compte de la maîtrise d'ouvrage, de la maîtrise d'œuvre ou de l'entreprise. Aujourd'hui la complexité de certains ouvrages et les problèmes liés à la sécurité, à la protection de l'environnement et à l'insertion dans le site ont multiplié le nombre des acteurs spécialistes et experts, agissant pour le compte de ces divers intervenants.

Dans ce chapitre on doit présenter les trois variantes suivantes à l'ordre de 03 points

Qui sont :

- L'économie.
- Construction (le mode).
- L'esthète.

❖ **Les paramètres interviennent dans le choix du type d'ouvrage**

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique (coût et délais…), le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible a toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Avec le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments Principaux

Suivants :

- Les conditions aux sites ;
- Selon la voie portée : pont route, pont rail… ;
- La nature du terrain ;
- Profil de la chaussée (en long, en travers, en plan) ;
- La position possible pour les appuis ;
- Le gabarit à respecter ;
- Portée de l'ouvrage ;
- Délais de réalisation ;
- Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1. Variante N°I : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Cette gamme est utilisée pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m leur portées les plus économiques se situent entre 30 et 35m.Ponts composés d'un tablier très rigide qui transmet les charges sur les culées et des piliers(piles) si la portée est trop importante pour être tenue par une simple poutre. Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres. Les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.

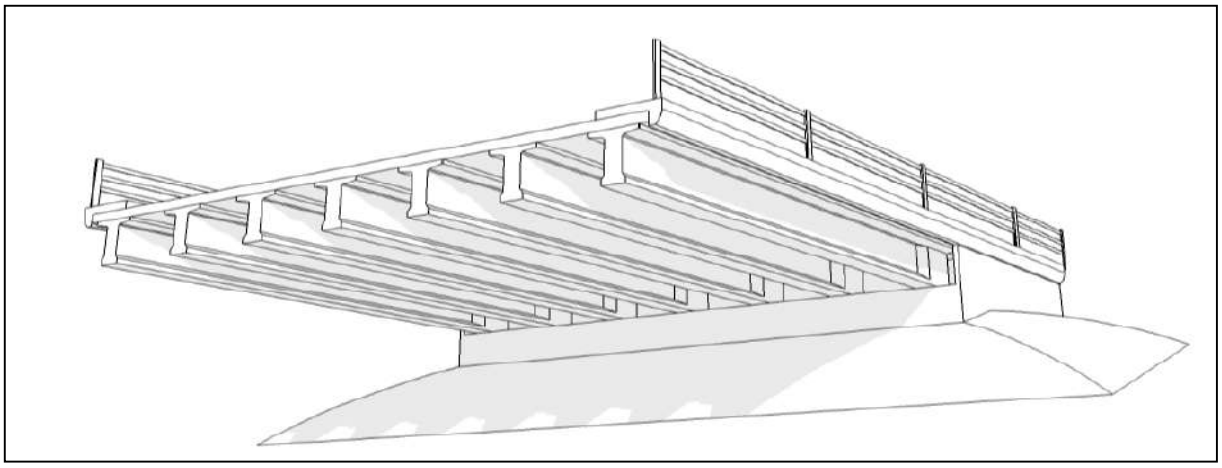


Figure III.1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.2.1.1. Conception longitudinale

On proposera dans cette variante un pont à 4 travées équidistantes de 36.5m de Longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de 146m.

III.2.1.2. Conception transversale

Le prédimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA.

Tableau III.1: Récapitulation du pré dimensionnement de la variante N°I

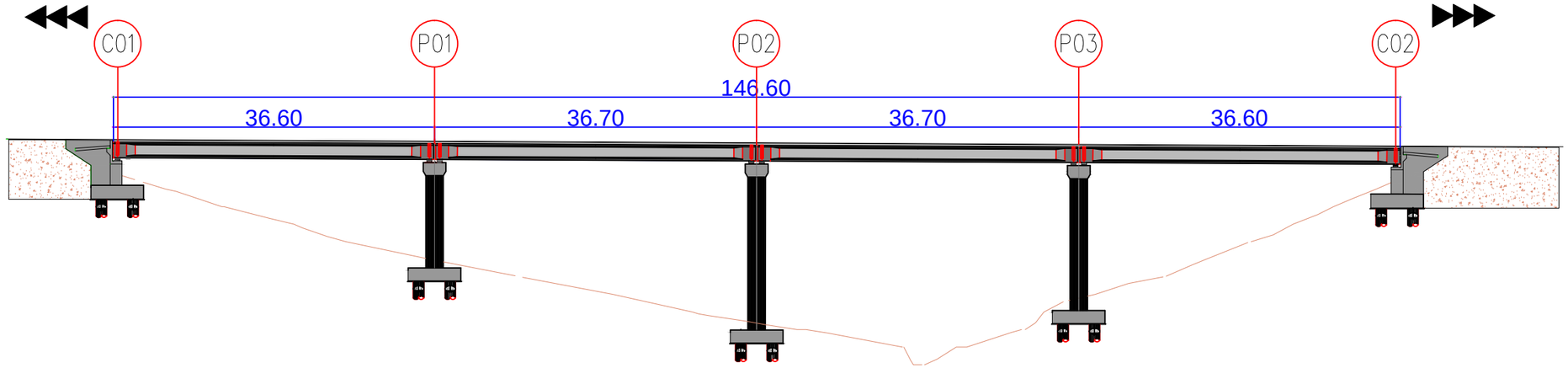
Elément	Formule	Valeur retenue
Hauteur totale du tablier	$L/22 \leq H_t \leq L/18$ m L : portée de la poutre.	$H_t = 1.8$ m
Epaisseur de la dalle	$0.20 \leq e \leq 0.30$ m	$e = 0.20$ m
Hauteur de la poutre	$h = H_t - e$	$h = 1.6$ m
Entraxe entre les poutres	$1.5 \leq \lambda \leq 2.5$ m	$\lambda = 1.7$ m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la larguer de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres.	$L_a = 13.10$ m
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	8 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6\ h$	$b = 1,2$ m
Epaisseur de la table de compression	$0.12 \leq e \leq 0.15$ m	$e = 0.15$ m
Largeur du talon	$b_t = B_t/N$ Avec : $B_t = \frac{1 \times L^2}{H_t^2 \times K}$ $1100 \leq K \leq 1300$	$b_t = 0.55$ m
L'épaisseur du talon	10 cm $\leq e_t \leq 20$ cm	$e_t = 0.20$ m

Epaisseur d'âme	Section d'about	$b_0 = 0.5$ m
	Section à mi-travée	$b_0 = 0.22$ m
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \text{Tan}\ \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 8$ °
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45°$
Gousset du talon	$1 \leq \text{Tan}\ \theta \leq 1.5$	$\text{Tan}\ \theta = 1$ $\theta = 45$ °
Entretoise d'about	/	$30 \times 150\ cm^2$

COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/190

VERS DJENDJEN

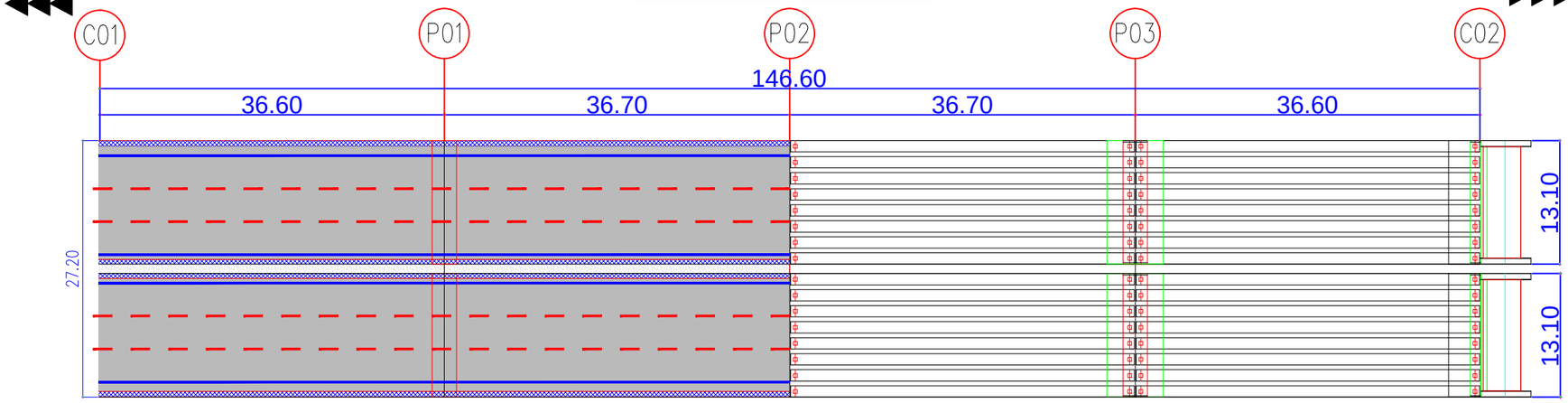
VERS EL EULMA



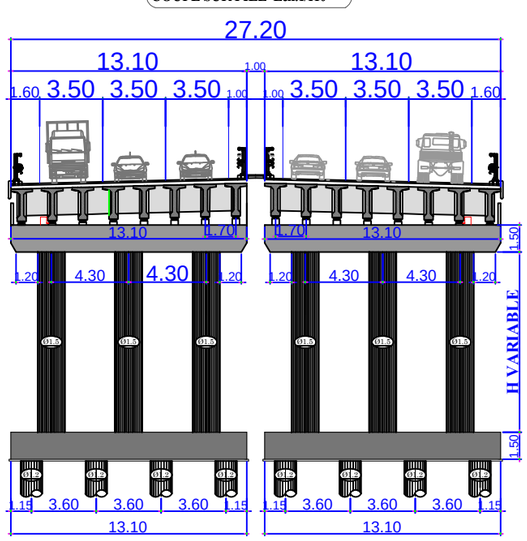
VUE EN PLAN Ech : 1/190

VERS DJENDJEN

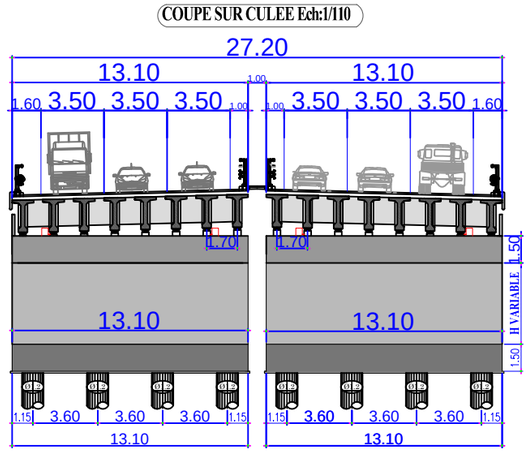
VERS EL EULMA



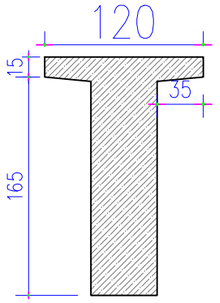
COUPE SUR PILE Ech:1/110



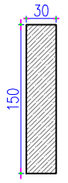
COUPE SUR CULEE Ech:1/110



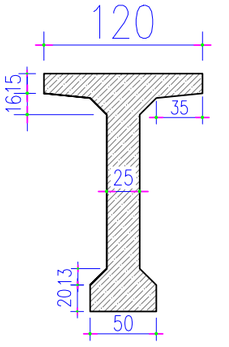
SECTION D'ABOUT Ech : 1/15



ENTRETOISE D'ABOUT Ech : 1/20



SECTION MEDIANE Ech : 1/15



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرانسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

ENSTP

PROJET DE FIN D'ETUDES

THÈME : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC(V29.6) AU NIVEAU DE PK 29+732 AU PK 129+878 DE LA PENETRANTE DJEN-DJEN_EL EULMA

AUTEURS DE PROJET:	-FADEL CHIHABE EDDINE -BOUMAMECHE ABDESETTAR
ENCADRE PAR :	Mr : M.AMIEUR
PLANCHE N°	VARIANTE 1
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2020 / 2021

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

III.2.2. Variante N°II : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint, il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à (65 - 70m), le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

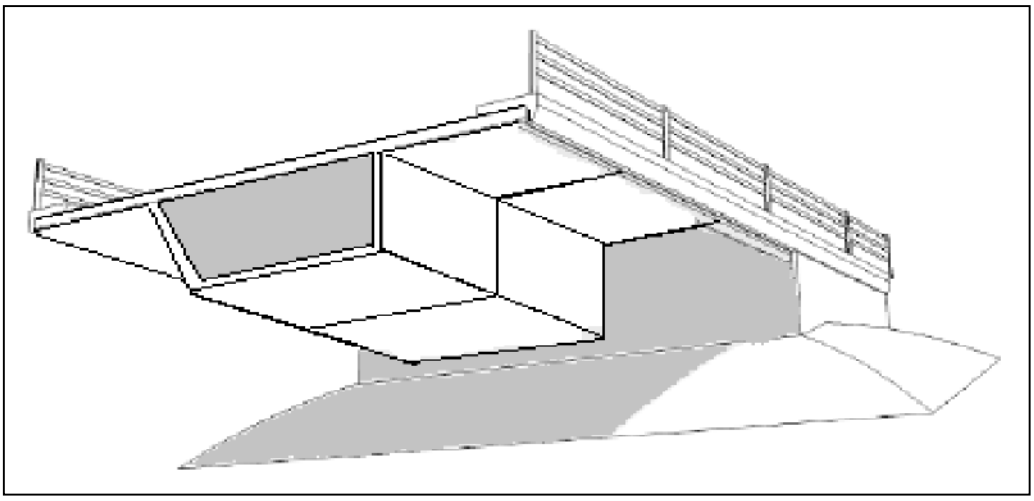


Figure III.2: Morphologie générale d'un pont voussoirs en béton précontraint construit par Encorbellements successifs préfabriqués »

III.2.2.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante préfabriqué Composé de 1 travée principale de 60 m et 2 travées de rive de 43 m chacune qui
Nous donnons une longueur totale de 146 m.

- **Découpage des voussoirs «** Selon SETRA» :

Il dépend des moyens du transport, on prend **2.35** m pour les voussoirs courants et **2.10** m pour les voussoirs sur pile et **1.50** m pour les voussoirs sur culée.

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 65**.

- **2** voussoirs sur pile ;
- **3** voussoirs de clavage ;
- **58** voussoirs courants ;
- **2** voussoirs sur culée ;

III.2.2.2. Conception transversale

Nous examinons dans ce paragraphe, en se basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. Alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

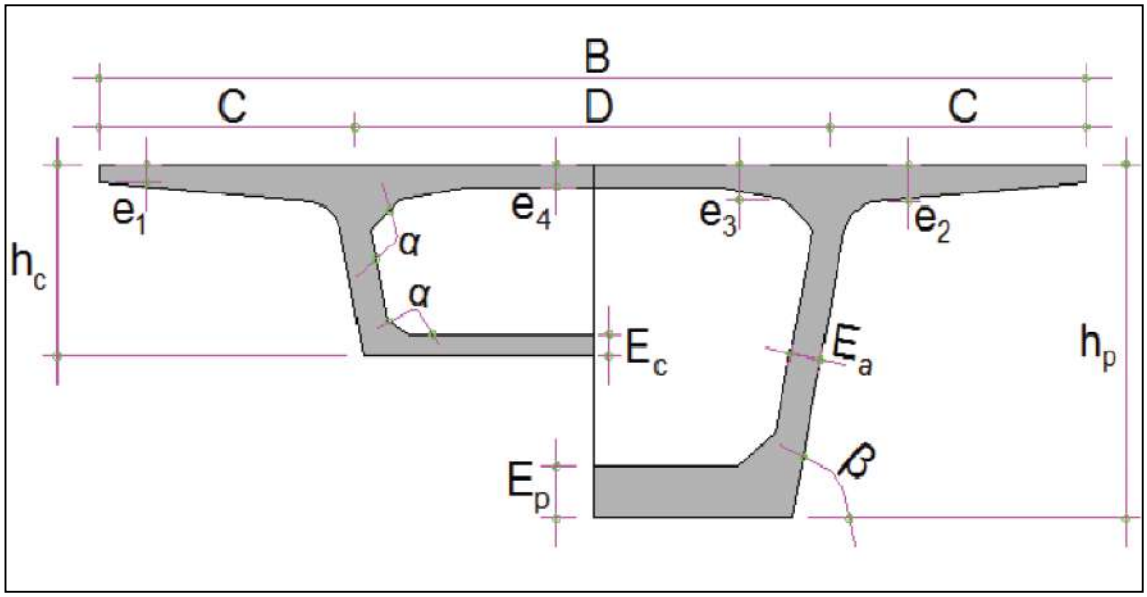


Figure III.3: Notations des dimensions.

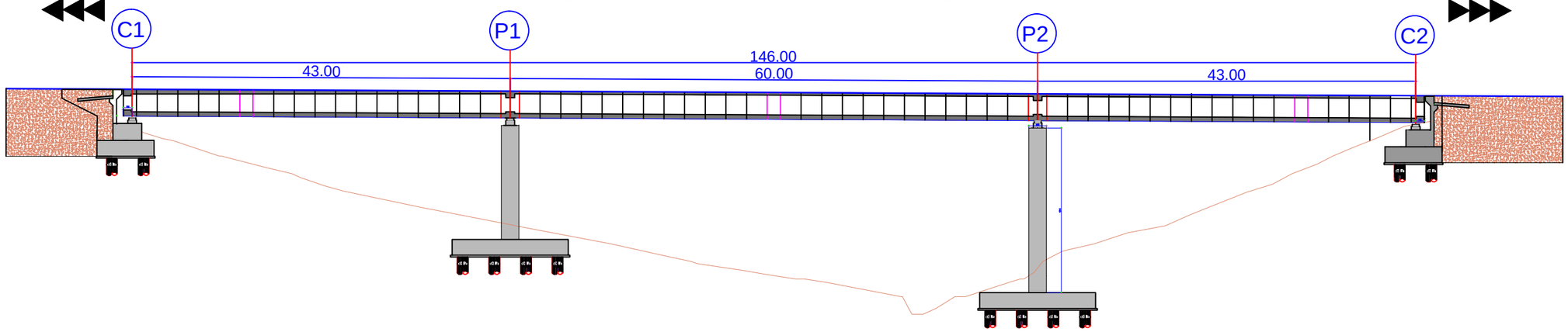
Tableau III.2: Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Elément	Formule / intervalles	Valeur
Hauteur	L/25 < h < L/20	300 cm
Largeur	B	1310 cm
C	B/4	327.5 cm
D	B-2C	450 cm
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	23 cm
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	35 cm
e_3	$e_3 > e_2$ -10 cm et $e_3 > 1.5\ e_4$	45 cm
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	26 cm
Inclinaison	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	23 %
Ea	$E_a \geq 0.26 + L/500$	50 cm
Ep	$E_p \geq$ (18cm, 3ϕ , $e_a/3$)	35 cm
Gousset supérieur	$30° < \alpha < 45°$	30°
G. inférieur	$30° < \alpha < 45°$	30°

VERS DJENDJEN

COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/175

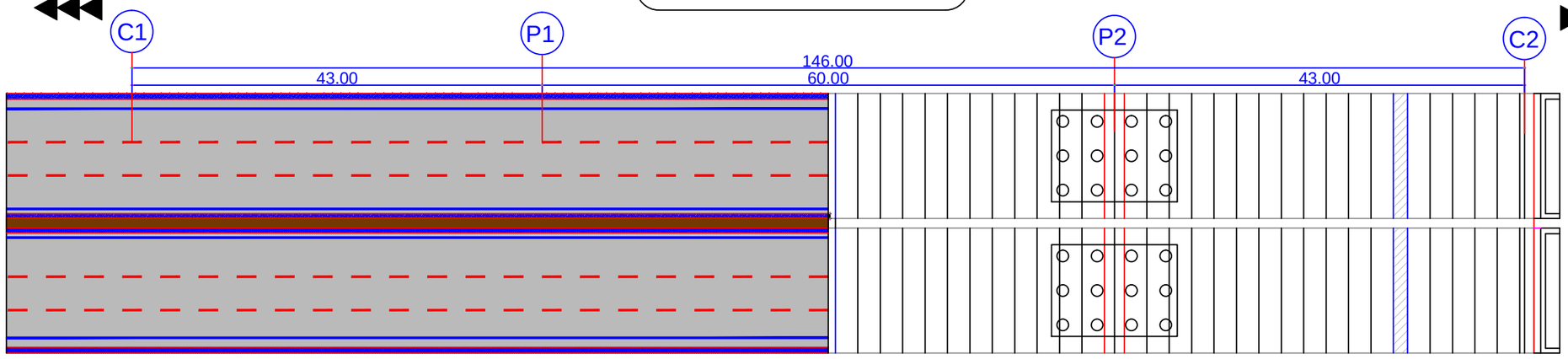
VERS EL EULMA



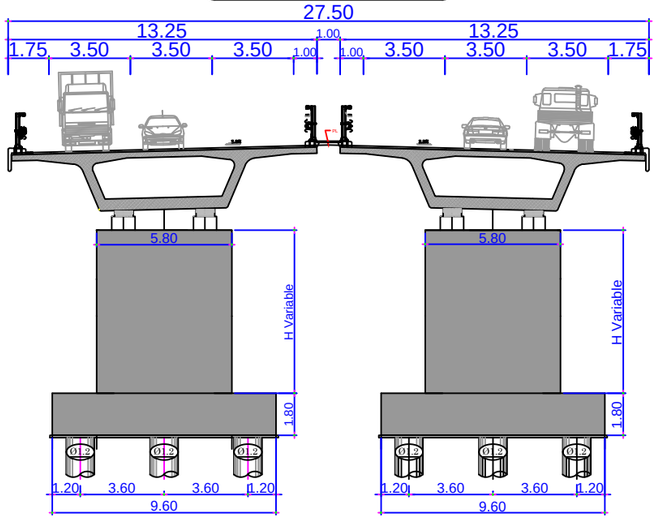
VERS DJENDJEN

VUE EN PLAN Ech : 1/175

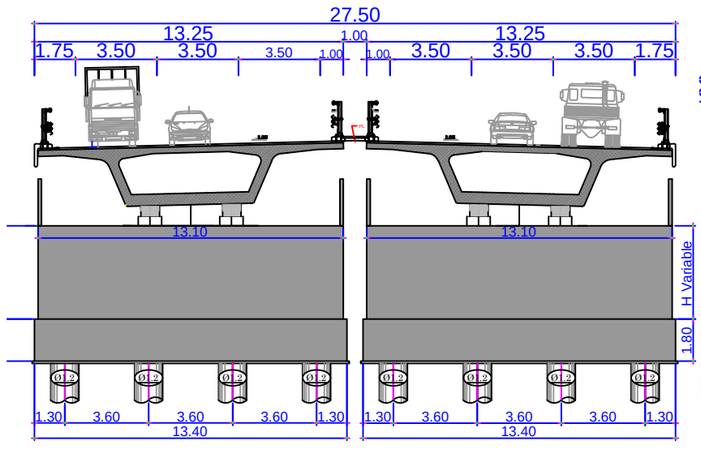
VERS EL EULMA



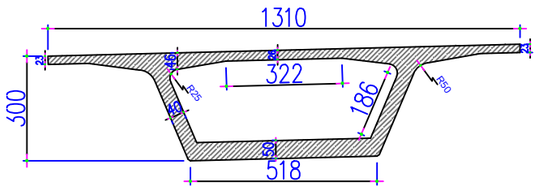
COUPE SUR PILE Ech:1/75



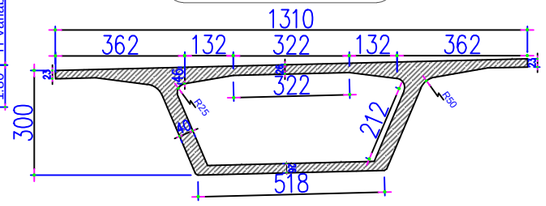
COUPE SUR CULEE Ech:1/75



COUPE SUR VSP Ech:1/55



COUPE SUR V.COURANT Ech:1/55



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرانسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

ENSTP

PROJET DE FIN D'ETUDES

THÈME : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC(V29.6) AU NIVEAU DE PK 29+732 AU PK 29+878 DE LA PENETRANTE DJEN-DJEN_EL EULMA

AUTEURS DE PROJET:	-FADEL CHIHABE EDDINE -BOUMAMECHE ABDESETTAR
ENCADRE PAR :	Mr : M.AMIEUR
PLANCHE N°	VARIANTE 2
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2020 / 2021

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

III.2.3. Variante N°III « Pont Mixte Bipoutre »

Un pont mixte à bipoutres résulte dans le cas le plus général de l'association d'une couverture, d'une ossature et d'un système porteur. La couverture est la partie qui reçoit directement les charges d'exploitation : elle les transmet au système porteur directement ou par l'intermédiaire d'une ossature (métallique). Cette dernière est constituée par un deux de poutres longitudinale et transversale (entretoises).

III.2.3.1. Prédimensionnement de la superstructure

On propose dans cette dernière variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé une travée principale de 60 m de longueur et deux travées de rives de 43 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 146 m.

Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, la conception correspondante à cette largeur consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres, avec des pièces de ponts espacé d'environ de 4 m.

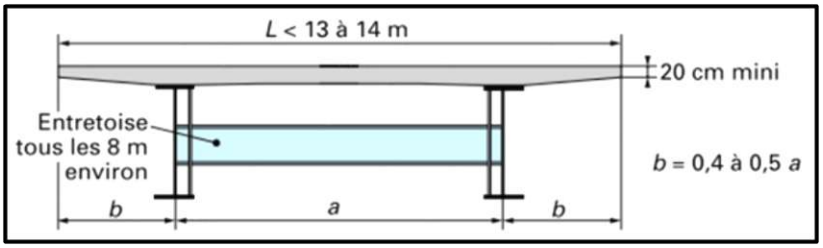


Figure III.4: Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

$1.5\ m \leq a \leq 0.55\ L$ → On opte pour : a = 6 m, par conséquence : b = 2 m.

Tableau III.3: Récapitulation du prédimensionnement de la variante III.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	225
Hauteur sur pile	H = L/25	2 400
Hauteur à la clef	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1 400
Loi de variation parabolique	$H(x)=H-2\times(H-H')(X/l)+(H-H')(X/l)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005\times d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inferieure sur pile	$500mm \leq b_i \leq 12\ 00\ mm$	900
Largeur semelle supérieure sur pile	$400mm \leq b_s \leq 1\ 000\ mm$	700
Largeur semelle inferieure à la clef	$500mm \leq b_i \leq 12\ 00\ mm$	700
Largeur semelle supérieure à la clef	$400mm \leq b_s \leq 1\ 000\ mm$	500
Epaisseur de la semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

III.2.3.2. Conception des entretoises :

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE120 avec un espacement de 7 mètres.

- **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.

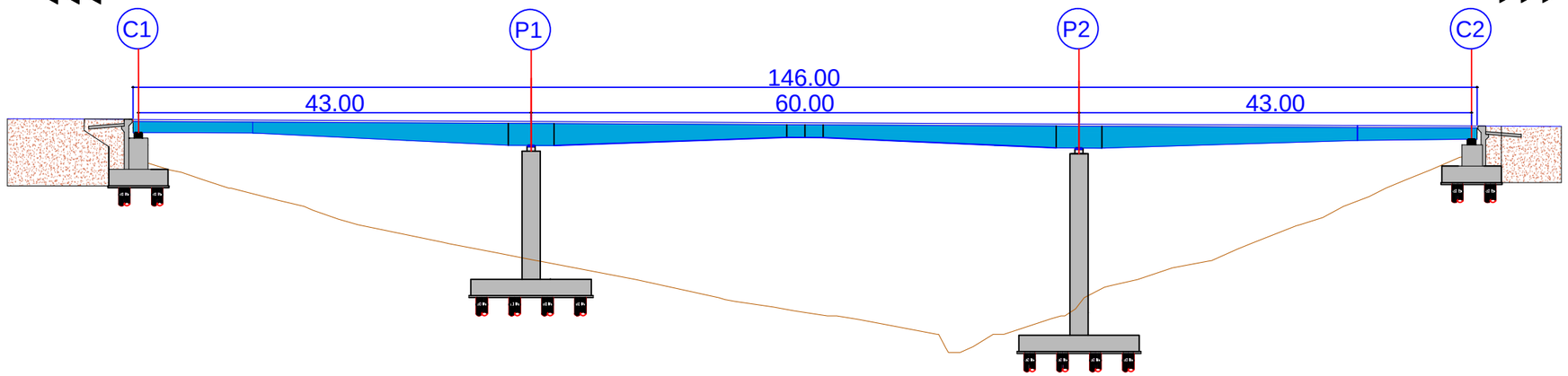
- **Mode d'exécution**

La construction d'un pont mixte acier-béton demande des grands moyens sophistiqués pour le soudage de la poutre et les entretoise. La mise en place des poutres se fait par des grues fixes ou mobiles, puis le coulage de l'hourdis.

VERS DJENDJEN

VERS EL EULMA

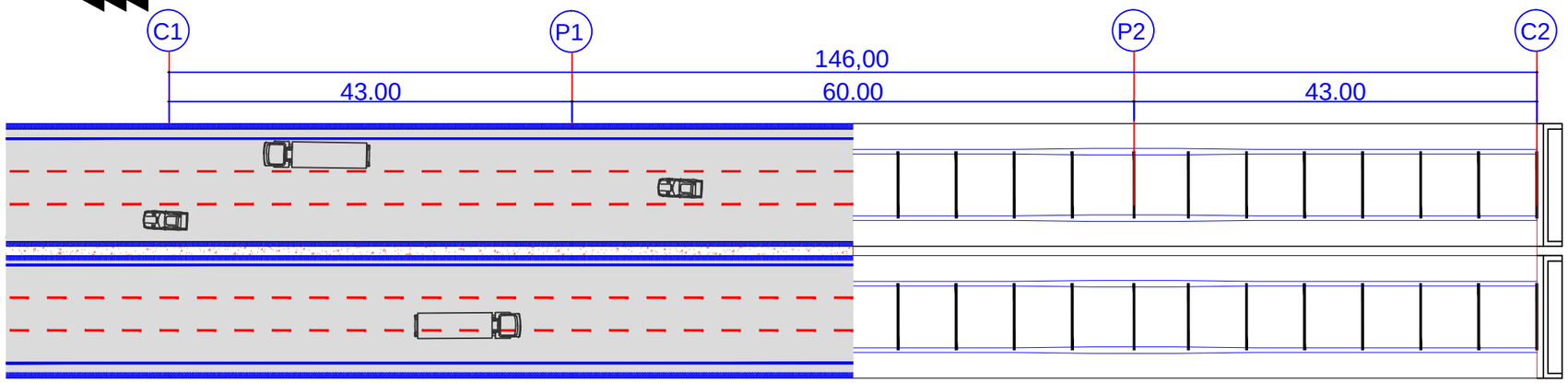
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/195



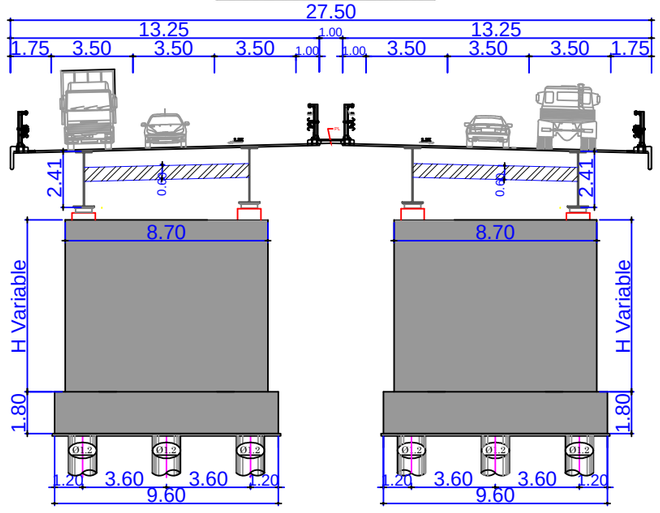
VERS DJENDJEN

VERS EL EULMA

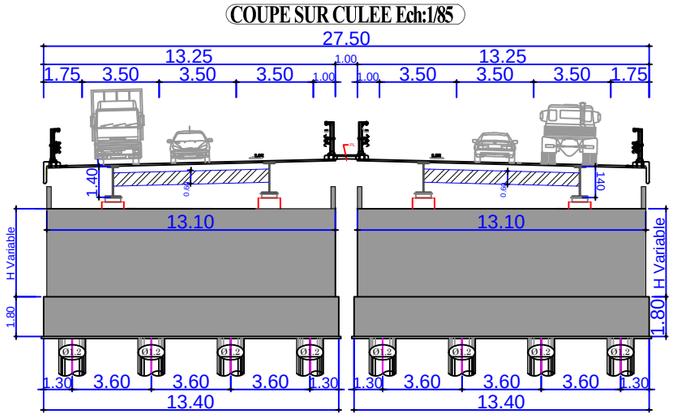
VUE EN PLAN Ech : 1/195



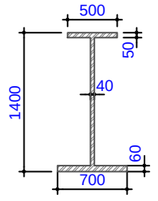
COUPE SUR PILE Ech:1/85



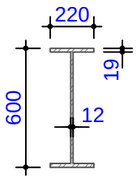
COUPE SUR CULEE Ech:1/85



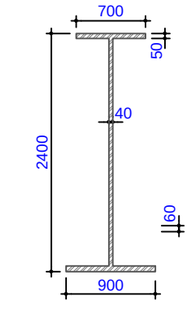
POUTRE A LA CLEF Ech:1/20



ENTRETOISE Ech:1/10



POUTRE SUR PILE Ech:1/20



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرانسيس جانسون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

PROJET DE FIN D'ETUDES

THÈME : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC(V29.6) AU NIVEAU DE PK 29+732 AU PK 29+878 DE LA PENETRANTE DJEN-DJEN_EL EULMA

AUTEURS DE PROJET:	-FADEL CHIHABE EDDINE -BOUMAMECHE ABDESETTAR
ENCADRE PAR :	Mr : M.AMIEUR
PLANCHE N°	VARIANTE 3
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2020 / 2021

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

III.3. ANALYSE DES VARIANTES

III.3.1. Synthèse des avantages et inconvénients de chaque variante

Tableau III.4: Analyse des variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP	**1**-Une grande simplicité de conception est une bonne réutilisation des coffrages. **2**-Le délai de construction peut être très rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis. **3**-La bonne maitrise de la qualité des poutres préfabriquées. **4**-Un bon amortissement du matériel de fabrication en choisissant des poutres égales **5**-Cout d'entretien relativement faible.	**1**-Les Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension
Variante N° 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués	**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**- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **4**- 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**- Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

Variante N°03 : 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	**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**-La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnent de l'ouvrage

III.3.2. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes

Le devis estimatif et quantitatif des trois variantes est donné dans les Tableau ci-après.

Tableau III.5: Devis estimatif et quantitatif de la variante 1.

Variante N° 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton				
Béton pour le tablier	m3	1012.3	22 000 .00	22270 600.00
Acier passif et PRS				
Acier active	t	27.2	450 000 .00	12 240 000.00
Acier passif	t	260.25	190 000.00	49447 500.00
			Coût final de tablier	**83 958 100.00**

Tableau III.6: Devis estimatif et quantitatif de la variante 2.

Variante N° 02 : : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton				
Béton pour le tablier	m3	1001.83	37 000.00	37 067 710.00
Acier passif et PRS				
Acier actif	t	25.05	450 000.00	11 272 500.00
Acier passif	t	250.46	190 000.00	47 587 400.00
			Coût final de tablier	**95 927 610.00**

Tableau III.7: Devis estimatif et quantitatif de la variante 3.

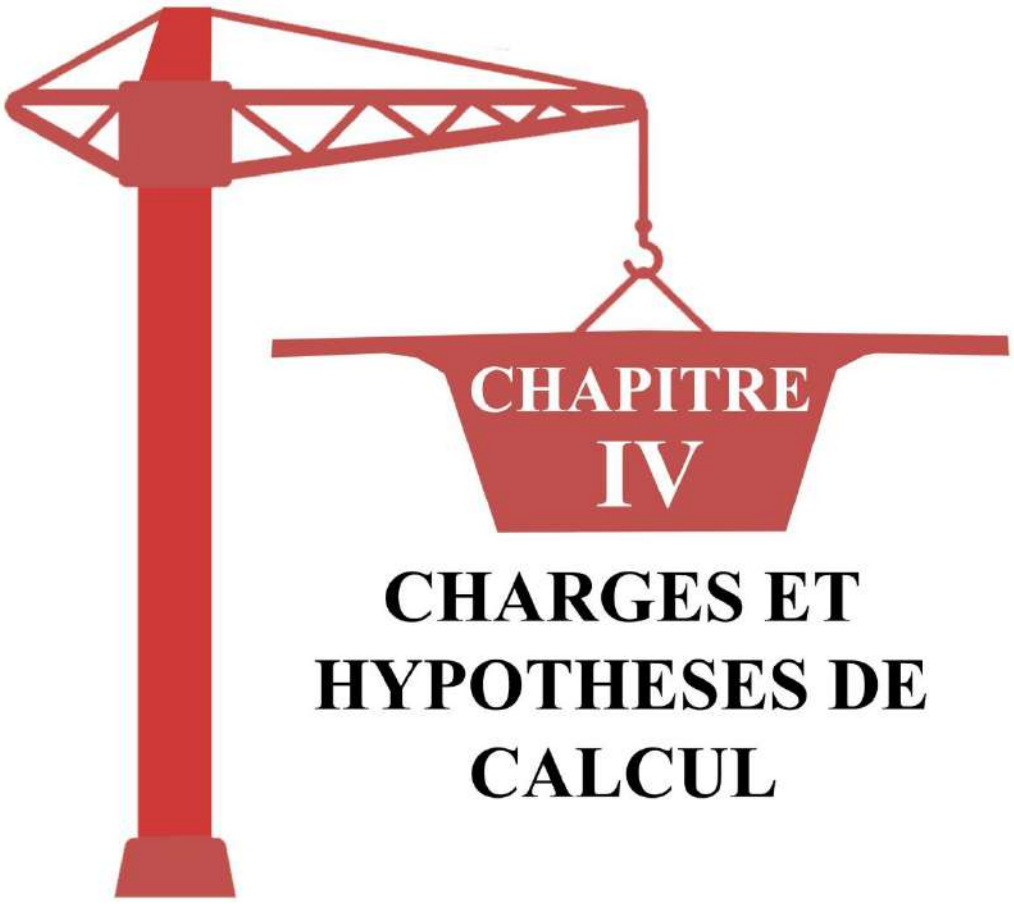
Variante N° 03: Pont mixte bipoutre.				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton				
Béton pour le tablier	m3	335.34	21 000.00	7042140.00
Acier passif et PRS				
Acier actif	t	367.38	400 000.00	146 952 000.00
Acier passif	t	61.23	150 000.00	9184500.00
			Coût final de tablier	**163 178 640.00**

III.4. CONCLUSION

Le pré dimensionnement des trois variantes et l'analyse monocritères de celles-ci m'oriente vers la solution la plus avantageuse qu'offre **la variante 02**.

Variante N° 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués.

Qui fera, désormais, l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire



CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons définir les différentes charges appliquées à l'ouvrage ou à l'un de ces éléments pendant sa durée de vie. Les charges permanentes comprennent le poidspropre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes, on les appelle accessoires.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- Règles **B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles **B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Document **SETRA** « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3. CARECTERESTIQUESDES MATERIAUX

IV.3.1. Béton

- ✓ Pour la superstructure, le béton est dosé à 450 kg/m^3 de ciment CEM **I** avec : f_{c28} **= 35MPa** et f_{t28}**=2.7MPa.**
- ✓ Pour l'infrastructure, le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CEM **I** avec : f_{c28} **= 27 MPa** et f_{t28} **= 2.22MPa**.

NB :*la densité du béton armé est de 25 kN/m^3.*

IV.3.2. Armatures

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**
- ✓ Modulesde la déformation élastique : E_s **= 200 GPa**
- ✓

IV.3.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **12T15S**

- ✓ Résistance ultime : f_{prg} **= 1 860MPa**
- ✓ Limite élastique : f_{peg} = **1 674 MPa**
- ✓ Module d'élasticité : E_p **= 190 000 MPa**
- ✓ Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ **= 150 mm²**
- ✓ Section d'un câble : A_p**= 1800 mm²**
- ✓ Diamètre du gain : **Φ = 80.00 mm**

- ✓ Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- ✓ Coefficient de recul d'encrage **g = 2 mm**

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

➢ **Contraintes admissibles à la compression :**

$$f_{bu} = 0.85\, f_{cj} / \theta.\, \gamma_b \quad \text{(MPa)}$$

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

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	γ_b= 1.5	19.83	15.30
		γ_b = 1.15	25.86	19.95
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

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

➢ **Déformation longitudinale du béton**

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

$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$;Module de déformation instantanée du béton < 24h.

$E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$; Module de déformation sous chargement de langue durée.

IV.3.3.2. Armatures

➢ **Contrainte limite de traction des aciers**

Tableau IV.2:Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ \frac{1}{2} \times f_e ;\ 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1.6	252.76	250.00
Trèspréjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ 0.4 \times f_e ;\ 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1.6	206.80	200.00

➢ **Classe de justification de la précontrainte**

Classe II (la plus courante), elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas de formation des fissures.

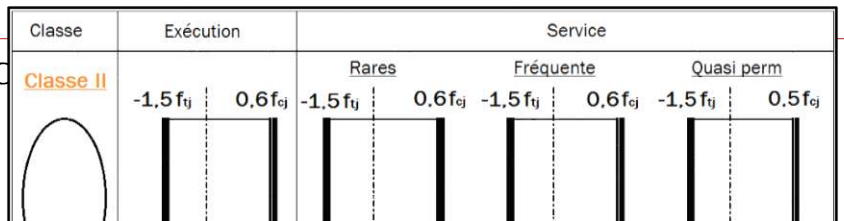


Figure IV.1:Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Actions permanentes poids des voussoirs

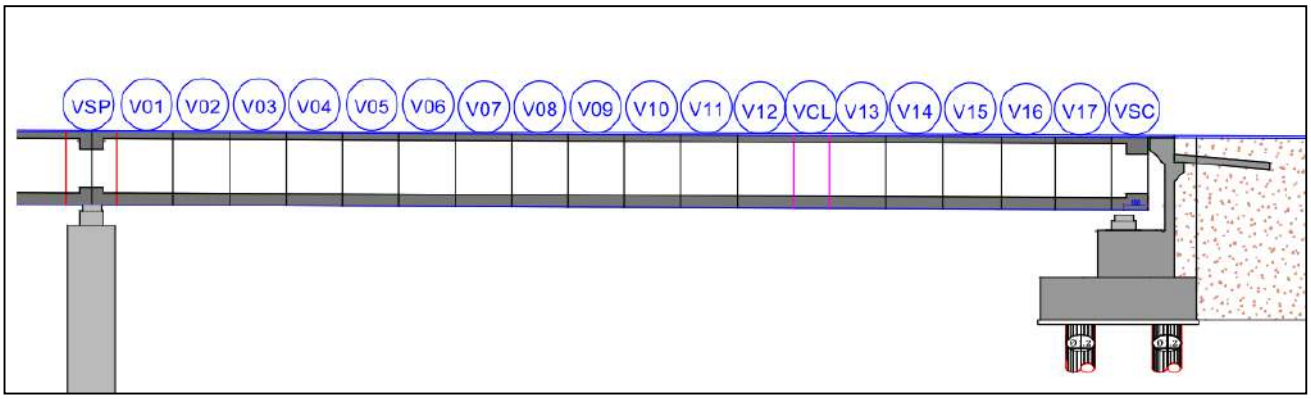


Figure IV.2: Numération des voussoirs de la travée de rive.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

N°	L	Section	Poids	N°	L	Section	Poids

Voussoir	Voussoir (m)	(m^2)	(kN)	voussoir	voussoir (m)	(m^2)	(kN)
VSC	1.50	8.97	336.37	V09	2.35	7.79	457.66
VCL	1.50	7.79	292.125	V10	2.35	7.79	457.66
V01	2.35	7.79	457.66	V11	2.35	7.79	457.66
V02	2.35	7.79	457.66	V12	2.35	7.79	457.66
V03	2.35	7.79	457.66	V13	2.35	7.79	457.66
V04	2.35	7.79	457.66	V14	2.35	7.79	457.66
V05	2.35	7.79	457.66	V15	2.35	7.79	457.66
V06	2.35	7.79	457.66	V16	2.35	7.79	457.66
V07	2.35	7.79	457.66	V17	2.35	7.79	457.66
V08	2.35	7.79	457.66	VSP	2.10	8.97	470.92
				Poids total (kN)		8879.635	

Tableau IV.3: Estimation du poids total des voussoirs de la travée de rive

Poids total des voussoirs du tablier : **29035.235kN.**

- **Les compléments de charges permanentes CCP**

Tableau IV.4: Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges.

Eléments	Densité (kN/m^3)	Poids (kN/ml)	Poids (kN)
Trottoir	25	8.75	1277.5
Garde-corps	/	2	292
Revêtement en BB	24	23.04	3363.84
Corniches	25	2.5	365
Poids CCP	/	**36.29**	**5298.34**
		Poids total Gv	**29035.235**
		Poids total Gv + Gccp	**34333.575**

IV.4.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de

Courte durée de la structure porteuse. Selon le ***RCPR***
-En phase de construction : ΔT (ΔΘ) = ± 12°C.
-En service : ΔT (ΔΘ) = ± 7°C.

La température annuelle de Jijel est caractérisée par un gradient thermique de 18°.

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Système de charge à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- ✓ Système de charge routière type A(l).
- ✓ Système de charge routière type B(B_c, B_t).
- ✓ Système de charge militaire Mc 120.
- ✓ Convoi exceptionnel D240.
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.

IV.4.2.2. Caractéristiques du pont

- **Largeur roulable**

Est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

Pour notre pont : **L_r=12m**

- **Largeur chargeable :**

Elle déduit de la largeur roulable, en enlevant de la largeur roulable 0.75 m pour chaque Dispositif de retenue (glissière ou barrière).

Pour notre pont : **L_c= L_r-2x0.75=10.5m**

- **Nombre des voies de circulation :**

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du Quotient par 3 de leur largeur chargeable.

Donc pour notre cas : **N_v= L_r/3 ➔ N_v = 3 voies**

Largeur d'une voie :

L_v=L_c/N_v ➔ L_v=3.5m

Tableau IV.5: Caractéristiques du pont.

Largeur roulable	**12 m**
Largeur chargeable	**10.5 m**
Nombre de voie	**3**
Largeur d'une voie	**3.5 m**

- **Classe du pont :**

Tableau IV.6:Les classes des ponts routes.

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

Dans notre cas $L_r = 12\ m \geq 7m$ ➔ Notre pont est de **1ère** classe.

- **Les cas de chargement :**

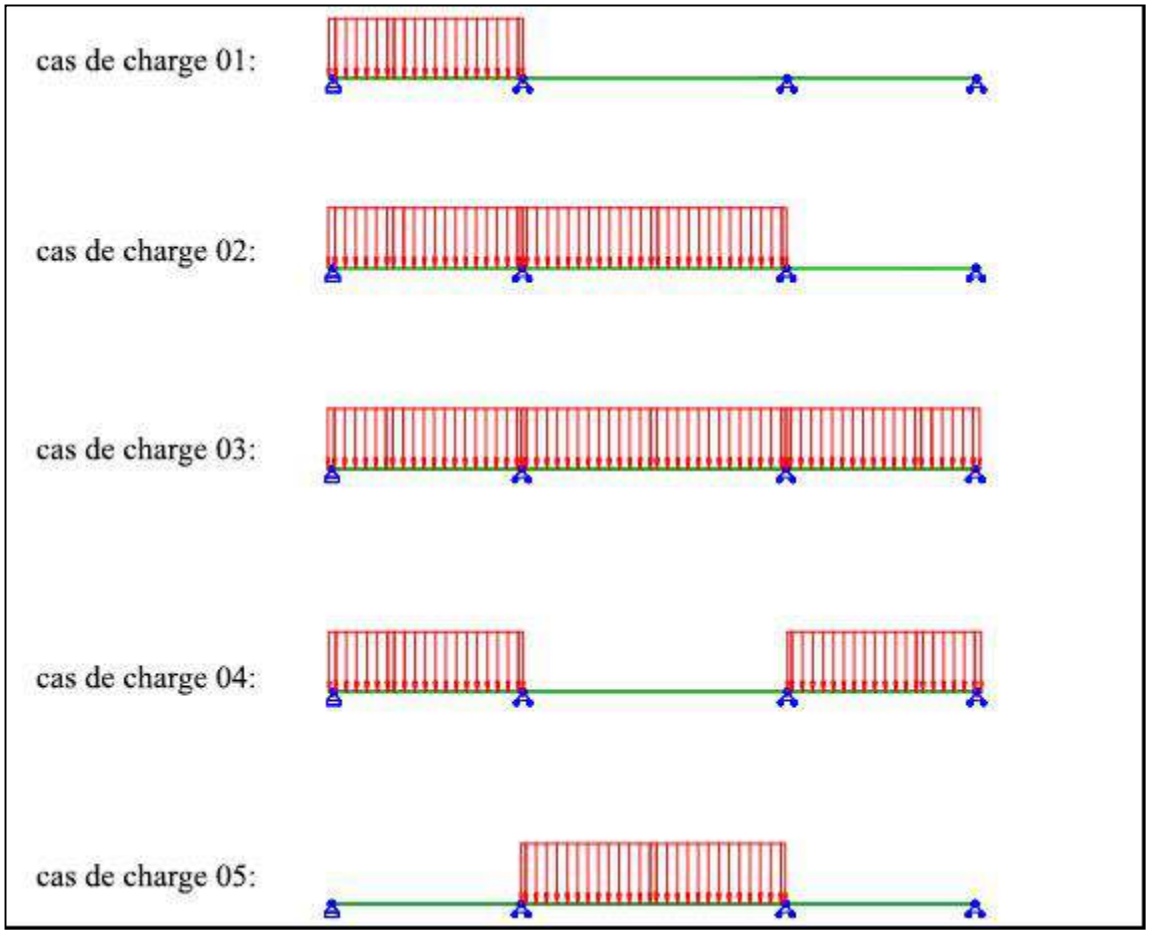


Figure IV.3:Les 5 cas de charge possibles.

IV.4.2.3. Système de charge A

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

Où :**L** estla longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par le coefficient a_1 du **Tableau IV.7.**

Tableau IV.7: Coefficient a_1.

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

La charge A_1 Obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie et, v_0= 3.50 m, donc a_2 =1

Les résultats sont résumés dans le **Tableau IV.8.**

Tableau IV.8: Valeurs de A(l) pour les 5 cas possibles

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v(m)	A(l) (kN/ml)
1 Cas	43	8,85	0,9	1,00	7,96	10,50	83,59
2 Cas	103	5,43	0,9	1,00	4,89	10,50	51,32
3 Cas	146	4,58	0,9	1,00	4,12	10,50	43,27
4 Cas	86	5,97	0,9	1,00	5,38	10,50	56,45
5 Cas	60	7,30	0,9	1,00	6,57	10,50	68,99

IV.4.2.4. Système de charge B :

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

- ✓ Le système B_c qui se compose de camions types (300 kN).
- ✓ Le système $B_t$se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».

➢ **Système de charges Bc / Article 4.5.1 RCPR :**

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

Tableau IV.9: Les valeurs de b_c.

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

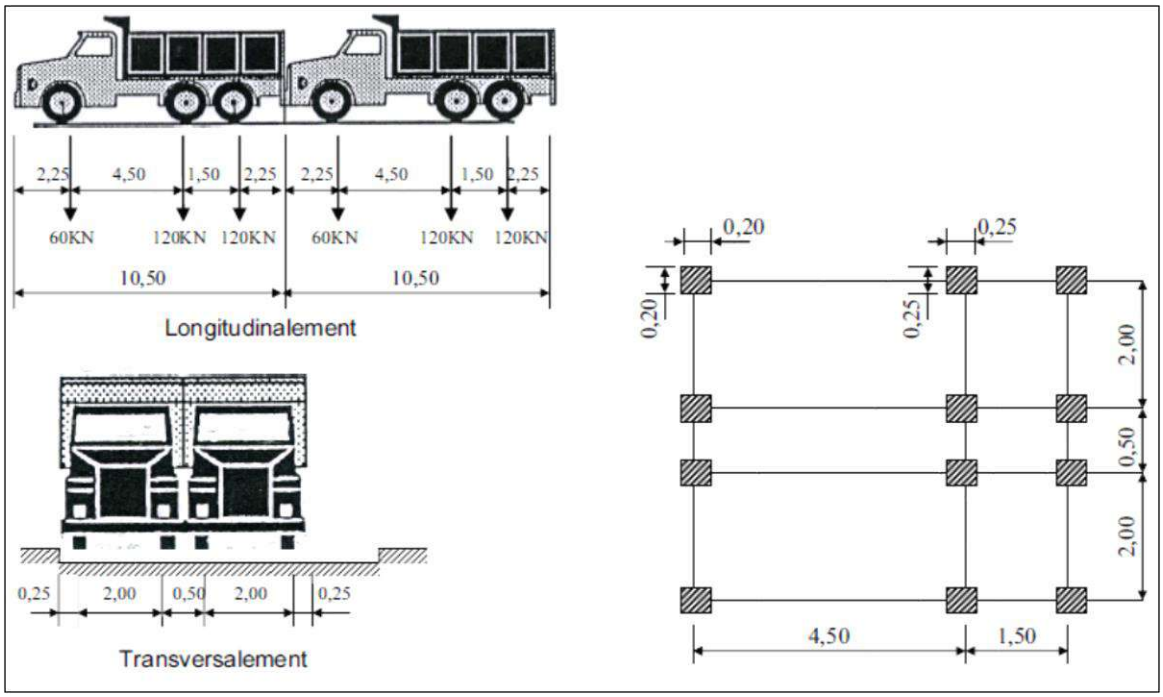


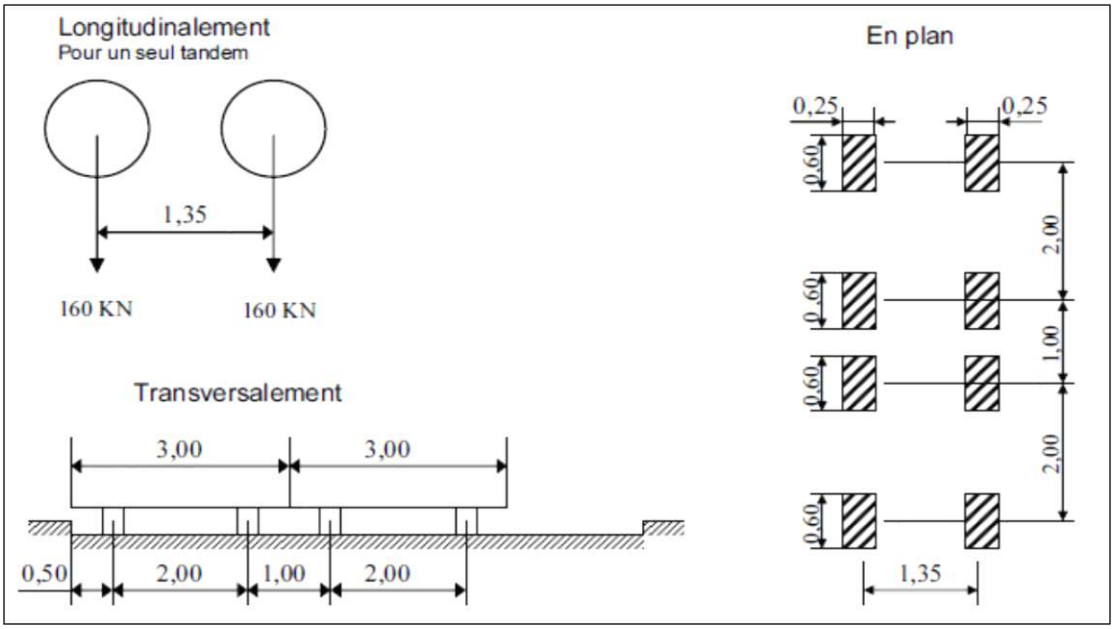
Figure IV.4:Système de chargement Bc.

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

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t,dans notre cas on peut appliquer B_t sur une seule voie seulement car la largeur chargeable est égale à 5 m.

Tableau IV.10: Les valeurs de bt.

Classe de pont	Première classe	Deuxième classe
b_t	**1.2**	**1**



FigureIV.5:Système de chargement B_t.

III.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ.

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

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

Les résultats sont mentionnés dans le **Tableau IV.11.** (Détail de calcul voir ***Annexe***)

Tableau IV.11: Les valeurs de δ.

Système de chargement	δ
B_c	1.070
B_t	1.055

IV.4.2.6. Efforts de freinage

- **Système de charge B_c**

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

- **Système de charge A**

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

$$\mathbf{F} = \frac{\mathbf{A.S}}{\mathbf{20 + 0.0035\ x\ S}}\ \mathbf{(kN)}, \mathbf{S}: \text{surface chargée en } (m^2)$$

Donc : $F_{max\text{-}3voies}$ = 249.04 kN.

IV.4.2.7. Charges militaires Mc 120

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0.50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient δ, qui est égal **1.06.**

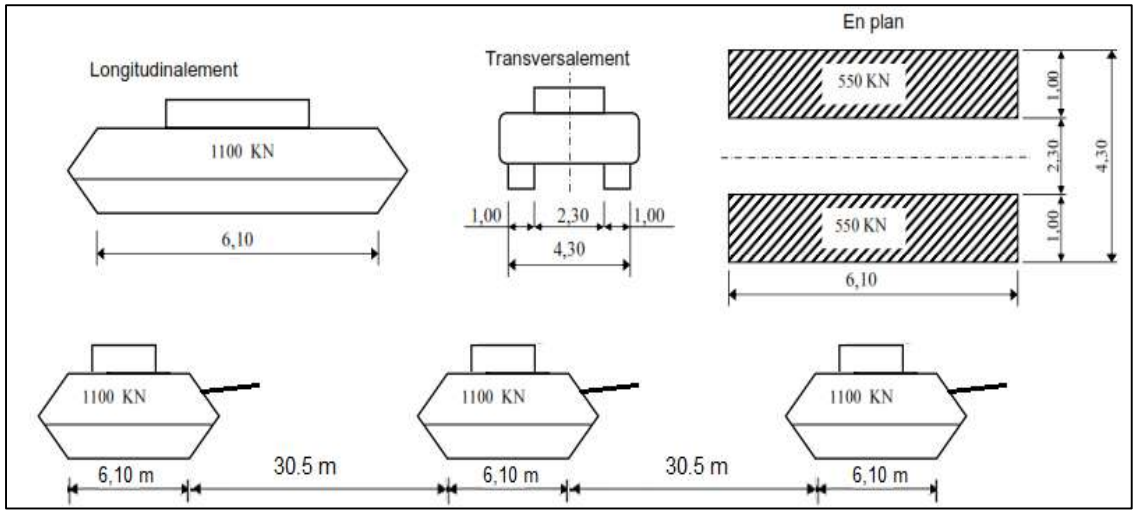


Figure IV.6: Convoi de charge Mc 120.

IV.4.2.8. Convoi exceptionnel D240

Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont. Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges), cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

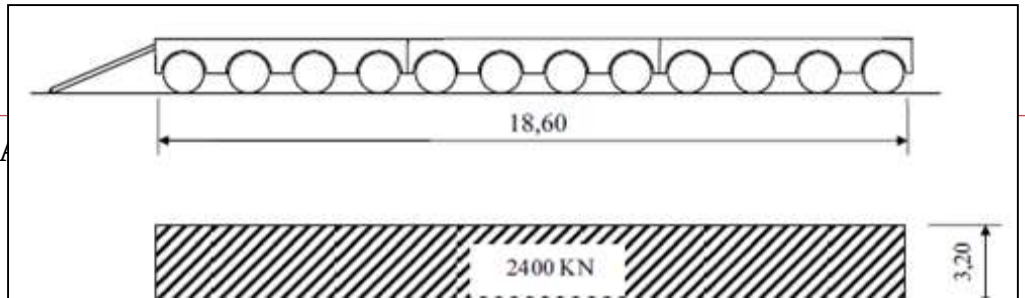


Figure IV.7: Convoi exceptionnel D240.

Remarque : La surcharge de ces convois n'est pas majorée par le coefficient de majoration dynamique (δ) de raison de ces derniers qui circulent avec une vitesse très petite.

IV.4.2.9. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1.5 kN/m^2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

IV.5. CONCLUSION

L'étude de comportement mécanique chaque structure exige l'évaluation des charges et surcharges. Utilisant les différentes combinaisons des charges et à l'aide du logiciel Robot, on a évalué les sollicitations dans chaque section de tablier.



ETUDE LONGITUDINALE

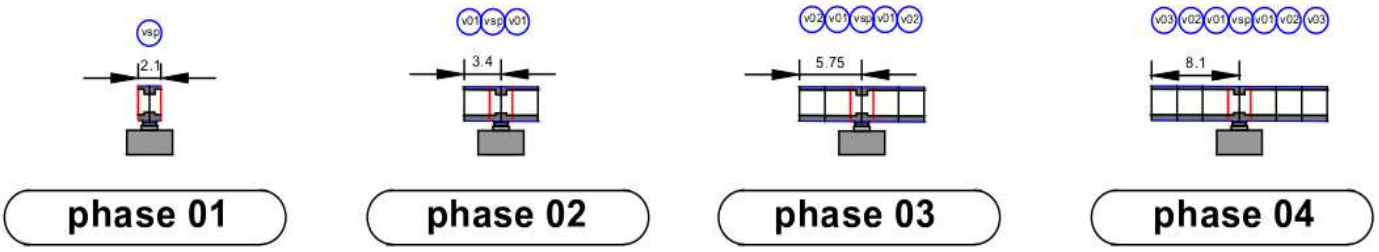
V.1. INTRODUCTION

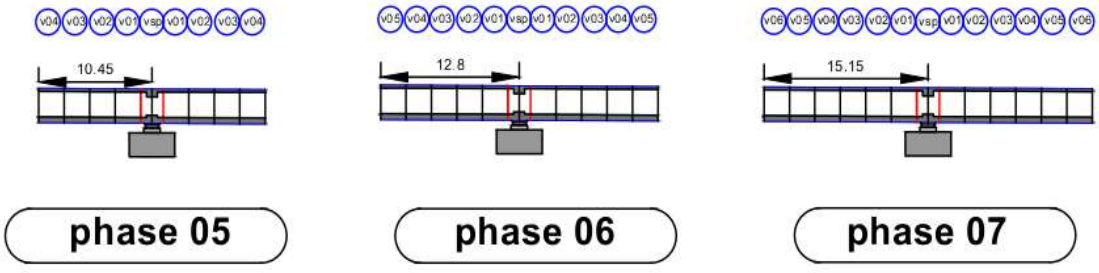
Dans ce chapitre on présente les procédures pour la construction des fléaux du tablier par encorbellement successif de voussoirs en béton armé précontraint à partir de chaque pile du pont. Cette technique est parmi les différents méthodes qui assurent la stabilité du fléau est celle de l'encastrement provisoire, chaque pile est considérée comme une balance à laquelle on rajoute progressivement deux demies travées de chaque côté. La construction par fléau assure le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace, mais également supporte son poids propre, avant qu'il ne durcisse suffisamment pour recevoir sa précontrainte de liaison à la partie de fléau déjà construite

La particularité du calcul des ponts en encorbellements successifs c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs de ces deux phases.

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

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





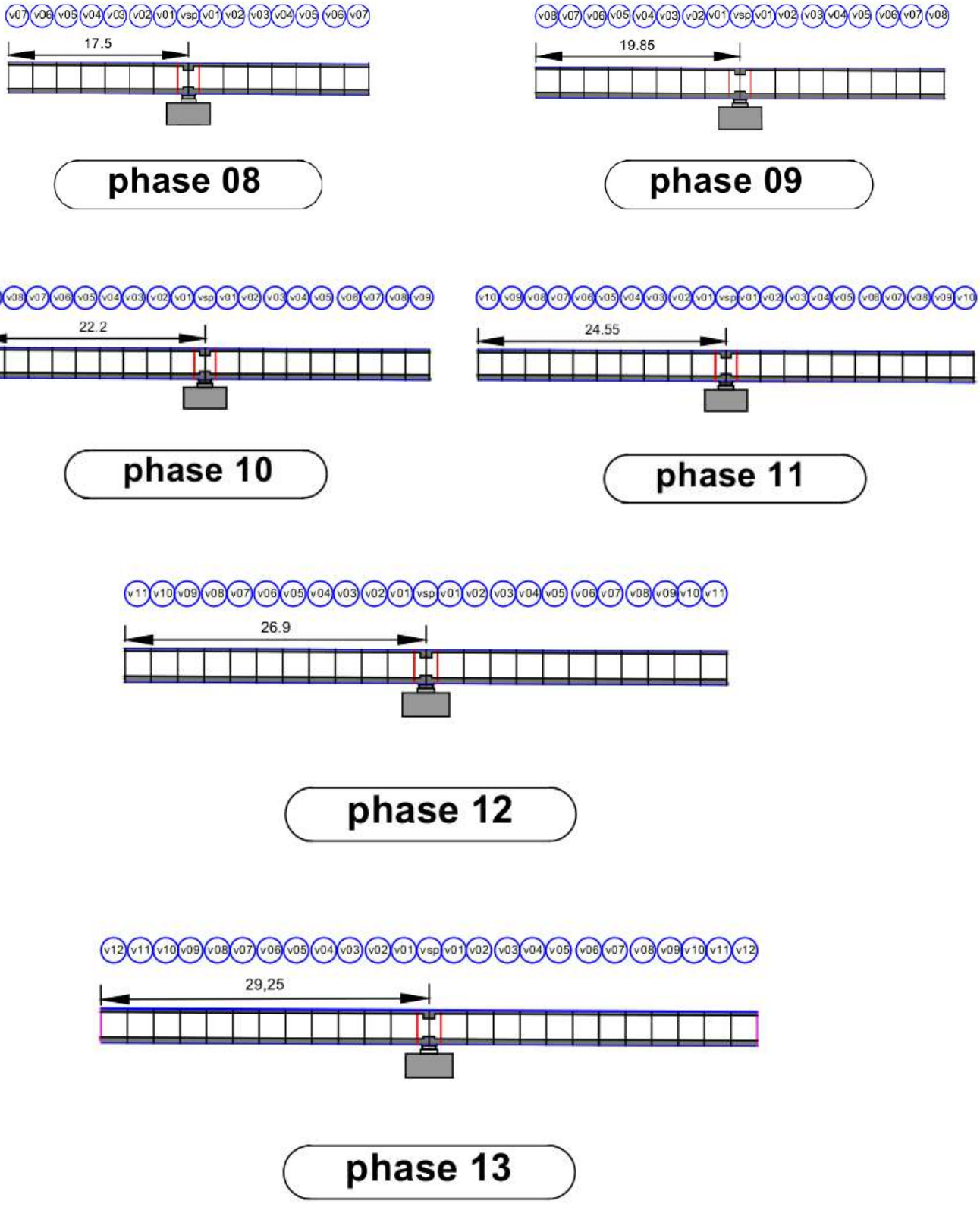


Figure V.1: Les phases de réalisation d'un fléau.

V.2.2. Charges à prendre en compte (Selon guide SETRA)

V.2.2.1. Poids propre du fléau

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

Gmax= G × 1.02 Gmin = G × 0.98.

V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge répartie de 200 N/m^2 sur un demi- fléau : Qpra1 = 2.62 kN/ml.
- Une charge concentrée de (50 + 5b) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir : Qpra2 = 115.5 kN.

V.2.2.3. Effet vertical du vent

L'effet complémentaire du vent Q est alors équivalent à une charge uniforme d'une intensité de 100 à 200 N/m suivant les caractéristiques du site. Cette charge répartie s'applique verticalement de bas en haut sur le maître couple horizontal d'un demi-fléau.

V.2.2.4. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose Fa est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

Fa =$G_{voussoir}$× 2 = - 916.3kN

V.2.3. Combinaisons d'action

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

Combinaison A1 :1.1 (Gmax + Gmin) + 1.25(Qpra1 + Qpra2)

Combinaison A2 : 0.9 (Gmax + Gmin) + 1.25 (Qpra1 + Qpra2)

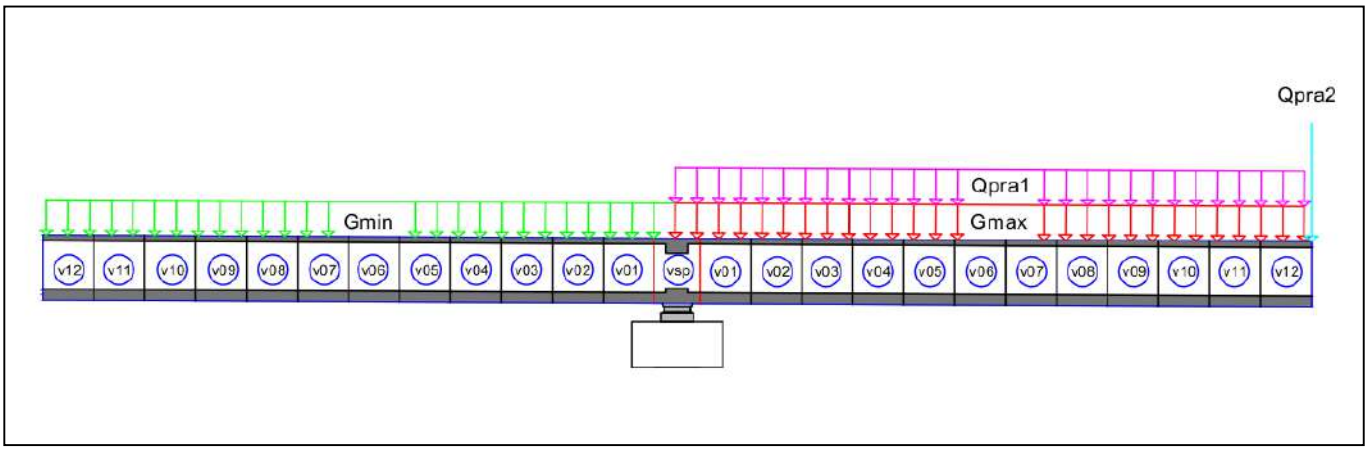


Figure V.2: Situation temporaire de construction à considérer.

V.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)

Combinaison Bl : 1.1 (Gmax + Gmin) + Fa + (Qpral + Qpra2)

Combinaison B2 : 0.9 (Gmax + Gmin) + Fa + (Qpral + Qpra2)

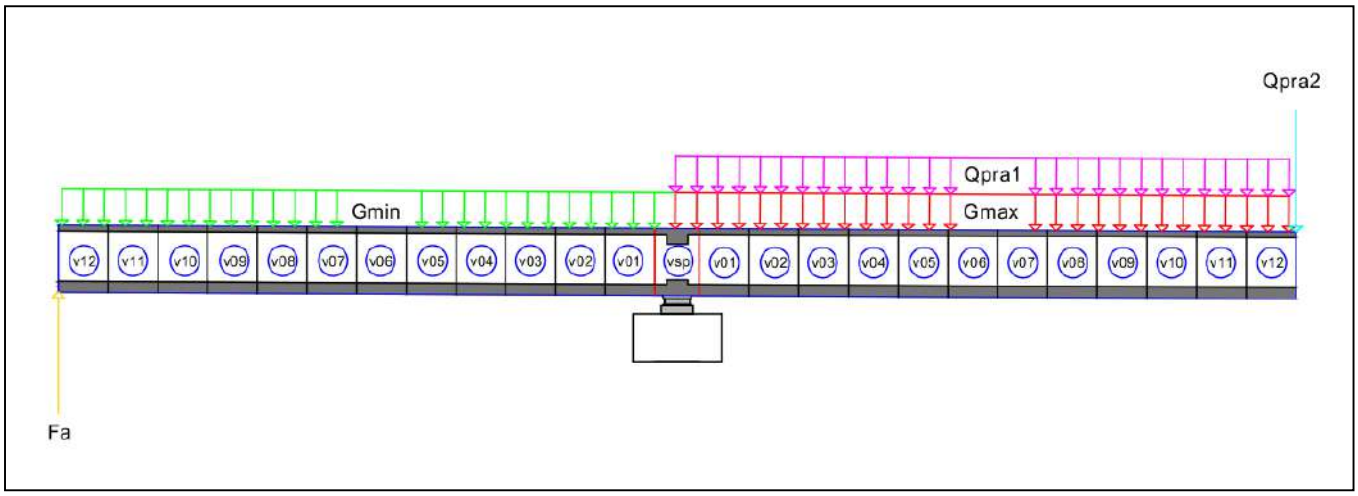


Figure V.3: Situation accidentelle à considérer.

V.2.4. Evaluation des efforts

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

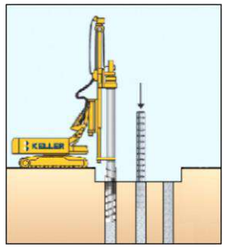
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Evaluation des efforts en situation temporaire.

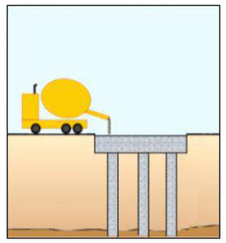
PHASE	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M	T	M	T	M	T	M	T
AXE VSP	94,93	6,5	77,92	5,34	94,65	6,49	77,64	5,32
FINVSP	88,22	6,25	72,42	5,13	87,96	6,2	72,16	5,12
FIN V1	74,13	5,73	60,84	4,7	73,91	5,71	60,63	4,69
FIN V2	61,26	5,21	50,29	4,28	61,08	5,19	50,11	4,26
FIN V3	49,62	4,69	40,73	3,85	49,48	4,67	40,59	3,84
FIN V4	39,21	4,17	32,18	3,42	39,09	4,15	32,07	3,41
FIN V5	30,02	3,65	24,64	2,99	29,93	3,63	24,55	2,98
FIN V6	22,05	3,12	18,1	2,56	21,99	3,12	18,04	2,56
FIN V7	15,13	2,6	12,57	2,14	15,27	2,6	12,52	2,13
FIN V8	9,84	2,08	8,04	1,71	9,77	2,07	8,02	1,7
FIN V9	5,51	1,56	4,52	1,28	5,49	1,56	4,51	1,28
FIN V10	2,45	1,04	2,01	0,85	2,44	1,03	2	0,85
FIN V11	0,61	0,52	0,52	0,42	0,6	0,52	0,5	0,43
FIN V12	0	0,02	0	0,01	0	0,01	0	0,01

V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

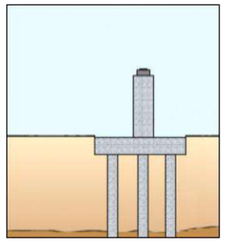
V.3.1. Phases de réalisation du viaduc



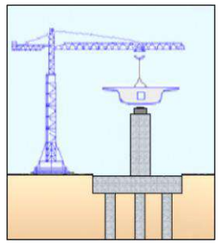
01 Réalisation des pieux.



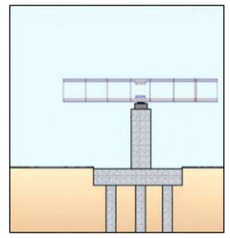
02 Réalisation de la semelle.



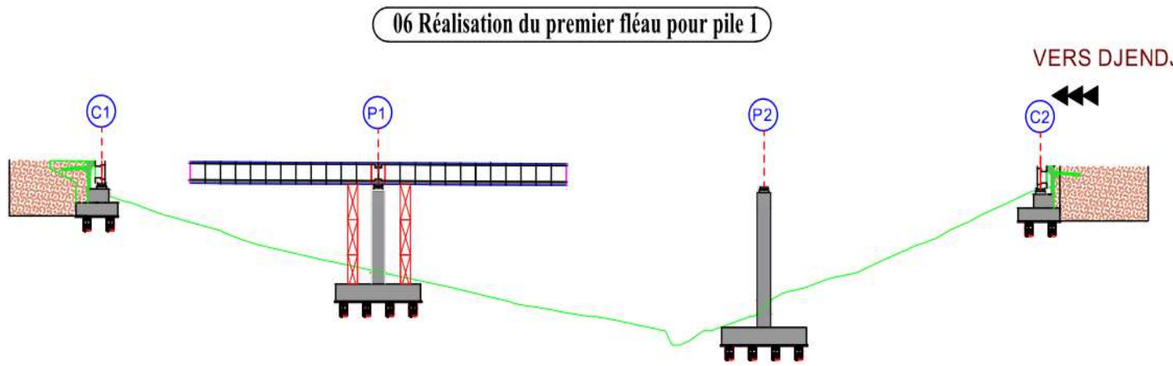
03 Réalisation de la pile.

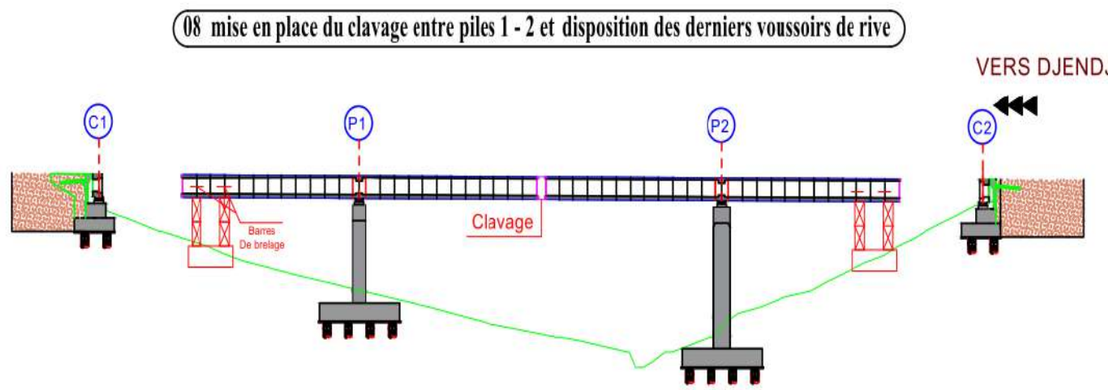


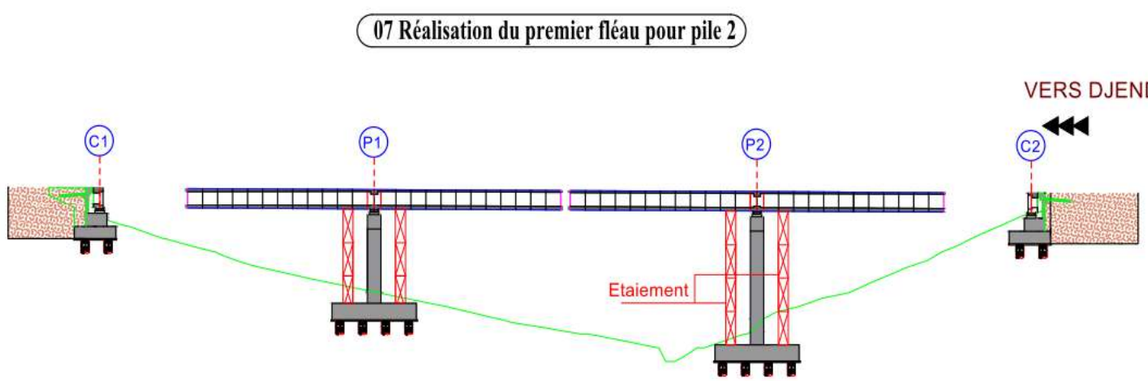
04 Mise en place du 1er voussoir sur pile.



05 Disposition des voussoirs.







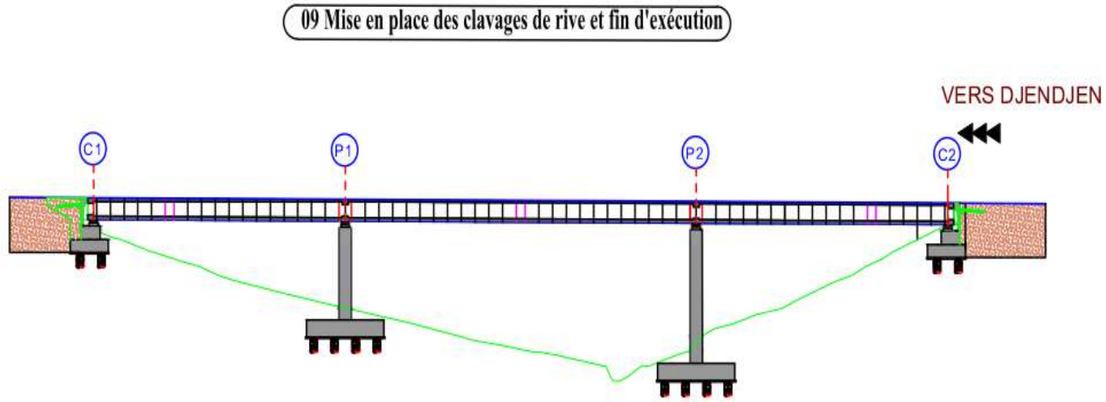


Figure V.4: Les phases de construction du viaduc

V.3.2. Modélisation

Pour le cas du viaduc du notre projet, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles.
- Chaque section est définie par le logiciel de dessin AutoCAD, puis exportée vers le logiciel de calcul ROBOT.
- Les appuis sont considérés comme appuis simples sauf une 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 **IV.**

V.3.3. Combinaisons d'action

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

Tableau V.2: Combinaisons de charge en phase de service.

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

V.3.4. Résultats

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

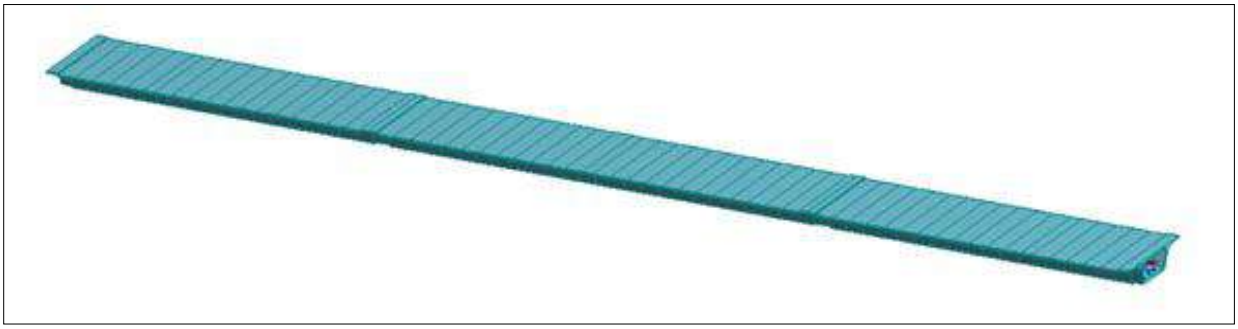


Figure V.5: Modèle de calcul.

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

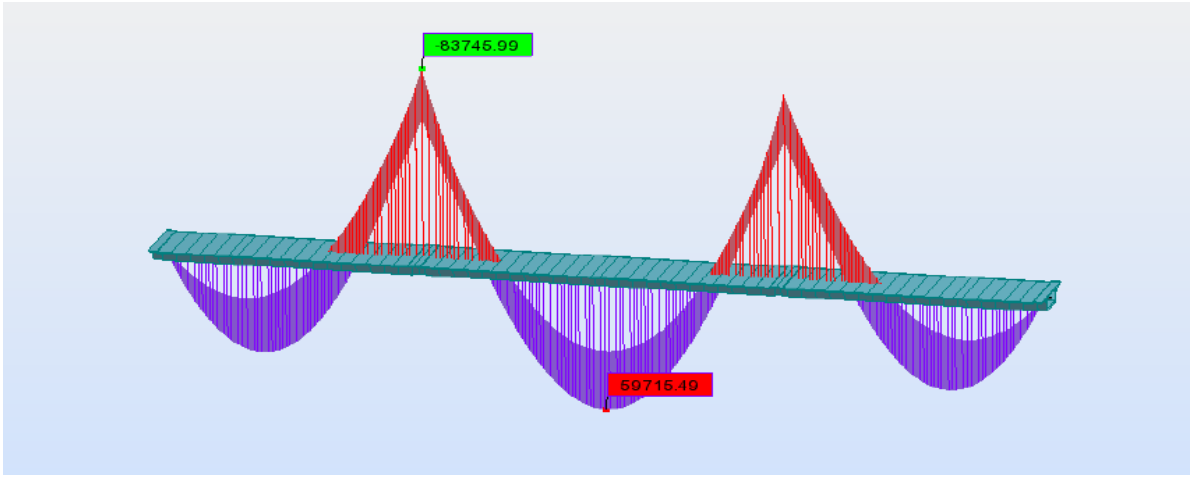


Figure V.6: M_{Max} à l'ELS

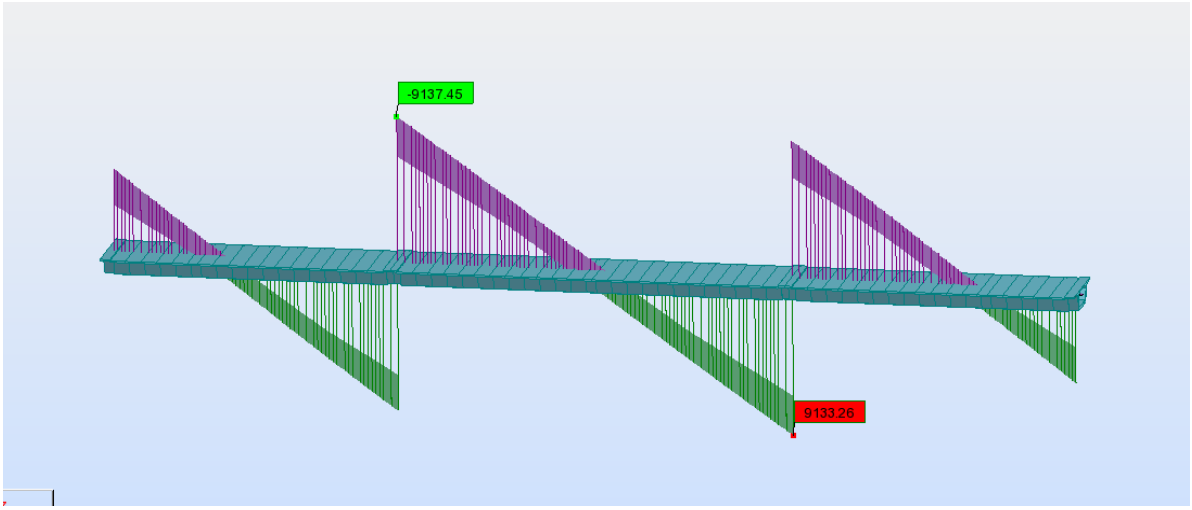


Figure V.7: T_{Max} à l'ELS(G+D240).

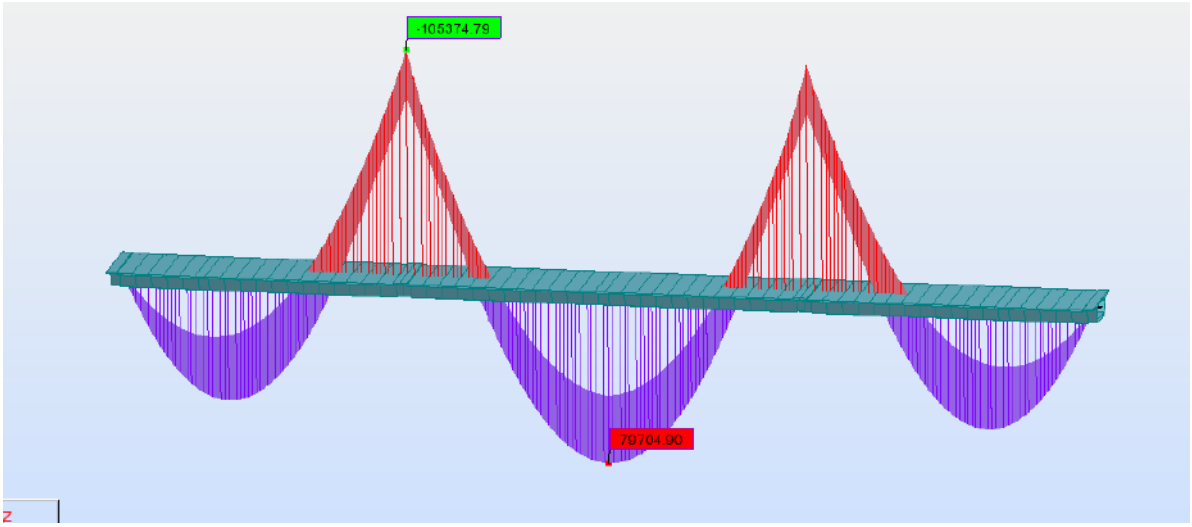


Figure V.8: M_{Max} à l'ELU (enveloppe des combinaisons).

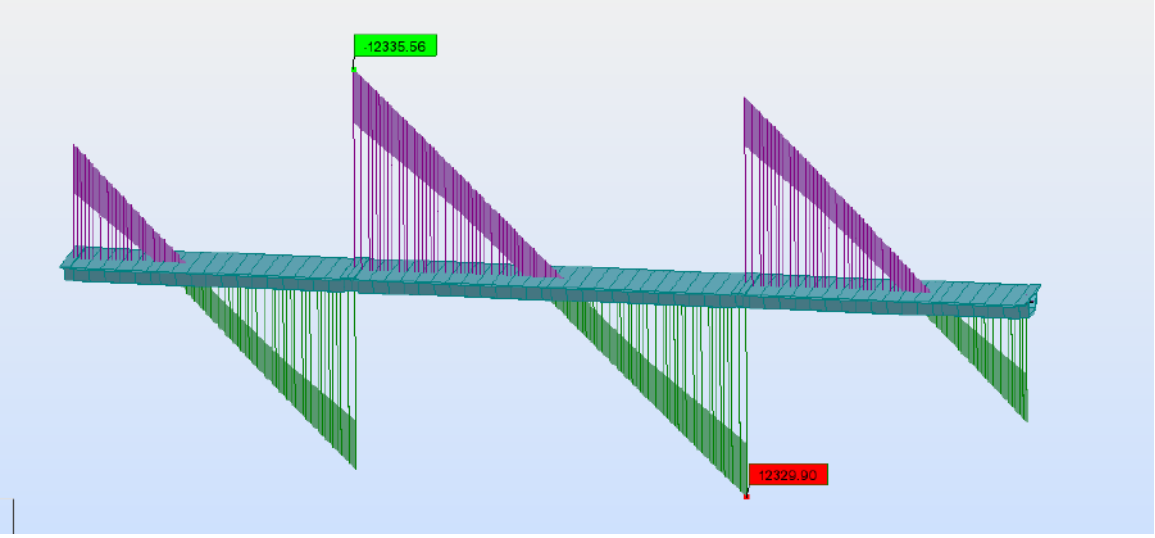


Figure V.9: T_{Max} à l'ELU (1.35G+1.35D240).

V.4.CONCLUSION

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



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

Le principe de la précontrainte consiste à comprimer à l'avance, le béton dans la zone tendue à l'aide d'un ensemble des forces internes de sorte que la variation des contraintes qui faisait naître de la traction, ne provoque qu'une décompression du matériau. L'idée de la technique du béton précontraint est due à EUGENE FREYSSINET, qui a cherché de se placer dans des conditions voisines des sollicitations d'un arc où l'effort normal compense les tractions, produisant ainsi, exclusivement les compressions auxquelles le béton résiste convenablement. Bien avant EUGENE FREYSSINET, d'autres ingénieurs tels que KOENER et LUNDT (en1907) avaient essayé de pré comprimer des éléments en béton en les traversant par des barres d'acier doux filetées et tendues par serrage d'un écrou ; mais leurs essais n'avaient abouti qu'à des échecs, en raison de l'intervention des déformations différées (retrait, fluage, et la relaxation de l'acier.). A partir d'études théoriques et expérimentales, E.FREYSSINET découvre en 1962 les lois régissant le retrait, les déformations lentes sous charges, et les hygrométriques. En 1928, il déposa ses brevets qui définissent à la fois le fonctionnement théorique du matériau et les dispositifs à mettre en œuvre pour réaliser pratiquement la mise en place du béton (câble, grâce, ancrages, vérins, etc.....).

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

VI.1.1. Les câbles de fléau

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

VI.1.2. Les câbles de continuités

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

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

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

$$\mathbf{n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}}$$

Avec :

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de **12T15S** peut créer, il est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine : $\boldsymbol{\sigma_{p0} = \min (0.8\, f_{prg} ; 0.9\, f_{peg})}$; $\sigma_{p0} = 1488$ MPa.

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

$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble12T15S}}$;$S = 1800\ mm^2$; $P_0 = 2680kN$.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P**

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

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

Avec :

P : la force de précontrainte.
v : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
I : le moment d'inertie longitudinal de la section.
e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
M : moment maximal dû au poids propre et surcharge.
S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

Application Numérique

M = 102870,00KN.m
d = 0.15 m
$I = 11.97\ m^4$
S = 8,97m
v = 1,16m

P = 47,62MN
D'où : $n \geq 23.70$

On prend : **n = 24 câbles de 12T15S**

Tableau VI.1: Estimation du nombre de câbles du fléau

Phase	x (m)	M (kN.m)	H (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	0	102870,00	3,00	1,84	1,16	11,97	8,97	1,01	47,62	23,70	24
Fin VSP	2,1	96302,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	46,51	23,15	24
Fin V01	4,45	82436,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	39,81	19,82	24
Fin V02	6,8	69696,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	33,66	16,76	22
Fin V03	9,15	58081,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	28,05	13,96	20
Fin V04	11,5	47590,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	22,98	11,44	18
Fin V05	13,85	38223,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	18,46	9,19	16
Fin V06	16,2	29981,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	14,48	7,21	14
Fin V07	18,55	22864,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	11,04	5,50	12
Fin V08	20,9	16870,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	8,15	4,06	10
Fin V09	23,25	12000,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	5,80	2,88	8
Fin V10	25,6	8256,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	3,99	1,98	6
Fin V11	27,95	5632,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	2,72	1,35	4
Fin V12	30,3	2793,00	3,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,82	1,35	0,67	2

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_h = 16cm$.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_v = 16cm$.
- L'espacement vertical entre l'axe du câble supérieur et l'hourdi. ➔d = 15 cm.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
Φ : diamètre de la gaine (**Φ = 80mm**).

VI.2.3. Tracé des câbles en plan

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.

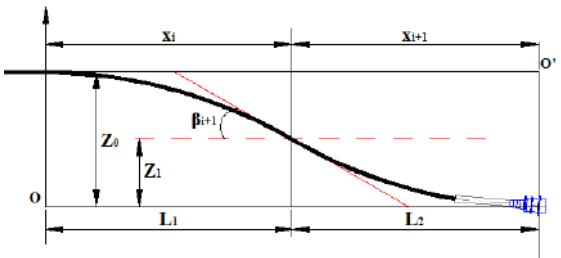


Figure VI.1: Tracé en plan des câbles.

L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\ (\frac{x}{l})^2$

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

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

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

Dans ce fléau, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés : $X_i = X_{i+1}$.

VI.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.

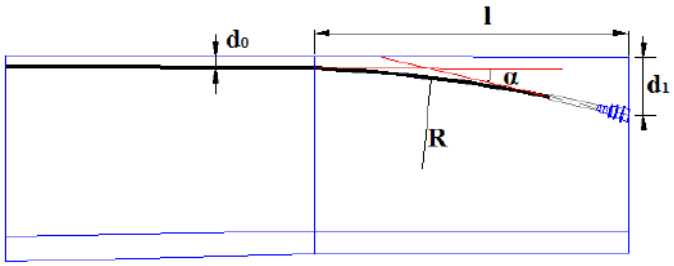


Figure VI.2: Tracé en élévation des câbles.

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0)\times(\frac{x}{l})^2$
- Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $R_c(x) = \frac{x^2}{2\times(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$
- L'angle de déviation : $\alpha_n = artg(2\times(d_1 - d_0))\times\frac{x}{l^2}$

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
R_{min} : rayon minimal pour les câbles **12T15S**, **3 m <R_{min}.**

NB : les restes des résultats sont élaborés dans les tableaux **VI.2** et **VI.3** tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans les figures **VI.3** et **VI.4.**

Tableau VI.2: L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i; β_{i+1} (rad)	Z(x)
C_F01 - C_F02 - C_F07	Rectiligne					
C_F03 - C_F04 - C_F08- C_F09	0.16	0.08	1.175	8.63	0.135	$0.16 - 0.0579x^2$
C_F05 - C_F06 - C_F10- C_F11	0.32	0.16	2.35	17.26	0.135	$0.32 - 0.0290x^2$
C_F12	0.48	0.24	3.525	25.89	0.135	$0.48-0.0193x^2$

Tableau VI.3: L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_F01	Rectiligne					
C_F02 - C_F03 - C_F04 - C_F05 -C_F06	2.35	0.31	0.6	9.5216	0,22	$0.31 + 0.053\ x^2$
C_F07 - C_F08- C_F09 - C_F10 - C_F11-C_F12	2.35	0.15	0.6	6.1361	0,31	$0.15 + 0.081\ x^2$

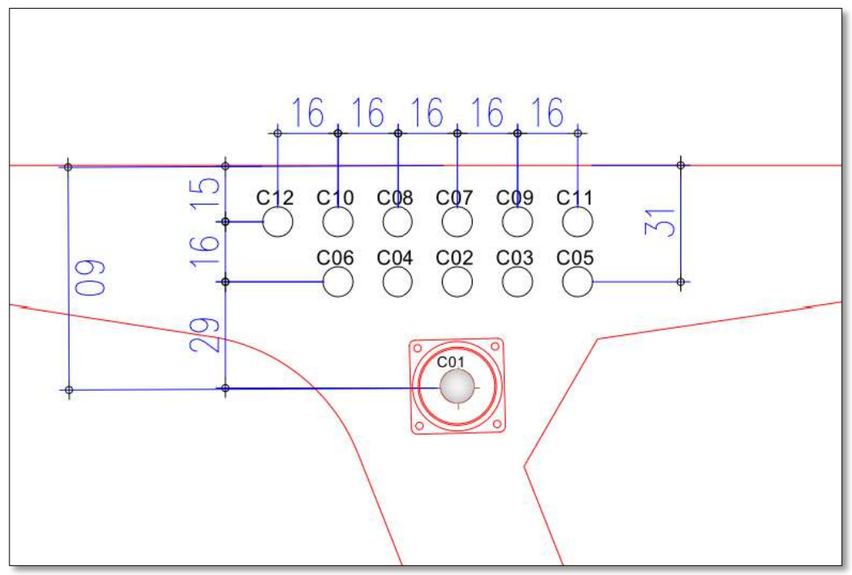


Figure VI.3: Disposition des câbles de fléau au niveau du V01.

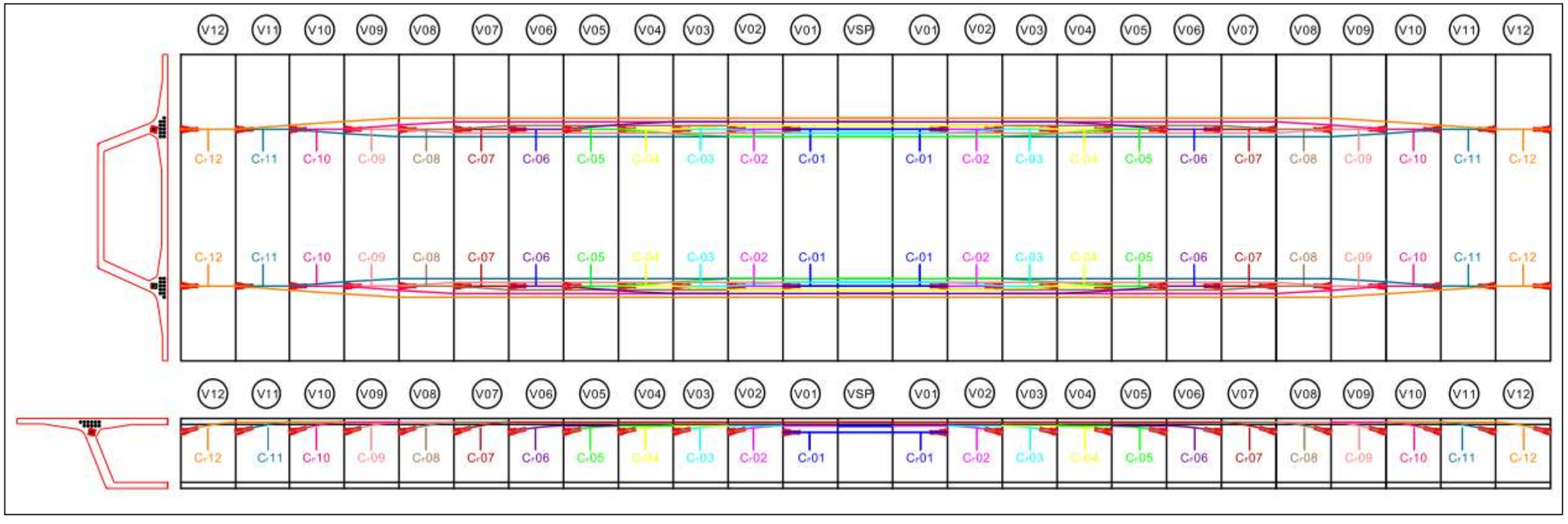


Figure VI.4: Tracé en plan et élévation des câbles des fléaux

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

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

Ces câbles vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal à l'ELS, déterminé dans le **chapitre V** en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}, \text{ avec: } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{(1-\Delta P) \times P_0}$$

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

Application Numérique

M = 59627.00kN.m
d = 0.15 m
I = 9.45m ;
S = 7.79 m
v' = 2.03 m ;
e = 1.88 m
P_0 = 2.68 MN;
ΔP = 25 %

P = 24.07MN
D'où : n ≥ 11.98

On prend :**n = 14 câbles de 12T15S**

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir Fin V12à x = 30.65 m.

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

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

Voussoirs	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
FIN V1	2,35	0,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	0,00	0,00	0
FIN V2	4,7	0,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	0,00	0,00	0
FIN V3	9,5	0,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	0,00	0,00	2
FIN V4	11,85	2813,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	1,14	0,57	2
FIN V5	14,2	15361,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	6,20	3,09	4
FIN V6	16,55	26381,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	10,65	5,30	6
FIN V7	18,9	35839,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	14,47	7,20	8
FIN V8	21,25	43711,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	17,64	8,78	10

FIN V9	23,6	50168,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	20,25	10,08	12
FIN V10	25,95	55054,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	22,22	11,06	12
FIN V11	28,3	58207,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	23,49	11,70	14
FIN V12	30,65	59627,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	24,07	11,98	14
FIN V12	30,65	59627,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	24,07	11,98	14
FIN V11	28,3	58207,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	23,49	11,70	14
FIN V10	25,95	55054,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	22,22	11,06	12
FIN V9	23,6	50168,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	20,25	10,08	12
FINV8	21,25	43711,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	17,64	8,78	10
FIN V7	18,9	35839,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	14,47	7,20	8
FIN V6	16,55	26381,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	10,65	5,30	6
FIN V5	14,2	15361,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	6,20	3,09	4
FIN V4	11,85	2813,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	1,14	0,57	2
FIN V3	9,5	0,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	0,00	0,00	2
FIN V2	4,7	0,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	0,00	0,00	0
FIN V1	2,35	0,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	0,00	0,00	0

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

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

Application Numérique

M = 42758 kN.m
d = 0.15 m ;
e = 1.88 m
I = 9.45 m^4
S = 7.79 m
v' = 2.03 m
P_0 = 2.68 MN
ΔP = 25%

P =17.26MN

D'où : n ≥ 8.59

On prend :**n = 10 câbles de 12T15S**

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir Fin V08 à x = 19.45 m.

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

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

Voussoirs	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
fin VSC	1,5	2506,00	1,84	1,16	11,97	8,97	1,69	1,04	0,52	2
FIN V1	3,85	13747,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	5,55	2,76	4
FIN V2	6,2	23144,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	9,34	4,65	6
FIN V3	8,55	30708,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	12,39	6,17	8
FIN V4	10,9	36432,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	14,70	7,32	8
FIN V5	13,25	40319,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	16,27	8,10	10
FIN V6	14,75	41855,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	16,89	8,41	10
FIN V7	17,1	42758,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	17,26	8,59	10
FIN V8	19,45	42758,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	17,26	8,59	10
FIN V9	21,8	41878,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	16,90	8,41	10
FIN V10	24,15	39198,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	15,82	7,88	8
FIN V11	26,5	34745,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	14,02	6,98	8
FIN V12	28,85	28529,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	11,51	5,73	6
FIN V13	31,2	20593,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	8,31	4,14	6
FIN V14	33,55	10944,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	4,42	2,20	4
FIN V15	35,9	0,00	2,03	0,97	9,45	7,79	1,88	0,00	0,00	2

VI.3.3. Tracé des câbles de continuité

On utilisera les mêmes formules précédentes mentionnées dans les tracés de câbles de fléau.

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les tableaux **VI.6, VI.7, VI.8** et **VI.9** et les tracés sont montrés dans les figures **VI.5**, **VI.6**, **VI.7** et **VI.8**.

Tableau VI.6: L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i; β_{i+1} (rad)	Z(x)
Cc01	Rectiligne					
Cc02 - Cc03	0.16	0.08	1.175	8.63	0.135	$0.16 - 0.058x^2$
Cc04 - Cc05	0.32	0.16	2.35	17.26	0.135	$0.32 - 0.029x^2$
Cc06	0.48	0.24	3.525	25.89	0.135	$0.48 - 0.019x^2$
Cc07	0.64	0.32	4.7	34.52	0.135	$0.64 - 0.014x^2$

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

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Cc01- Cc02 - Cc03- Cc04 - Cc05 Cc06 - Cc07	2.35	0.13	0.43	9.20	0.23	$0.13+ 0.3x^2$

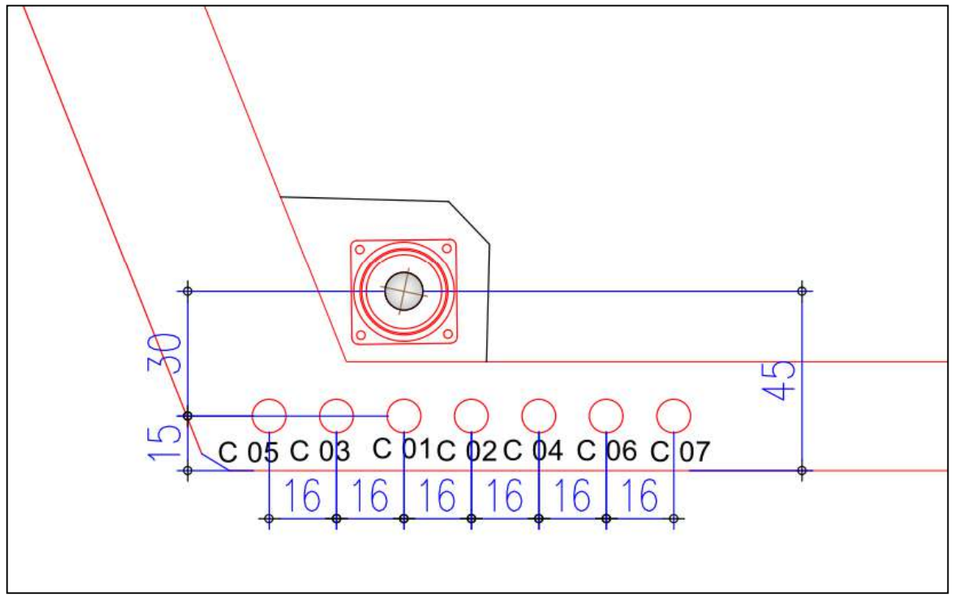


Figure VI.5: Disposition des câbles de continuité des travées principales

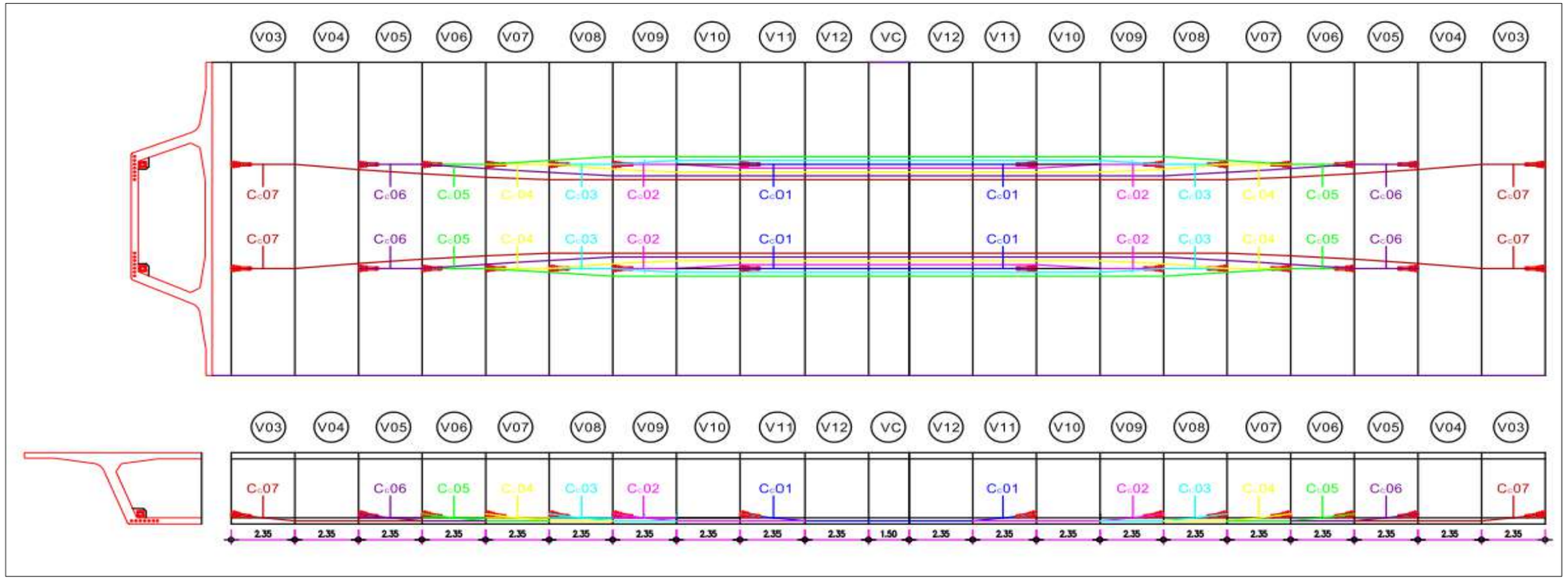


Figure VI.6: Tracé en plan et élévation des câbles de continuité pour les travées principales.

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

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i; β_{i+1} (rad)	Z(x)
Cc01	Rectiligne					
Cc02 - Cc03	0.16	0.08	1.175	8.63	0.135	$0.16- 0.058x^2$
Cc04	0.32	0.16	2.35	17.26	0.135	$0.32- 0.029x^2$
Cc05(culé)	0.32	0.16	1.5	7.03	0.210	$0.32- 0.071x^2$

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

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Cc01 - Cc02 - Cc03-- Cc04- Cc05 (culé)	2.3	0.50	0.85	7.55	0.270	$0.50 + 0.066x^2$

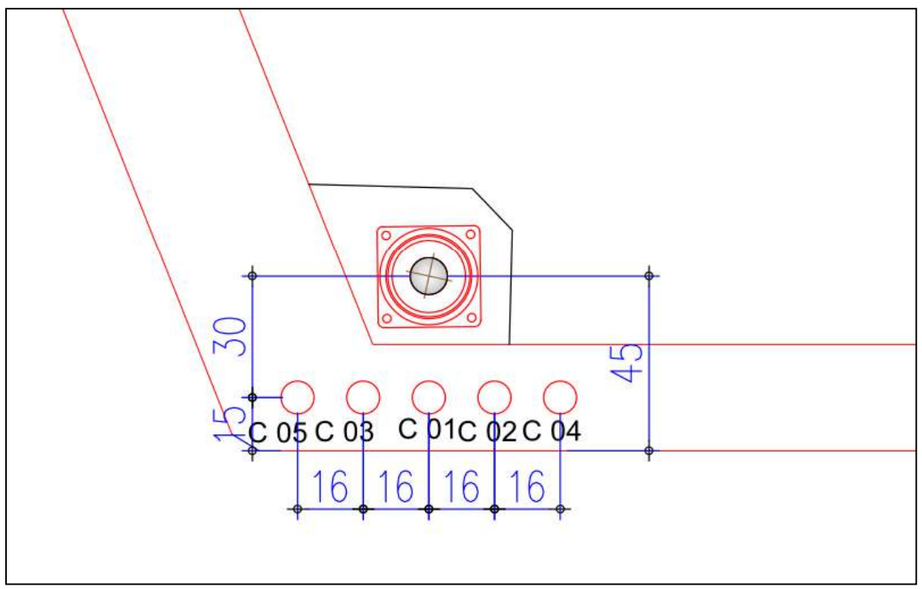


Figure VI.7: Disposition des câbles de continuité des travées de rives.

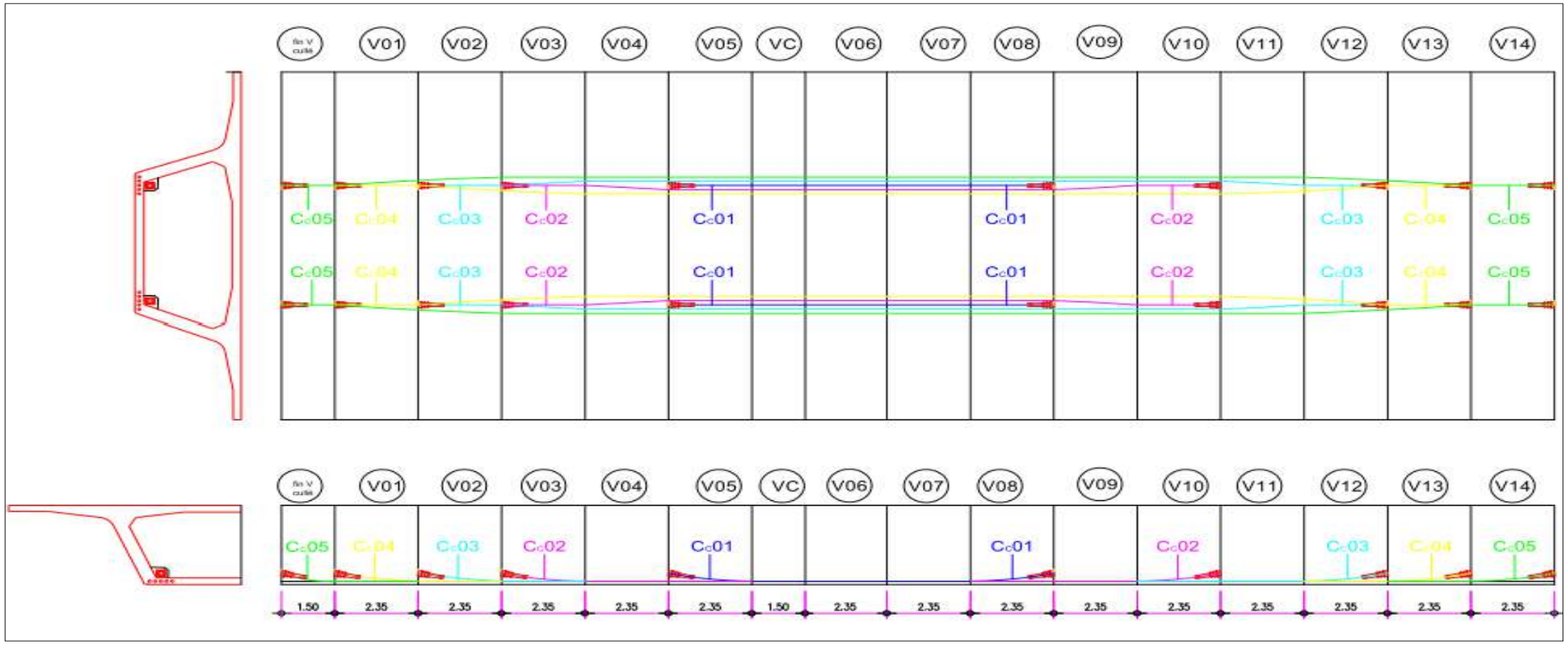


Figure VI.8:Tracé en plan et élévation des câbles de continuité des travées de rives.

VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en phase dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente, dite tension «de service », l'ingénieur doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

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 :

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

Avec :

σ_{p0} : la tension à l' origine.
e : la base des logarithmes népériens.
f (rd^{-1}) = 0.20: coefficient de frottement en courbe.
β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).
φ(m^{-1}) = 0.003 : coefficient de frottement en ligne.
x : la distance de la section considérée (m).

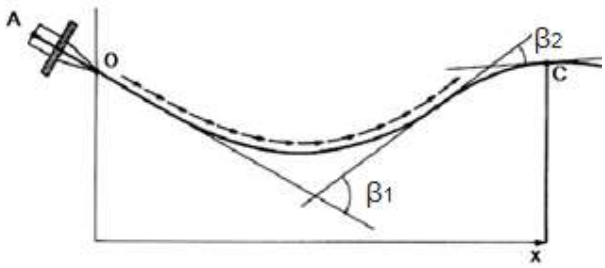


Figure VI.9: Frottement le long du câble lors de la mise en tension.

Si les déviations **α** en élévation et **β** en plan se succèdent, la déviation totale est : **θ = α + β**

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau **VI.10**.

VI.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 :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2\times \sigma_{P0}\times k(d-x) \text{ , avec } \quad k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \text{ et } \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Avec :

k : fonction croissante.
d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
σ_{p0} : contrainte initiale.
g = 4 mm : l'intensité du recul d'ancrage.
$\mathbf{E_p = 190\,000\ MPa}$: module d'élasticité des aciers.

Les résultats sont représentés dans le tableau **VI.11.**

VI.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 au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces Ncâble provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$.

Du fait que les Ncâbles 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 :

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

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

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\times \frac{E_p}{E_{bi}}\times \sigma_b$$

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

Avec :

σ_b : contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.
P : effort de précontrainte, $\mathbf{P = P_0\,(1 - \Delta P)}$.
$\mathbf{M_p}$: moment dû à la combinaison A1.

Les résultats sont représentés dans le tableau **VI.12.**

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

Les résultats sont représentés dans le tableau **VI.13.**

Tableau VI.10: Les pertes par frottement (MPa).

X	Cables	β	α	θ	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12
3,4	C1	-	0,000	0,000	15,10	10,45	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,75	C2	-	0,224	0,224	89,43	85,01	75,09	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,1	C3	0,27	0,224	0,344	132,41	128,14	118,51	108,83	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,45	C4	0,27	0,224	0,344	141,94	137,69	128,14	118,51	108,83	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-
12,8	C5	0,27	0,224	0,344	151,39	147,18	137,69	128,14	118,51	108,83	0,00	-	-	-	-	-	-	-
15,15	C6	0,27	0,224	0,344	160,78	156,59	147,18	137,69	128,14	118,51	108,83	0,00	-	-	-	-	-	-
17,5	C7	0,27	0,312	0,312	161,47	157,29	147,87	138,39	128,84	119,23	109,54	99,79	0,00	-	-		-	-
19,85	C8	0,27	0,312	0,402	194,37	190,29	181,11	171,86	162,55	153,17	143,73	134,22	124,64	0,00	-	-	-	-
22,2	C9	0,27	0,312	0,402	203,46	199,41	190,29	181,11	171,86	162,55	153,17	143,73	134,22	124,64	0,00	-	-	-
24,55	C10	0,27	0,312	0,402	212,48	208,46	199,41	190,29	181,11	171,86	162,55	153,17	143,73	134,22	124,64	0,00	-	-
26,9	C11	0,27	0,312	0,402	221,44	217,45	208,46	199,41	190,29	181,11	171,86	162,55	153,17	143,73	134,22	124,64	0,00	-
29,25	C12	0,27	0,312	0,402	230,34	226,37	217,45	208,46	199,41	190,29	181,11	171,86	162,55	153,17	143,73	134,22	124,64	0,00
Moyenne					**159,551**	**155,36**	**145,93**	**143,88**	**138,95**	**133,95**	**128,85**	**123,62**	**119,72**	**111,15**	**100,65**	**86,29**	**62,32**	**0,00**
EN (%)					**10,72**	**10,44**	**9,81**	**9,67**	**9,34**	**9,00**	**8,66**	**8,31**	**8,05**	**7,47**	**6,76**	**5,80**	**4,19**	**0,00**

Tableau VI.11: 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	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12
3,40	C1	3,40	0,000	0,003	3,05	86,14	95,51	116,49		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,75	C2	5,75	0,224	0,011	6,88	36,36	70.05	102.88	220,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,10	C3	8,10	0,344	0,012	6,66	0.00	0.00	67.20	147,67	228,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,45	C4	10,45	0,344	0,010	7,30	0.00	0.00	7.04	74.13	141,22	208,31	-	-	-	-	-	-	-	-
12,80	C5	12,80	0,344	0,008	7.81	0.00	0.00	0.00	18,85	77,48	136,10	194,73	-	-	-	-	-	-	-
15.15	C6	15,15	0,344	0,008	8,23	0.00	0.00	0.00	0.00	26,42	79,20	131,99	184,78	-	-	-	-	-	-
17.50	C7	17,50	0,312	0,007	8,82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34,60	80,50	126,41	172,31	-	-	-	-	-
19.85	C8	19,85	0,402	0,007	8,51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30,65	79,97	129,29	178,60	-	-	-	-
22,20	C9	22,20	0,402	0,007	8,78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34,13	80,45	126,77	173,09	-	-	-
24,55	C10	24,55	0,402	0,006	9,02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36,82	80,71	124,60	168,49	-	-
26.90	C11	26,90	0,402	0,006	9,23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38,93	80,82	122,72	122,72	-
29,25	C12	29,25	0,402	0,006	9,42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0,43	40,64	80,85	121,06	161,27
Moyenne						**10,21**	**19,88**	**34,82**	**45,33**	**47,33**	**50,91**	**54,73**	**60,75**	**69.81**	**85,09**	**104,79**	**124,02**	**121,89**	**161,27**
En (%)						**0,69**	**0.93**	**1.64**	**2.82**	**3,18**	**3,42**	**3,68**	**4,08**	**4,69**	**5,72**	**7,04**	**8,33**	**8,19**	**10,84**

VI.4.2. Pertes de tension différées

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps, tel que la force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

VI.4.2.1. Pertes par retrait

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

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

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

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

Avec :

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

Application Numérique

$E_p = 190\,000$MPa
$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma_r = 38$ MPa ; $\Delta\sigma_r = 2.55\,\%$

VI.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 : $\varepsilon_f = \dfrac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

$\boldsymbol{\sigma_M}$: 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 :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau **VI.14.**

VI.4.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

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

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

Avec :

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

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

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

Les résultats sont représentés dans le tableau **VI.15.**

VI.4.2.4. Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau **VI.16**.

D'après les résultats du tableau VI.16, 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 :$\Delta\sigma$**=22,38%**.

Tableau VI.14: Pertes dues au fluage.

Abcs	N° cables	υ (m)	d (m)	emoy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	24	1,16	0,25	0,91	11,97	8,97	102,87	2,36	31,91	2,14
FIN VSP	24	0,97	0,25	0,72	9,45	7,79	96,30	2,35	39,55	2,66
FIN V1	24	0,97	0,25	0,72	9,45	7,79	82,44	2,33	52,57	3,53
FIN V2	22	0,97	0,25	0,72	9,45	7,79	69,70	2,31	53,08	3,57
FIN V3	20	0,97	0,24	0,73	9,45	7,79	58,08	2,32	54,06	3,63
FIN V4	18	0,97	0,24	0,74	9,45	7,79	47,59	2,33	53,68	3,61
FIN V5	16	0,97	0,23	0,74	9,45	7,79	38,22	2,33	52,23	3,51
FIN V6	14	0,97	0,21	0,76	9,45	7,79	29,98	2,33	49,61	3,33
FIN V7	12	0,97	0,23	0,75	9,45	7,79	22,86	2,32	44,99	3,02
FIN V8	10	0,97	0,20	0,77	9,45	7,79	16,87	2,31	40,15	2,70
FIN V9	8	0,97	0,26	0,71	9,45	7,79	12,00	2,30	32,14	2,16

FIN V10	6	0,97	0,30	0,67	9,45	7,79	8,26	2,29	24,19	1,63
FIN V11	4	0,97	0,38	0,60	9,45	7,79	5,63	2,34	15,82	1,06
FIN V12	2	0,97	0,60	0,37	9,45	7,79	2,79	2,39	7,55	0,51

Tableau VI.15: Pertes dues à la relaxation des câbles.

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	24	1311,73	0,705	0,43	54,15	3,64
FIN VSP	24	1304,69	0,701	0,43	53,12	3,57
FIN V1	24	1296,51	0,697	0,43	51,94	3,49
FIN V2	22	1285,92	0,691	0,43	50,41	3,39
FIN V3	20	1290,72	0,694	0,43	51,10	3,43
FIN V4	18	1292,23	0,695	0,43	51,32	3,45
FIN V5	16	1293,82	0,696	0,43	51,55	3,46
FIN V6	14	1293,58	0,695	0,43	51,51	3,46
FIN V7	12	1289,38	0,693	0,43	50,91	3,42
FIN V8	10	1283,66	0,690	0,43	50,09	3,37
FIN V9	8	1276,09	0,686	0,43	49,02	3,29
FIN V10	6	1272,83	0,684	0,43	48,56	3,26
FIN V11	4	1300,62	0,699	0,43	52,53	3,53
FIN V12	2	1325,21	0,712	0,43	56,15	3,77

Tableau VI.16: Pertes totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12
P.D	7,731	8,187	8,995	8,944	9,049	9,035	8,951	8,772	8,772	8,057	7,459	6,899	6,559	6,206
P.I	11,846	12,320	12,869	13,443	13,258	13,157	13,050	13,066	13,348	13,733	14,241	14,460	12,593	10,940
T (%)	19,577	20,507	21,864	22,387	22,307	22,192	22,000	21,838	22,121	21,790	21,700	21,359	19,152	17,146

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

La condition à vérifier est la suivante :

$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$, dans la fibre supérieure.

$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$, dans la fibre inférieure.

Avec :

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

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.

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

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21MPa$.

$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 2.7 = 4.05$ **MPa**, hors section d'enrobage.

$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 2.7 = 1.89$**MPa**, section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Position	X (m)	N° cables	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
Axe VSP	0	24	102870,00	1,84	1,16	11,97	8,97	0,91	49,89	-0,03	14,43
Fin VSP	2,1	24	96302,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,72	49,89	0,19	19,42
Fin V01	4,45	24	82436,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,72	49,89	1,61	16,44
Fin V02	6,8	22	69696,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,72	45,73	2,10	13,76
Fin V03	9,15	20	58081,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,73	41,58	2,48	11,32
Fin V04	11,5	18	47590,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,74	37,42	2,74	9,12
Fin V05	13,85	16	38223,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,74	33,26	2,89	7,16
Fin V06	16,2	14	29981,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,76	29,10	2,92	5,45
Fin V07	18,55	12	22864,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,75	24,95	2,76	4,12
Fin V08	20,9	10	16870,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,60	20,79	2,21	3,64
Fin V09	23,25	8	12000,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,00	16,63	0,90	4,71
Fin V10	25,6	6	8256,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,00	12,47	0,75	3,37
Fin V11	27,95	4	5632,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,00	8,32	0,49	2,28
Fin V12	30,3	2	2793,00	2,03	0,97	9,45	7,79	0,00	4,16	0,25	1,13

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.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21$ **MPa**.

$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 2.7 = 4.05$**MPa**, hors section d'enrobage.

$\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 2.7 = 2.7$**MPa**, section d'enrobage.

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

VI.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.

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

L'effort tranchant donné par la relation suivante : $V_{Ser} = V_g + V_q$

Avec :

V_g: relative aux charges permanentes.

V_q : relative aux charges variables.

- **Effort tranchant dû à la précontrainte**

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison α % a la fibre moyenne

$$V_P = P \times \sin\alpha$$

Selon les combinaisons à l'état limite de service, on détermine l'effort tranchant :

$$V_{red} = V_{ser} - V_P$$

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$\tau_{max} < \min(\overline{\tau_1}\ ;\ \overline{\tau_2})$, avec : $\tau = \dfrac{V_{red}}{z \cdot b_n}$

$$\overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right]$$

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

Avec :

σ_x: contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

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

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

$\mathbf{b_n}$: épaisseur 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 :$\mathbf{b_n = 2(b_0 - n\ k\ \Phi)}$.

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

n : nombre de câble.

k = 0.5 ; injection de coulis de ciment.

Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

V_{ser}=9.43 MN;α_{moy}=0.265 rad
P = 47.62 MN
V_{red} = 3.04 MN ;ρ = 62.52 %
f_{c28} = 35MPa ;f_{t28} = 2.7MPa
b_n = 0.92 m ; z = 1.33 m

τ_{max} = 2.48MPa ;σ_x = 4.05 MPa
$\tau_1$2.7 MPa
τ_2 = 4.20 MPa
On constate que : $\tau_{max} < \bar{\tau}$ **➔Vérifiée.**

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

VI.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 section des armatures transversale $\mathbf{A_t}$, donnée par :

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

Avec :

$\mathbf{A_t}$: 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.

$\boldsymbol{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier.

γ_s = 1.15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.

$\boldsymbol{\beta_u}$: l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre,$\boldsymbol{\beta_u}$ **= 45°** car il y a une reprise de bétonnage.

Application Numérique :

$V_{maxcomb\ -\ Elu}$ = 12.329 MN ;τ_u = 1.37 MPa
f_{t28} = 2.7MPa ; f_e = 500 MPa
γ_s = 1.15 ; b_n= 0.92 m; β_u = 45°

$\frac{A_t}{S_t} \geq 9.94\ cm^2/m$

- **Le pourcentage minimum a disposé**

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_n\,\gamma_s}{f_e} \rightarrow\rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 12.42 cm^2/m$$

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

$$\tau \leq \frac{f_{c28}}{6} = 5.83\ MPa \rightarrow \textbf{Ce qui est vérifié}.$$

VI.7.CONCLUSION

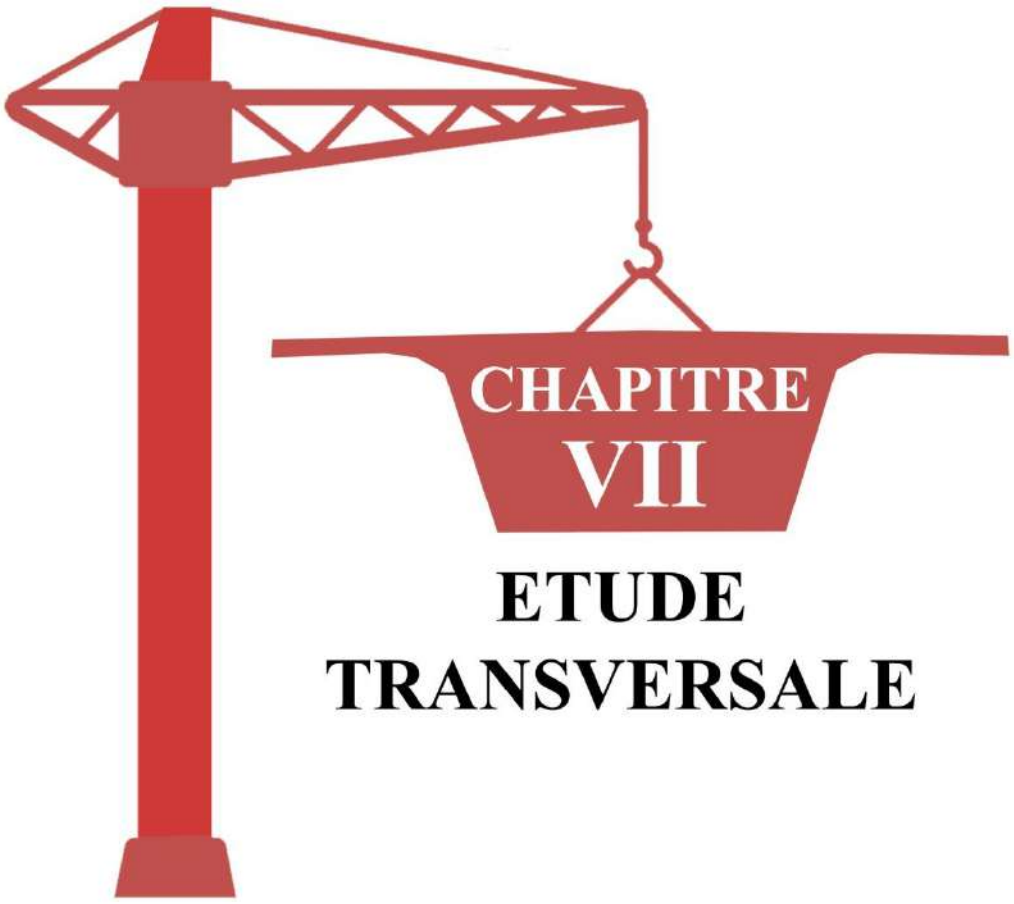
L'étude de la précontrainte est une étude indispensable dans les ponts voussoirs construits par encorbellements successifs. Les déférents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments négatifs à partir de l'encastrement permet de déterminer le nombre des câbles de fléau dans chaque voussoir, et avec le même principe à partir des moments positifs à mi-travée, on peut déterminer le nombre et la disposition des câbles de continuités, pour terminer avec une vérification de contrainte au niveau des joints de chaque voussoir en phase de construction et service.

Tableau VI.12: Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa).

Abcs	N° cables	υ (m)	dmoy (m)	emoy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	24	1,16	0,254	0,91	11,97	8,97	102,87	2,37	6,51	0,44
FIN VSP	24	0,97	0,254	0,72	9,45	7,79	96,30	2,36	8,08	0,54
FIN V1	24	0,97	0,254	0,72	9,45	7,79	82,44	2,35	10,74	0,72
FIN V2	22	0,97	0,249	0,72	9,45	7,79	69,70	2,33	10,82	0,73
FIN V3	20	0,97	0,243	0,73	9,45	7,79	58,08	2,34	11,00	0,74
FIN V4	18	0,97	0,235	0,74	9,45	7,79	47,59	2,35	10,91	0,73
FIN V5	16	0,97	0,226	0,74	9,45	7,79	38,22	2,35	10,60	0,71
FIN V6	14	0,97	0,214	0,76	9,45	7,79	29,98	2,35	10,05	0,68
FIN V7	12	0,97	0,225	0,75	9,45	7,79	22,86	2,34	9,10	0,61
FIN V8	10	0,97	0,200	0,77	9,45	7,79	16,87	2,33	8,10	0,54
FIN V9	8	0,97	0,262	0,71	9,45	7,79	12,00	2,31	6,47	0,43
FIN V10	6	0,97	0,300	0,67	9,45	7,79	8,26	2,30	4,86	0,33
FIN V11	4	0,97	0,375	0,60	9,45	7,79	5,63	2,35	3,17	0,21
FIN V12	2	0,97	0,600	0,37	9,45	7,79	2,79	2,39	1,51	0,10

Tableau VI.13: Les pertes totales instantanées.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12
PERTES INSTANTANES (%)	11,846	12,320	12,869	13,443	13,258	13,157	13,050	13,066	13,348	13,733	14,241	14,460	12,593	10,940



ETUDE TRANSVERSALE

VII.1.INTRODUCTION

L'étude menée jusqu'à présent considérait et s'intéressait uniquement à la flexion longitudinale ou du tablier, et donc avoir les enveloppes des efforts, vérifier les contraintes normales et tangentielles, ce qui nous a menés à la détermination des câbles longitudinaux de précontrainte (de fléau comme de continuité).

Cependant il y a lieu aussi de déterminer les armatures transversales dans les âmes, l'hourdis inferieur et supérieur, ainsi de considérer les efforts qui n'apparaissent pas dans l'étude longitudinale du tablier, tel le changement en A(L), les efforts de torsion… C'est principalement l'objet de ce chapitre, avec l'aide de l'outil numérique, on créera alors un modèle qui représentera, encore une fois au mieux les phénomènes transversaux, principalement la détermination de l'analyse transversale ainsi que le ferraillage transversal et les cadres (armature de couture) en armature passive.

La section de notre ouvrage sous forme de caisson sera représentée par un ensemble des barres, avec des dimensions de ses éléments, Pour l'analyse transversale on choisit deux sections (une à l'encastrement et l'autre sur clé) ;

Le ferraillage se fera en fonction des moments défavorable engendrés par les différents chargements.

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis (Robot). Le caisson est modélisé par un portique fermé appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (simples, double) 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 matière de poids et d'inertie.

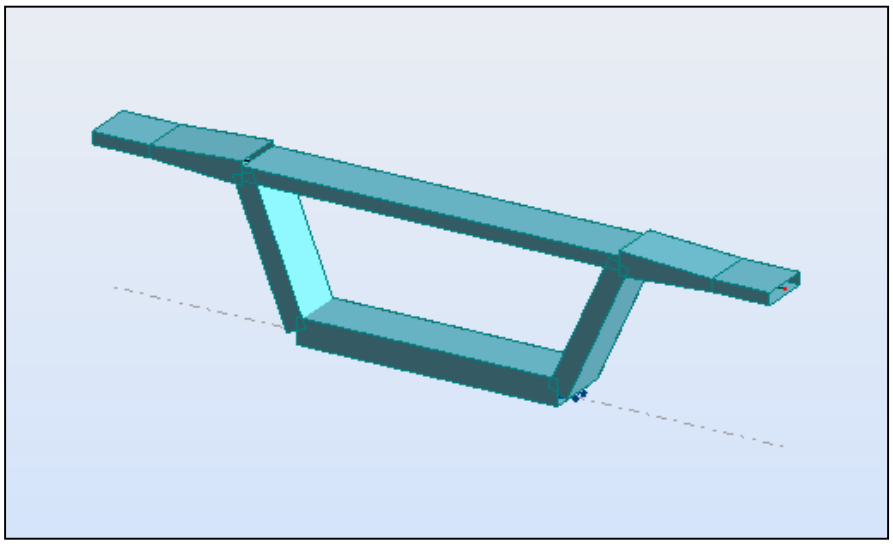


Figure VII.1:Vue en 3D du voussoir courant.

VII.2.2. Détermination des sollicitations

Les charges à considérer sont celles définit précédemment dans le **Chapitre V.**

Le voussoir doit être ferraillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le « **RCPR**», le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons.

Tableau VII.1: Combinaisons des charges appliquées.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2: Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

		Hourdis supérieur	Hourdis inférieur	Âme
ELS	M_{max}(kN.m)	363.52	211.29	286.12
	M_{min}(kN.m)	212.89	157.96	188.65
ELU	M_{max}(kN.m)	365.51	226.63	288
	M_{min} (kN.m)	236.23	212.06	212.06

VII.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.

VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur

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

VII.3.1.1. Ferraillage transversale

- **Nappe supérieure**

Application Numérique :on calcule le ferraillage par mètre linéaire.

b = 1.00 m ;h= 0.45 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 363.52kN.m.

$\overline{\sigma_{bc}}$=21 MPa;$\overline{\sigma_s}$=250MPa;d = 0.9 h = 0.9 ×45 = 40.5 cm

$x=\frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_s}}\times d$=22.58cm ;z = d - x/3=33 cm

M_1=0.5 × b × x ×$\overline{\sigma_{bc}}$ × z =782.39kN.m

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

$A_{ser}=\frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}}$= 44.06 cm^2➔On propose une nappe de6HA32.

C.N.F: $A_{min} = 0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b \times d$ =5.03 cm^2≤A_{ser}➔**Condition vérifiée**.

- **Nappe inférieure**

Application Numérique

M_{ser} (inf) = 212.89kN.m.

M_1=0.5 × b × x ×$\overline{\sigma_{bc}}$ × z =260.83kN.m

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

A_{ser}=65.3cm^2➔On propose une nappe de 6HA32+6HA25.

C.N.F: A_{min} = 5.03 cm^2≤A_{ser}➔**Condition vérifiée**.

VII.3.1.2.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.

$\mathbf{A_{sl}} = \frac{\mathbf{A_{st}}}{\mathbf{3}}=\frac{48.25}{3}$= 16.08 cm^2➔ On propose une nappe de 6HA20.

C.N.F : $A_{min} = 0.23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b \times d$ = 5.03cm^2 ≤ A_{ser}➔**Condition vérifiée**.

VII.3.2. Ferraillage passif des voussoirs

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3: Ferraillage passif des voussoirs.

		Transversal	Longitudinal
Hourdis supérieur	**Nappe supérieure**	6HA32	6HA16
	Nappe inférieure	6HA32+6HA25	6HA20
Âme	**Nappe interne**	6HA20	6HA10
	Nappe externe	6HA20	
Hourdis inférieur	**Nappe supérieure**	6HA25	6HA12
	Nappe inférieure	6HA20	

N.B :les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans l'**annexe**.

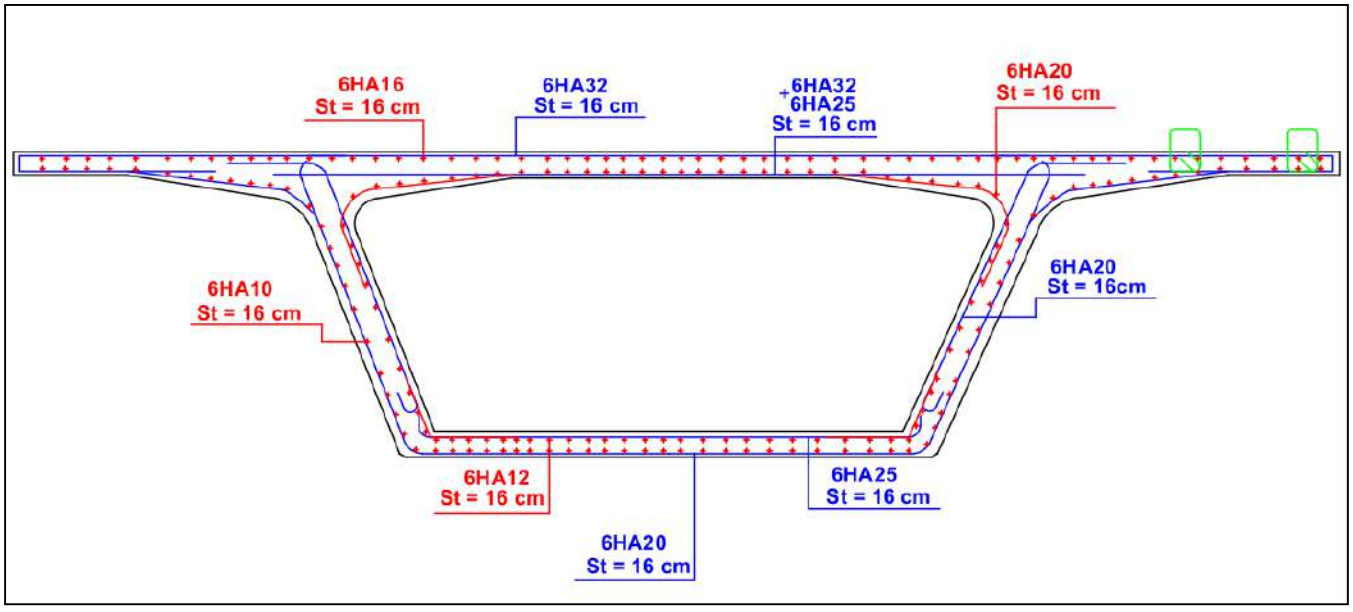


Figure VII.2:Schéma du ferraillage passif du voussoir courant.

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

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

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

Soit :

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

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

$$f_{cj}=0.68 f_{c28}\log(j+1)=16.63 \text{ MPa}.$$

$$f_{tj}=2.7 \text{ MPa}.$$

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

VII.4.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface (**Cf 01**, fin V1):

$$A_S = 0.04 \times \frac{P_{max}}{\overline{\sigma_S}} \text{ et } \overline{\sigma_S}=\frac{2}{3} f_e$$

Avec :

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, P_{max}= 2.32 MN.

Résultat :

A_S= 2.78cm^2 ➔Soit 4HA10.

VII.4.1.2. Effet d'éclatement

- **Contrainte de traction du béton**

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

Avec :

d_j :hauteur de prisme symétrique de niveau j= min (2c,c') = min (1.4 ; 0.29) = **0.29 m**
a_j: dimension de la plaque d'ancrage de niveau j, a_j = **0.25 m**.
e = 2×0.5 = 1 m : largeur de l'âme.

$$\sigma_{tj}=0.5\left(1-\frac{0.25}{0.29}\right)\times\frac{2.32}{1\times0.29}=0.55 \text{ MPa} \leq 3.37\text{MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de compression de béton**

$$\sigma_{xj}=\frac{P_{max}}{e\times d_j}\leq\frac{2}{3}f_{cj}$$

Résultat :

$$\sigma_{xj} = \frac{2.32}{1 \times 0.29} = 8 \text{ MPa} \leq 11.08 \text{ MPa}$$

- **Frettage d'éclatement**

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

$$A_{ej} = \frac{0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) P_{max}}{K_j \times \frac{2}{3} f_e} = 1.9 \text{ cm}^2$$

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

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max}\left(A_{ej}; 0.15 \frac{P_{max}}{\frac{2}{3} f_e}\right) = 1.6 \text{cm}^2$$

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

VII.4.2. Etude de bossage

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans des prismes spéciaux dites « bossages ».

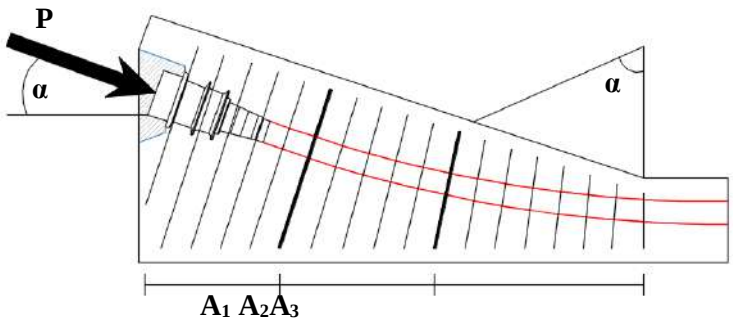


Figure VII.3: Aciers de bossage.

Sous l'effet de précontrainte P des câbles de continuité, les fibres transversales du hourdis se déforment : c'est l'effort d'entraînement derrière les bossages.

Pour éviter cet effet, on utilise un ferraillage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives. (Pour le câble C_C **01)**

- **Aciers d'éclatement A1**

Ils se situent sur une distance de **1.2C** en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_1 = \frac{0.15P}{f_{yd}} \; ; f_{yd} = \frac{f_e}{1.15}$$

Avec :

P : force précontrainte à l'ancrage.

Résultat :

$$A_1 = \frac{0.15 \times 2.32}{434.78} = \mathbf{8.00\ cm^2}$$

- **Aciers intermédiaires de couture**

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

$$A_2 = \frac{0.4 \times P}{f_{yd}} = \mathbf{21.34\ cm^2}$$

- **Acier de reprise de la poussée au vide**

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{2}{3}\frac{P}{f_{yd}} \sin\alpha = \mathbf{9.48\ cm^2}$$

Avec :

α: l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis, α = 0.27 rad.

- A_1 = **8.00 cm²**,soit 3 doubles cadres de HA14.
- A_2= **21.34 cm²**,soit 4 doubles cadres de HA16.
- A_3=**9.48 cm²**,soit 5 cadres de HA14.

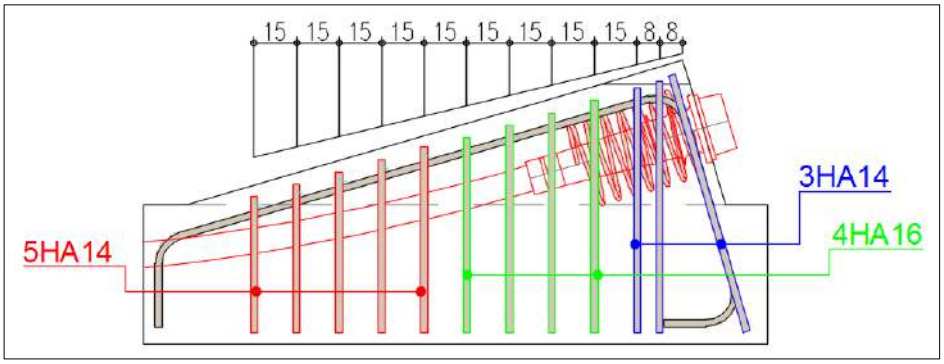


Figure VII.4:Schéma du ferraillage de bossage.

VII.5. CONCLUSION

Les voussoirs sont des éléments préfabriqués en béton armé, fortement sollicités. Pour qu'ils résistent convenablement ces efforts, on doit déterminer le ferraillage d'une section transversale.



EQUIPEMENTS DU TABLIER

VIII.1.INTRODUCTION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un pont. Ils sont considérés comme des accessoires très importants soit pour la sécurité des usagers (glissières, garde-corps…) ou pour la durabilité de l'ouvrage par l'assurance d'une meilleure transmission des efforts (appareils d'appui, dés d'appui …). Dans cette partie, on s'intéresse aux appareils d'appui, dés d'appui et aux joints de chaussée.

VIII.2.APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est De permettre :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan Perpendiculaire.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton ;
- Les appareils d'appuis spéciaux ;
- Les appareils d'appuis en acier ;
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

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

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau VIII.1:Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.

Combinaisons	R culées max (MN)	R piles max (MN)
1.35 G + 1.6 A(l) + 1.6 St	**6.171**	**22.285**
1.35 G + 1.6 Bc + 1.6 St	4.704	20.447
1.35 G + 1.6 Bt + 1.6 St	4.910	19.08
1.35 G + 1.35 Mc120	4.858	19.961
1.35 G + 1.35 D240	4.532	20.154

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

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.

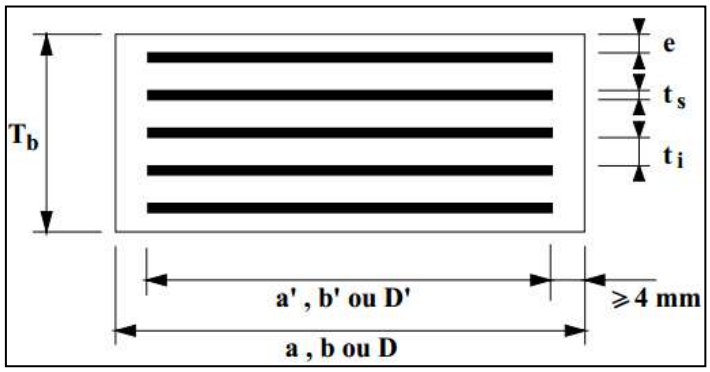


Figure VIII.1: Géométrie d'un appareil d'appui.

VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa, \text{ avec} N_{max} = \frac{R_{max}}{2}$$

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

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15}$$

Avec :

a : est le grand côté de l'élastomère.

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}; t_s \geq 2\ mm$$

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.

Tableau VIII.2: Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	Cas de la culée
R_{max}	22.285 MN	6.171 MN
N_{max}	11.14 MN	3.09 MN
a × b	a × b≥ 5570 cm^2	a × b≥1545 cm^2

	➔ (a × b) = (**800 × 800**) mm²	➔ (a×b) = (**400 × 400**) mm²
T	80 ≤ T ≤160	40≤ T ≤80
T_s	> 2.67 mm	> 2.96 mm
On prendra	• 6 Feuilles d'élastomère : t_i = 16mm. • 3 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = t_i/2 = 8mm. • 8 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm. • Enrobage des chants : 10 mm.	• 5 Feuilles d'élastomère : t_i = 10 mm. • 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = t_i/2 = 5mm. • 6 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm. • Enrobage des chants : 10 mm.
(a × b × t)	(**800 × 800 × 120**) mm³	(**400 × 400 × 60**) mm³

VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

VIII.2.3.1. Actions statiques

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \varepsilon$$

Avec :

X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité.

K_i : la rigidité des appuis (**Voir chapitre IX**).

ε_T : coefficient de la température, $\varepsilon_T = \lambda \times T$, avec **T=35°C** et $\lambda = 10^{-5}$.

ε_f : coefficient du fluage, $\varepsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}$

K_{fl} : vaut à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc **K_{fl} = 2.5**.

ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.

VIII.2.3.2. Actions dynamiques

Il y a une seule action dynamique, c'est celui de l'effort de freinage maximal dû à un camion **Bc** : F_{frr}= **0.30 MN**, (**Voir chapitre IV**).

VIII.2.3.3. Déplacement horizontal

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$$

Avec :

V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \varepsilon_T$.

V_{xf}: le raccourcissement dû au fluage, donné par : $V_{xf} = L \times \varepsilon_f$.

V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \varepsilon_r$.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussée) qui vaut 146 m.

V_{xfr} : le déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$Vx_{fr} = (F_{fr} \times T_q)/(2 \times G \times a \times b) \leq 1$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa.
T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

X_{CR}: centre de rigidité ; $\mathbf{X_{CR}} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i}$ par rapport à C1.

Tableau VIII.3: Efforts et déplacement horizontal du tablier.

$\|X_i\|$ (m)	K_i (MN/m)	$K_i/\sum K_i$	H_T (MN)	Hf_{lu} (MN)	H_r (MN)	H_{fr} (MN)	V_{xT} (m)	V_{xfl} (m)	V_{xr} (m)	V_{xfr} (m)	V_{Total} (m)	$\|X_i\|$ (m)	K_i (MN/m)
C1	72,95	5,76	0,147	0,105	0,084	0,057	0,051	0,190	0,026	0,018	0,015	0,005	0,063
P1	29,95	5,74	0,060	0,043	0,034	0,057	0,051	0,190	0,010	0,007	0,006	0,005	0,029
P2	30,05	5,70	0,060	0,043	0,034	0,057	0,051	0,188	0,011	0,008	0,006	0,005	0,029
C2	73,05	5,76	0,147	0,105	0,084	0,057	0,051	0,190	0,026	0,018	0,015	0,005	0,063

VIII.2.4. Vérifications des appareils d'appui

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

VIII.2.4.1. Résistance à la compression

- **Cas de la pile :**

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{11.14}{0.80 \times 0.80} = 17.40 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

- **Cas de la culée :**

$\sigma_{ap} = 19.31 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**.

VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec :

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

Application Numérique :

Cas de la pile :	**Cas de la culée :**
S=12.50; d=0.02 m	S= 10 ; d=0.02 m
h=0.078m ; B=0.64 m^2	h=0.078 m ; B=0.16 m^2
Pc= 69.23 MN ; Pu = 11.14 MN	Pc=11.08 MN ;Pu = 3.09 MN
$\gamma_s \times Pu = 33.42\ MN \leq Pc$	$\gamma_s \times Pu = 9.27\ MN \leq Pc$
➔**Condition vérifiée**.	➔**Condition vérifiée**.

VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

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

Pour : $p = Pu/Pc < 0.25$,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.

Application Numérique

Cas de la pile :	**Cas de la culée :**
b =800 mm ;T =120 mm	b= 400 mm ;T = 60 mm
p = 0.161	p = 0.279
δ_0 =5.55 ;On prend : δ_0 = 2	δ_0 =5.12; On prend : δ_0 = 2
δ_c = 1.16 ; V_x = 0.258 m	δ_c = 0.55 ; V_x= 0.285 m
δ = 1.245	δ = 2.196
➔**Condition non vérifiée**.	➔**Condition non vérifiée**.

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la culée et la pile.

VIII.2.4.4. Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{max} \text{ et } f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}$$

Avec :

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

Application Numérique :

Cas de la pile :	**Cas de la culée :**
N = 14.18 MN	N =7.08 MN
σ_m= 22.15 MPa ;f = 0.13	σ_m= 44.25 MPa ; f=0.11
H= **0.11MN**	H = **0.19 MN**
H<14.18×0.13=**1.8 MN**	H<7.08×0.13=**0.8MN**
➔**Condition vérifiée**.	➔**Condition vérifiée**.

VIII.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.

VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

$A = \Phi_A + 200$; $A = 800 + 200$ ➔ $A = 1000$ mm.
$B = \Phi_A + 200$; $B = 800 + 200$ ➔ $B = 1000$ mm.
$h \geq 2\, B_0 / P_0$; $h \geq 0.5$ m ; On prend : $h = 0.6$ m.

Avec :

$B_0 = A \times B = 1\ m^2$.
$P_0 = 2\,(A + B) = 4$ m.

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

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées selon le guide SETRA.

- **Armatures de chainage**

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$\mathbf{A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}} = \frac{0.25 \times 11.14}{434.78} = 64.05 cm^2 \text{ ; } \mathbf{Soit\ 14HA25}$$

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$\mathbf{A_h} = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 11.14}{434.78} = 32.02 cm^2 \text{ ; } \mathbf{Soit\ 7HA25}$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$\mathbf{A_s} = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 11.14}{434.78} = 10.24 cm^2 \text{ ; } \mathbf{Soit8HA14}$$

- **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.

$$\mathbf{A_i} = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 11.14}{434.78} = 25.62 cm^2 \text{ ; } \mathbf{Soit\ 14HA16}$$

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

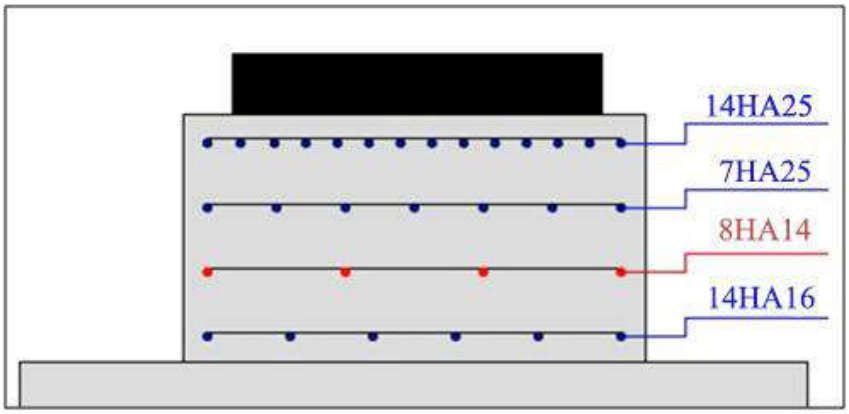


Figure VIII.2: Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

VIII.3.3. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la culée

$A = \Phi_A + 200$; $A = 400 + 200$ ➔ $A = 600$ mm.
$B = \Phi_A + 200$; $B = 400 + 200$ ➔ $B = 600$ mm.
$h \geq 2\ B_0 / P_0$; $h \geq 0.3$ m ; On prend : $h = 0.4$ m.

Avec :

$B_0 = A \times B = 0.36\ m^2$.
$P_0 = 2\ (A + B) = 2.4$ m.

VIII.3.4. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées selon le guide SETRA.

- **Armatures de chainage**

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$\mathbf{A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}} = \frac{0.25 \times 3.09}{434.78} 17.76 cm^2 \text{ ; } \mathbf{Soit\ 6HA20}$$

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$\mathbf{A_h} = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 3.09}{434.78} = 8.38 cm^2 \text{ ; } \mathbf{Soit 6HA14}$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$\mathbf{A_s} = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 3.09}{434.78} = 2.84 cm^2 \text{ ; } \mathbf{Soit 2HA14}$$

➢ **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.

$$\mathbf{A_i}=\frac{0.10\times N}{\sigma_s}=\frac{0.10\times 3.09}{434.78}=7.10\ cm^2\ ;\ \textbf{Soit 4HA16}$$

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

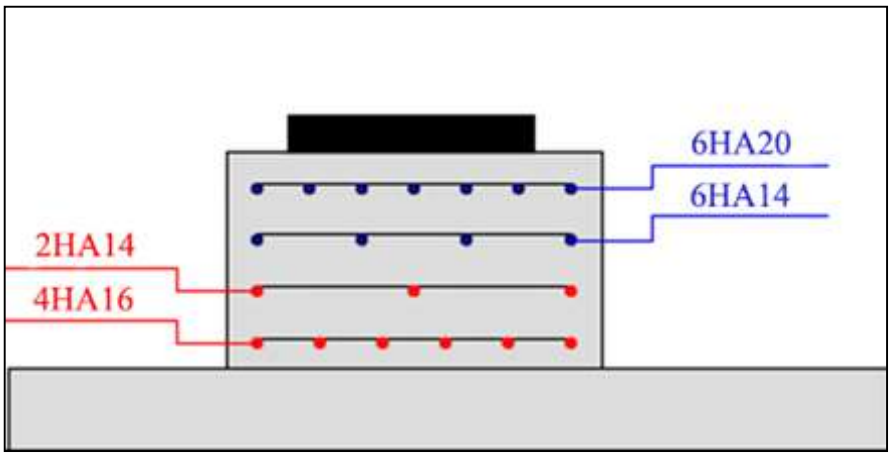


Figure VIII.3:Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers du viaduc subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VIII.4.1. Dimensionnement

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

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

$$\mathbf{W = W_D + 0.3\,W_T + \frac{W_S}{3}}$$

Avec :

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 W_T,$W_D$sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 12.9 cm).

Donc : W **= 9.1 cm**.

VIII.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 **9.1** 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.

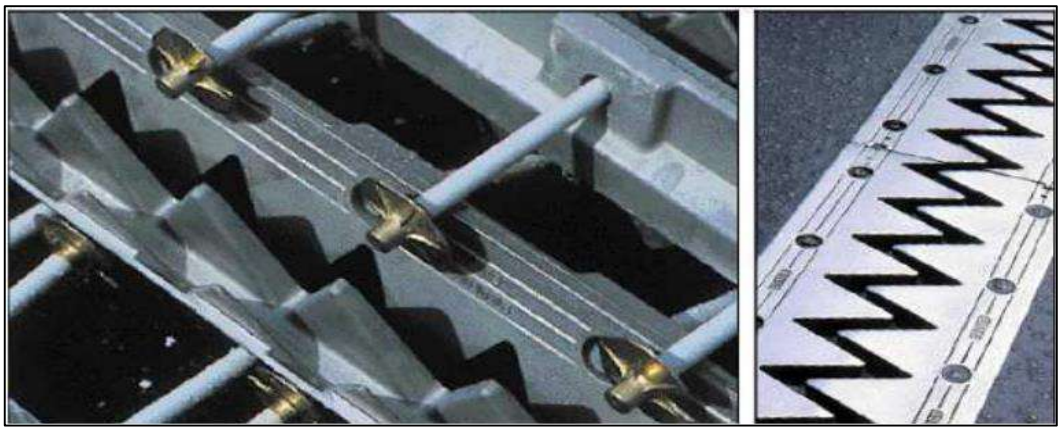


Figure VIII.4: Joint du type Wd.

Tableau VIII.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 210 mm.

VIII.5. CONCLUSION

Pour améliorer la sécurité et le confort des usagers et assure la protection des éléments de l'ouvrage certain dispositifs doit être prise avant l'ouverture de pont à la circulation, on les regroupe sous le nom « équipements de pont ».



ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le mauvais dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. D'une part cela exige une liaison efficace entre la fondation et la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un élément intermédiaire qui joue le rôle d'un appui pour le tablier de pont et même de transmettre les charges au sol de fondation, il y a plusieurs types des piles parmi ces types : les piles voile, et les piles de type poteau.

Tableau IX.1: Hauteurs des piles.

Piles	P1	P2
Hauteur (m)	13.5	19.25

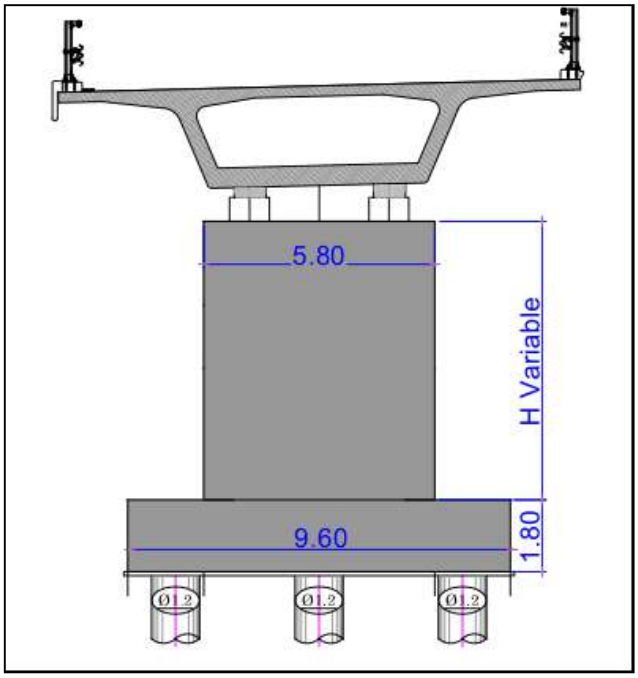


Figure IX.1: Dimensions de la pile.

IX.2.1. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis.

$$K_{a-app} = \mathrm{G} \times \frac{a \times b}{T} \; ; K_{pile} = \frac{3EI}{h^3} \; ; \; K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{a-app}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

G : 0.9MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} = 27.

Tableau IX.2: Raideurs longitudinales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)		K pile (MN/m)	K Appuis longitudinale (MN/m)	
		Ks	Kd		Ks	Kd
C_1	1.93	2.40	3.20	Infinie	4.80	6.40
P_1	13.5	4.80	6.40	151.38	9.03	11.80
P_2	19.25	4.80	6.40	52.21	8.11	10.28
C2	1.93	2.4	3.20	Infinie	4.80	6.40

Tableau IX.3: Raideurs transversales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)		K pile (MN/m)	K Appuis transversale (MN/m)	
		Ks	Kd		Ks	Kd
C_1	1.93	2.4	3.20	Infinie	4.80	3.20
P_1	13.5	4.8	6.40	1275	9.53	12.67
P_2	19.25	4.8	6.40	439.76	9.39	12.44
C2	1.93	2.4	3.20	Infinie	4.80	3.20

IX.2.2. Etude sismique

IX.2.2.1. Caractéristiques de l'ouvragerelativesà l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de **1eme**groupe.
- Le sol est de catégorie **S2** (site moyennement meuble).
- L'ouvrage est classé en zone **IIa** (moyenne sismicité**).**
- L'accélération de zone **A= 0.25**.

IX.2.2.2. 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 :

✓ **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre). Dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles on doit vérifier que la masse totale des piles **Mp** doit être inférieur à 43% de la masse du tablier **Mt.**

Application numérique

Mp=ρ×Σ Si × Hi=25×(37,48×5,8+25,95×5,8)
➔**Mp**= 9197.35 KN.
➔**Mt**=34333.58 KN **(CHAPITRE.IV)**

Mp ≤ 0.43 Mt =14763.43 KN ➔**Condition vérifiée**

- ✓ **Angle de biais**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

➔**Condition vérifiée (**il s'agit d'un pont sans biais**).**

- ✓ **Courbure de pont**

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente a l'axe) est inférieure à 30 grades et les Raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par Rapport aux valeurs calculés sans courbure.

Dans notre pont il y a aucun courbe ➔**Condition vérifiée**

- ✓ **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_0) n'excède pas 5% de la distance entre Appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal **: $e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\%L$**

$$X_M = \frac{L}{2} \text{ et } X_R = \frac{\Sigma XiKi}{\Sigma Ki} \quad \text{.....(IX.2)}$$

Application numérique

$X_M = 146/2 = 73$ m
X_R= 72.95 m

$|73 - 72.95| \leq 7.3$ m ➔**Condition vérifiée.**

IX.2.2.3. Spectre de réponse

On réutilisera le modèle longitudinal pour faire notre calcul multimodal en utilisant un logiciel de calcul, on a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

➢ **Spectre de réponse horizontale**

Pour les deux directions longitudinale et transversale on utilise le spectre montré dans la **figure IX.2**.

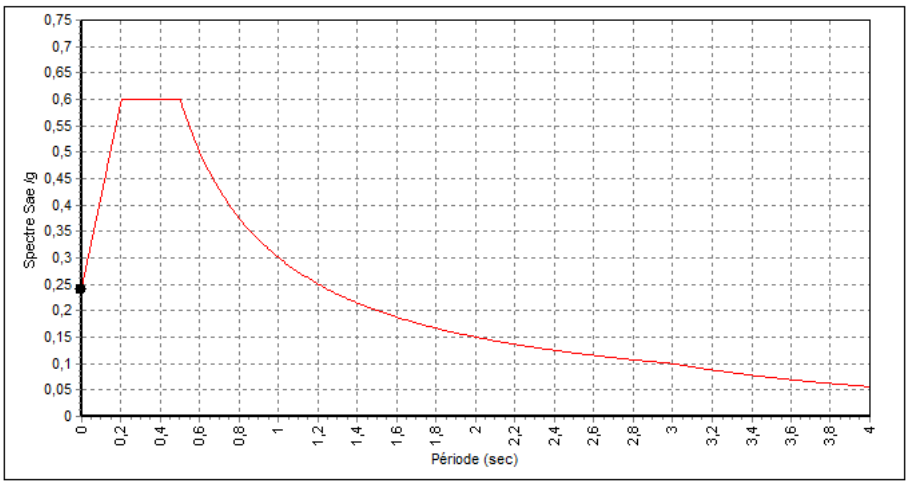


Figure IX.2: Spectre de réponse horizontale.

➢ **Spectre de réponse verticale**

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 ; donc on n'a pas besoin d'un spectre de réponse verticale.

IX.2.2.4. Période propre :

Après le calcul des modes propres (**Voir Annexe**) :

- T=**1.69s**pourle sens longitudinal et transversal.

IX.2.2.5. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$\mathbf{FL = MT \times Sa\ (T)}$$

Avec :

- **MT** : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmenter de la masse de la moitié supérieure des piles.
- **MT** =34333.575+ 4598 .45 **= 38 932.03kN = 38 93.203 t.**

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

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

(T1, T2) = *f* (S2) ➔(T1, T2) = (0.15 ; 0.40) et **S = 1.10**
g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s2.
ξ : taux d'amortissement 5 %.
η : facteur de correction de l'amortissement : η=1.
S : coefficient du site.
T =1.69s: période fondamentale de l'ouvrage.
A : coefficient d'accélération.

Application Numérique

$T_2 < T < 3.00$ s ➔$Sa(T ; \xi) = 2.5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T)$ **= 1.60 m/s²** ;
$F_L = M_T \times Sa\ (T)$ ➔$F_L = 1.60 \times 38\ 93.203$**= 6 229.125 kN.**

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui en fonction des raideurs longitudinale.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Appuis	C1	P1	P_2	C_2
F_L (kN)	1430	1415.8	1389.6	1430
Déplacement du tablier (cm)	11.2	11.2	11.2	11.2

IX.2.2.6. Evaluation de l'effort sismique transversal

C'est la même étude du sens longitudinal et on trouve :

Application Numérique :

$T_2 < T < 3.00$ s ➔$Sa(T ; \xi) = 2.5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T)$ **= 1.65 m/s²** ;
$F_L = M_T \times Sa\ (T)$ ➔$F_L = 1.65 \times 38\ 93.203$**= 6 423.785 kN.**

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui en fonction des raideurs transversale, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort séismique (pile 1) kN
Ex (Longitudinal)	1	0,3	0,3	1 784,5
Ey (Transversal)	0,3	1	0,3	1 823,73

IX.2.2.7. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile (détail de calcul **Voir Annexe**).

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

Appuis	C1	P1	P_2	C_2
F_L (KN)	1474.7	1359.8	1184.4	1474.7
Déplacement du tablier (cm)	11.2	11.2	11.5	11.5

IX.2.3. Descend des charges

IX.2.3.1. Efforts dus à la pile et au tablier

Les résultats des efforts sont résumés dans le **tableau IX.7.**

Tableau IX.7: Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Sollicitations / Désignations	Vertical (kN)	Horizontal (kN)	Moment (kN.m)
Voile	5434.6	-	-
G_{max} Tablier	17026	-	-
A(l) 3 Voies	3131.09	-	-
Bc 3 Voies	1360	-	-
Bt 3 Voies	800.61	-	-
Mc 120	1878.57	-	-
D240	2504.71	-	-
Freinage A(l) 3 Vs	-	124.52	2471.722
Freinage Bc 3Vs	-	150	2977.5
H_T	-	29.80	591.53
H_{flv} (Ret + flu)	-	47.30	938.905
Séisme longitudinal	-	1 784,5	35422.325
Séisme transversal	-	1 823,73	36201.0405

NB1: Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas de la pile.
- Centre de la pile.

NB2: Les forces horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inférieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égale à : $H = H_{dé\ d'appui} + H_{pile} = 19.85m$

IX.2.3.2. Combinaison des efforts :

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

Tableau IX.8: Combinaison des efforts.

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	G + 1.2 A(l)3Vs + St + 0.6H_T + H_{flv}	ELA longitudinal	G + Ex + 0.2A(l)3Vs + 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 Bc3Vs+ St + 0.6T + H_{flv}		G + Ex + 0.2 Bc3Vs + 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)3Vs+1.6St + 0.9H_T + H_{flv}	ELA transversal	G + Ey + 0.2A(l)3Vs + 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 Bc Vs+1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}		G + Ey + 0.2 Bc3Vs + 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}

IX.2.4. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

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

I_x=**3.86 m^4** ;I_y=**32.51 m^4** ; **S=37.48 m^2** ; **h= 19.25 m**

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

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

Avec :

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : **l_f = 2 × h= 38.5 m.**
***i* :** rayon de giration.

$$i_{x.y}=\sqrt{\frac{I}{S}}=0.93 \text{ m} \rightarrow \lambda=41.39<70 .$$

Donc pas de risque de flambement autour de l'axe x-x (transversal) et de l'axe y-y (Longitudinal)

IX.2.5. Ferraillage de la pile

IX.2.5.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le **tableau IX.9** (détail de calcul Voire **Annexe**)

Tableau IX.9: Sollicitations les plus défavorables pour la pile 2.

Etat	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
ELU	35531.22	289.91	5580.69
ELS	26356.81	214.10	4131.12
ELA	26100	4450	53860

IX.2.5.2. La section d'acier

Avec un logiciel qui calcule la section d'acier et fait la vérification (détail de calcul **Voire Annexe**) on obtient :

As = 30 cm^2/ml ➔**7HA25/ml** avec St = 14 cm dans les deux sens. Voir Figure **IX.4.**

IX.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant

V_u=P $_{horizontal}$ (ELU) =57.01kN

$$\tau_u=\frac{V_u}{bd}=\frac{0.057}{1.16}=0.049 \text{ MPa.}$$

$\tau_u' = \inf\{4MPa; 0.1f_{c28}\} = 2.7$ MPa. (Fissuration préjudiciable). $\tau_u' \geq \tau_u$ ➔**vérifiée**

On opte pour des cadres horizontales de **HA20** avec St=20cm

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

IX.3.1. Prédimensionnement de la culée

Tableau IX.10: Les dimensions des éléments de la culée.

Mur frontale	Mue de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Longueur : 13.40 m Epaisseur : 3.28 m Hauteur : 1.93 m	Longueur : 12.20 m Epaisseur : 0.4 m Hauteur : 3.8 m	Surface : 18.46 m² Epaisseur : 0.6 m	Longueur : 4 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 12 m	Longueur : 13.40 m Epaisseur : 1.8 m Largeur : 6.5 m

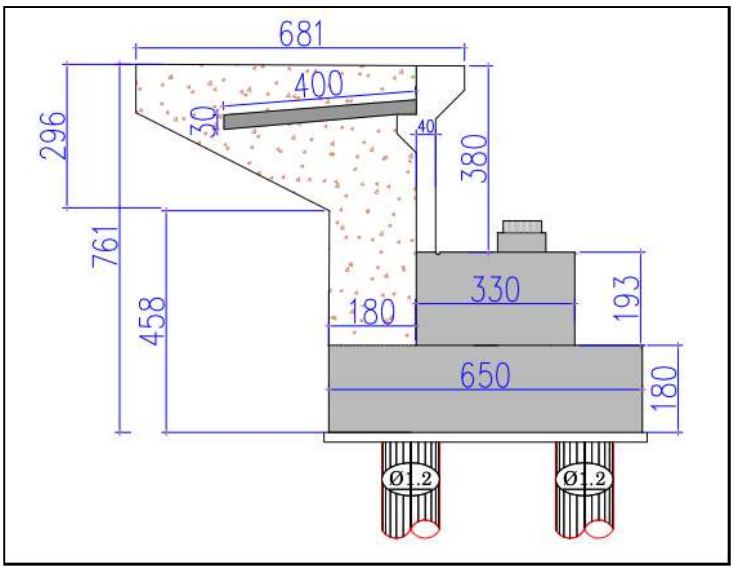


Figure IX.3: Les dimensions des éléments de la culée.

IX.3.2. Efforts dus à la culée

❖ 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 :

$k_h = 0.25$; $k_v = 0.03 \times k_h = 0.08$

k_h : Coefficient sismique horizontal ;
k_v : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah}=\frac{1}{2}\gamma(1\pm k_v)k_{ad}\times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA** :

$$k_{ad}=\frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\sin\varphi.\sin(\varphi-\beta-\theta)\Big/\cos\beta.\cos\theta}\right]}$$

Avec :

H : est la hauteur du mur.
γ : est le poids des terres.
$\varphi = 30°$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.
$\theta=\text{arctg}\left(\frac{k_H}{1\pm k_v}\right)$.

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.11: Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Action du séisme	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0,33
séisme «horizontal ; 1+kv»	0.25	0.08	13.09	0.50
séisme «horizontal ; 1-kv »	0.25	-0.08	15.12	0.54

Tableau IX.12: Evaluations des efforts du mur frontale et tablier

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	2120,68	/	0	0,965	0	/
DDT	180,00	/	1,88	4,78	293,4	/
Mur en R	0	/	0	0	0	/

Corbeau	72,60	/	1,86	4,46	116,886	/
MGG	616,71	/	1,49	4,21	891,55	/
Poids des T sur DDT	304,92	/	1,88	4,78	497,0196	/
Poussée Mur Frontal	/	1338,80472	/	-1,93	/	-2588,36
Poussée DDT	/	0	/	0,00	/	0
Poids Sur 10kN/m²	240,00	/	1,88	/	515,3148	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	231,59	/	-2,90	/	-1153,18
	M Renversant : (-)			**M Stabilisant : (+)**		

Efforts dus au tablier :

Rg	6956,50	/	-0,75	/	-5217,38	/
R(Al)	1674,90	/	-0,75	/	-1256,18	/
Rbc	224,22	/	-0,75	/	-168,17	/
RMc120	1170,57	/	-0,75	/	-877,93	/
RD240	1949,27	/	-0,75	/	-1461,95	/
RST	0,00	/	-0,75	/	0,00	/
Hf+r	/	23,65	/	-1,93	/	-45,64
HT°	/	14,90	/	-1,93	/	-28,76
Frein Al	/	124,52	/	-1,93	/	-240,32
Frein Bc	/	150,00	/	-1,93	/	-289,50

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas de la semelle.
- Centre de la semelle.

Les combinaisons et les sollicitations sont montrés dans **l'Annexe.**

IX.3.3. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.3.1. Ferraillage du mur garde grève

❖ **Evaluation des efforts**

➢ **Moment des poussées des terres**

$$\mathbf{M_p}=\frac{P\times H}{3} \text{ et } P=\frac{1}{2}K_a\times\gamma\times H^2\times L$$

Avec :

H : hauteur des remblais, **H = 3.85 m**.

$\mathbf{K_a}$: coefficient de poussée des terres, $\mathbf{K_a = 0.33}$.

L : longueur des remblais, **L= 1 m**.

- $\mathbf{M_{P\text{-}ELS}}$ **= 56.50 kN.m/ml**.
- $\mathbf{M_{P\text{-}ELU}}$ **= 76.27kN.m/ml**.

➢ **Moment due à la force de freinage $\mathbf{M_{f\,Bc}}$**

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{M_f = \frac{2\,\mu\times P\times h}{0.25\times 2h}}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L.U et μ = 1.2 à l'E.L.S ;P = 60 kN.

- $\mathbf{M_{f\text{-}ELS}}$ **= 69.74kN.m/ml.**
- $\mathbf{M_{f\text{-}ELU}}$ **= 92.98 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 :

$$\mathbf{M_P=\frac{12K}{0.75+2h}\int_0^h\frac{h-x}{(0.25+x)}dx} \text{ et } \mathbf{K=K_a\times b_c\times\delta\times\gamma}$$

Avec :

γ : coefficient de pondération. γ= 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.

Bc: coefficient de pondération du système **Bc**.

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

- $\mathbf{M_{P\text{-}ELS}}$ **= 55.35 kN.m/ml**.
- $\mathbf{M_{P\text{-}ELU}}$ **= 73,79kN.m/ml**.

➢ **Combinaison d'actions sur le MGG**

- $\mathbf{M_{ELS}}=M_G+1.2M_Q$**=181.58 kN.m/ml.**
- $\mathbf{M_{ELU}}=1.35M_G+1.6M_Q$ **= 243.04 kN.m/ml**.

❖ **Ferraillage de mur garde-grève (Voir FigureIX.5)**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve As = **17.9 cm².**

On prend **4HA25/ml** ; As = 19.63 cm².avec St= **25cm.**

Armatures horizontales: Ast= As/4 = 5.97 cm² ; Soit : **6HA12/ml** avec **St= 16cm**.

Armature de construction: A's = As/3 = 6.54 cm², ; Soit : **6HA12/ml** avec **St= 16cm**

IX.3.3.2. Dalle de transition

❖ **Evaluation des efforts**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

- Remblais : $G_{remblais} = 18 \times 1.34$ ➔$G_{remblais} = 24.12$ KN/ml ;
- Poids propre de la dalle : $G_{P.Dalle} = 25 \times 0.3$ ➔$G_{P.dalle} = 7.5$ KN/ml ;
- Revêtement : $G_{Revêtement} = 24 \times 0.08$ ➔$G_{Revêtement} = 1.92$ KN/ml ;
- Surcharge d'exploitation : ➔ Q = 10KN/ml.

Tableau IX.13: 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	120.56	120.56
ELS	G+1.2Q	91.08	91.08

❖ **Ferraillage de la dalle de transition (Voir FigureIX.5)** :

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve As = 16.5 cm² ;

$A_s = 16.5$ cm²On prend **4HA25/ml** avec St =25 cm.

Armatures longitudinales : Ast= As/4 = 6.5 cm², Soit : **4HA14/ml** avec St =25cm (nappe supérieur et nappe inferieur).

Armature de construction: A's = As/3 = 8.7 cm², Soit : **4HA14/ml** avec St= 25 cm.

IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

❖ **Evaluation des efforts :**

Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2}; \quad R_{Rem} = \frac{33.54 \times 4}{2} = 67.08 \text{ kN/m}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges des remblais ; $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p\ dalle}$.

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$\mathbf{R_{sur\text{-}remblais}}=\frac{ql}{2} \;\; ; \;\; \mathbf{R_{sur\text{-}remblais}}=\frac{10\times4}{2}=\mathbf{20\ kN/ml}$$

Avec :

q : surchargessur remblais.

Réaction due au poids du corbeau :

$\mathbf{R_{Cor}=V\times\gamma}$

Avec :

V : volume du corbeau.

γ : densité du béton.

$\mathbf{R_{Cor}}=2.904\times25=72.6$ kN/ml

❖ **Combinaison d'actions sur le corbeau**

- $\mathbf{R_{ELU}}$ = 1,35 × M_G + 1,6 × M_Q = **122.56 kN/ml .**
- $\mathbf{R_{ELS}}$ = M_G + 1,2 × M_Q = **91.09 kN/ml .**

❖ **Ferraillage du corbeau (Voir FigureIX.5)**

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : A_s =11.02 cm² On prend **6HA16/ml** avec St = 16 cm.

Armature de construction : A's = As/3 ; Soit : **4HA12/ml** avec St= 25 cm.

IX.3.3.4. 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 :

- Poussée des terres : P_{terres} = 0.5× (0.333×18×5.8²×1) = 100.81kN/ml.
- Poussée des surcharges de remblais : Psr = 3,33 kN/m^2.
- Poids de CCP : P_{eq} = 7.7 kN/ml.
- Poids propre du mur (logiciel).

❖ **Combinaisons des efforts**

E.L.S : **Mu** = (Mt + M_{pp}+ M_{CCP}) + 1,2 (Msr).

E.L.U : **Mu** =1,35(Mt + M_{pp}+ M_{CCP}) + 1,6 (Msr).

❖ **Résultat et ferraillage (Voir FigureIX.5)**

Tableau IX.14: Résultats et ferraillage du mur en retour.

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens Verticale	**Coté remblais**	180	130	10.2	**4HA20**
	Coté extérieure	90	78	6	**4HA14**
Sens Horizontale	**Coté remblais**	138	103	8	**4HA16**
	Coté extérieure	52	39.55	5.5	**4HA14**

IX.3.3.5. 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).

❖ **Combinaison d'actions**

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul (**Voir Annexe**).

Tableau IX.15: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Cas	N (kN/ml)	T (kN/ml)	M (kN.m/ml)
ELS max	915.02	123.08	586.98
ELU max	1594.26	214.31	1004.84
ELA max	159.05	530.17	1465.92

❖ **Ferraillage mur frontal (Voir Figure IX.5)**

Ferraillage vertical: Avec logiciel de calcul on trouve A_s = 32.8 cm² On prend **7HA25/ml** avec St=14 cm.

Ferraillage horizontal: Ast = As/4 ; Soit : **6HA12/ml** avec St=16 cm.

Armature de construction: A's = As/3 ; Soit : **7HA14/ml** avec St=16 cm.

IX.4. ETUDE DES FONDATION

IX.4.1. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX.16. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur :	13.20	**Longueur :**	6.5
Largeur :	9.6	**Largeur :**	13.4
Epaisseur :	1.8	**Epaisseur :**	1.8

Les résultats des efforts agissant sur la semelle sont récapitulés dans l'***Annexe***

IX.4.1.1. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul **Voire Annexe**) :

Tableau IX.17: Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

	Sous la pile			Sous la culée		
Etat	**N (kN)**	**H (kN)**	**M (kN.m)**	**N (kN)**	**H (kN)**	**M (kN.m)**
ELU	43229,46	330,67	6960,69	32806,27	4339,7	11694,86
ELS	32068.21	245.18	8306.40	18540.16	2477.94	5775.41
ELA	26100.00	4450.00	53860.00	11194.72	8342.08	26644.68

IX.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

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau IX.18: Nombre de pieux sous la semelle.

Cas de la pile		Cas de la culée	
N_{max}(KN)	32068.21	**N_{max}**	18540.16
Q_P(KN)	3500	**Q_P**	3385
n_p	9.6	**n_p**	5.47
On prend	**12 pieux 12 m de profondeur**	**On prend**	**8 pieux 12 m de profondeur**

IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux.
N : effort normal.
Mx, **My** : moments dans les sens x,y.
X = y = 3.6 m : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau IX.19:Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.

	Cas de la pile		Cas de la culée	
Etat	**N max (kN)**	**Nmin(kN)**	**N max (kN)**	**Nmin(kN)**
ELU	3771.97	3238.00	4762.06	3137.71
ELS	2797.83	2397.35	2718.59	2323.97
ELA	4967.62	1282.08	2216.78	1337.43

❖ **Cas de la pile :**

$N_{max\text{-}els}$ = 2797.83kN<4175kN ;
$N_{max\text{-}ela}$ = 4967.62 kN<7217 kN.➔pas de risque de poinçonnement.

N_{min}> 0.➔pas de risque de soulèvement.

❖ **Cas de la culée:**

$N_{max\text{-}els}$ = 2718.59 kN<3731 kN ;
$N_{max\text{-}ela}$ = 2216.78kN <6479 kN.➔pas de risque de poinçonnement.

N_{min}>0 ➔pas de risque de soulèvement.

IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h = H – d'.
L : entraxe entre les pieux.
b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau IX.20: La vérification des conditions de la méthode des bielles.

Cas de la pile		Cas de la culée	
L (m)	3.6	**L (m)**	3.6

b (m)	2	b (m)	3.28
H (m)	1.8	H (m)	1.8
d' (m)	0.1	d' (m)	0.1
h (m)	1.7	h (m)	1.7
$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$(m)	1.3	$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$(m)	0.98
$\alpha_1=\alpha_2=arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°)$	52.63	$\alpha_1=\alpha_2=arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°)$	60.03
Conditions	Vérifiées	Conditions	Vérifiées

D'après le document « **SETRA** » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S=\frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}}\times\frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h}$$

Application Numérique :

Cas de la pile

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 2.8 MN ;
$N_{Max\text{-}ELA}$=4.2 MN ;
$\overline{\sigma_a(els)}=\frac{2}{3}f_e$=333.33MPa ;
$\overline{\sigma_a(ela)}=f_e$=500 MPa ;
As-$_{ELS}$ = 64.19 cm^2;
As-$_{ELA}$ = 64.24 cm^2.

Cas de la culée

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 2.72 MN ;
$N_{Max\text{-}ELA}$ = 4 MN ;
$\overline{\sigma_a(els)}$= 333.33MPa ;
$\overline{\sigma_a(ela)}$=500 MPa ;
As-$_{ELS}$ = 46.69 cm^2;
As-$_{ELA}$ = 46.25 cm^2.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φ$_{pieu}$.**

- **Pour la semelle sous la pile(Voir Figure IX.4)**

Armatures transversales inférieure :

As = As /2.9= 22.15 cm^2/ml ; Soit : 4HA25, avec un espacement de 25 cm.

Armatures transversales supérieure :

As$_2$ = As/3=7.37 cm^2/ml ; Soit : 4HA16, avec un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As$_1$ = As/2= 11.07cm^2/ml ; Soit :4HA20, avec un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

$As_3 = As/4 = 5.53\ cm^2/ml$; Soit :4HA14, avec un espacement de 25 cm.

Armatures latérales :

$As_4 = As/10 = 2.21\ cm^2/ml$; Soit : 3HA10, avec un espacement de 30cm.

- **Pour la semelle sous la culée (Voir Figure IX.5)**

Armatures transversales inférieure :

$As = As/2.9 = 16.1\ cm^2/ml$; Soit :4HA25, avec un espacement de 25 cm.

Armatures transversales supérieure :

$As_2 = As/3 = 5.36\ cm^2/ml$; Soit :4HA14, avec un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

$As_1 = As/2 = 8.05\ cm^2/ml$; Soit :5HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

$As_3 = As/4 = 4.025\ cm^2/ml$; Soit : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

$As_4 = As/10 = 1.61\ cm^2/ml$; Soit : 3HA10, avec un espacement de 30 cm

IX.4.2. Etude des pieux

IX.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u b y = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu.
$\mathbf{C_U}$: module de réaction du sol.
y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec :

α : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

❖ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Application Numérique

C_u = 30MN/m^3 ;I = 0,102 m^4 ;
E = 32164MPa ;**λ = 0,228 ;**
b = 1,20 m ;**λ.L= 2.753.**

C_u : module de réaction du sol
E : module d'élasticité du béton
I : moment d'inertie d'un pieu
b : diamètre du pieu

D'où, en tire les valeurs de (X_φ^H , X_φ^M) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda.L = 2.753 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1,21 \\ X_\varphi^M = 1,51 \end{cases}$$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau IX.21: Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	**H_{max} (kN)**	**$\bar{P}$(kN/pieu)**	**$\bar{M}$(kN.m)**	**H_{max} (kN)**	**$\bar{P}$(kN/pieu)**	**$\bar{M}$(kN.m)**
ELU	314.33	24.16	-83.91	22668.22	917.47	-3186.69
ELS	233.45	17.88	-62.1	16794.85	309.74	-1075.85
ELA	4450.00	370.88	-1328.97	8342.08	1042.76	-3736.52

IX.4.2.2. Ferraillage des pieux

Les pieux travaillent en flexion composée, leurs ferraillages se feront à l'aide du logiciel Robot expert. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve pour les deux cas(sous pile et sous culée):

As = 113.1 cm² Donc : on prend **24HA25**. (Voir Figure **IX.4)**

L'espacement : St =2πR/n=2π×60/12= 16 cm

As = 150.7 cm² Donc : on prend **19HA32**. (Voir Figure **IX.5)**

L'espacement : St =19 cm

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA16** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

IX.5. CONCLUSION

La culée et les pieux sont des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elles servent comme appuis extrêmes au tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

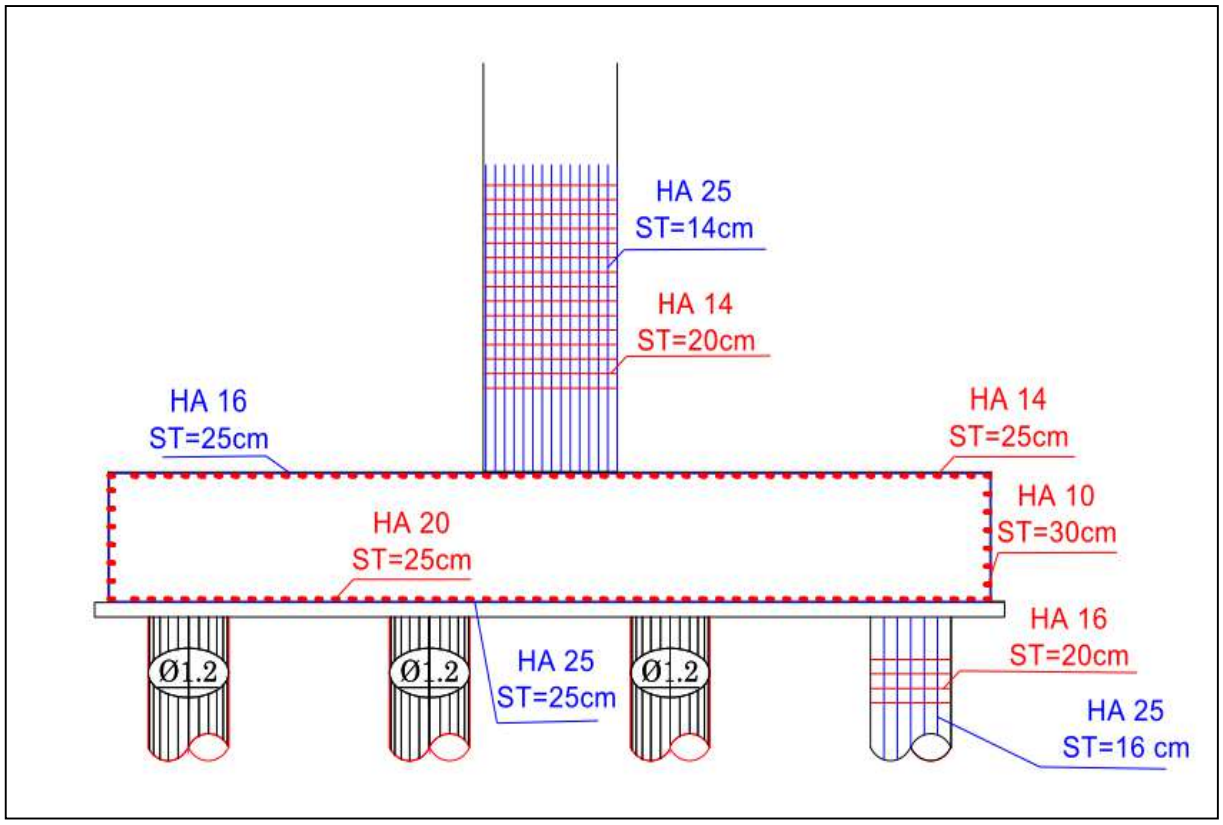


Figure IX.4: Ferraillage des éléments de la pile.

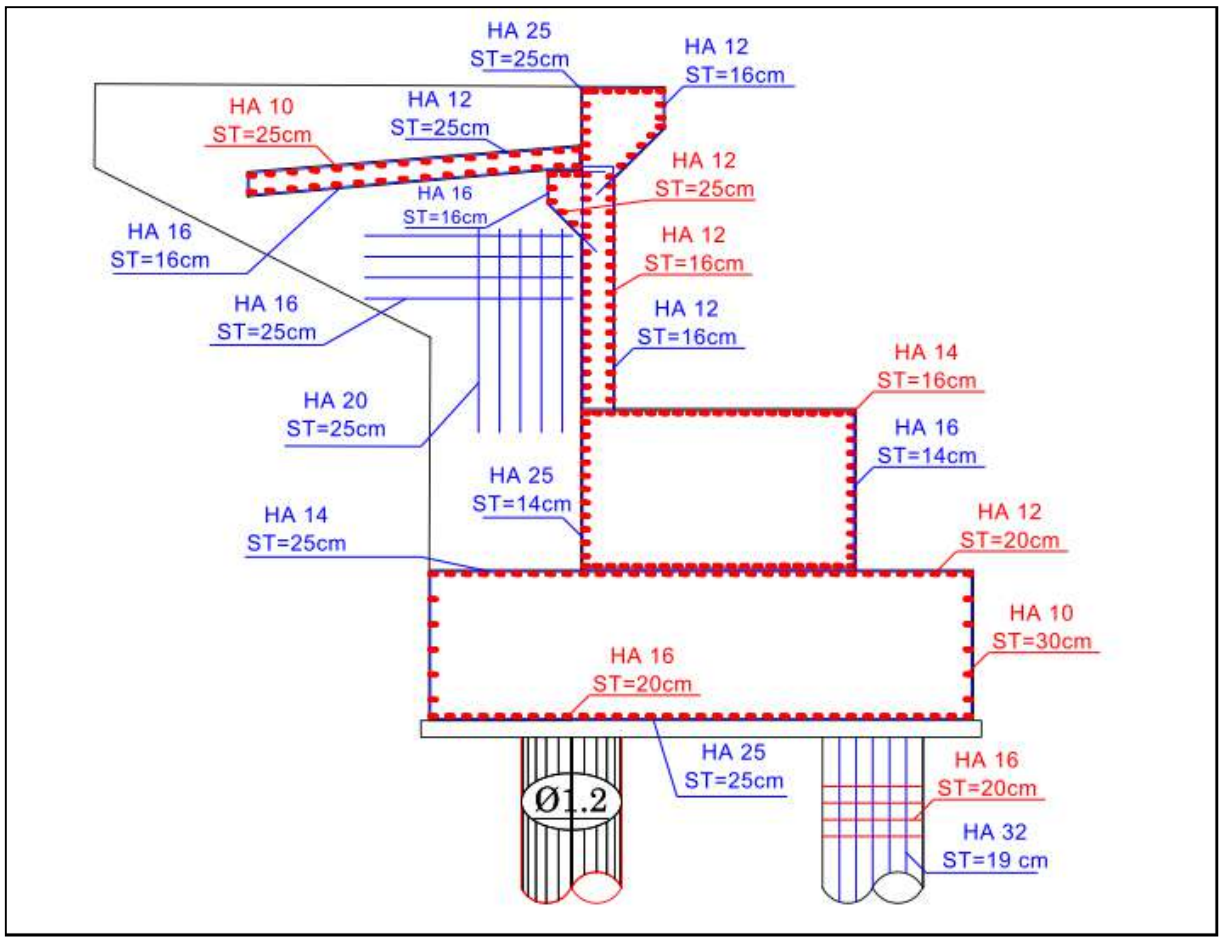
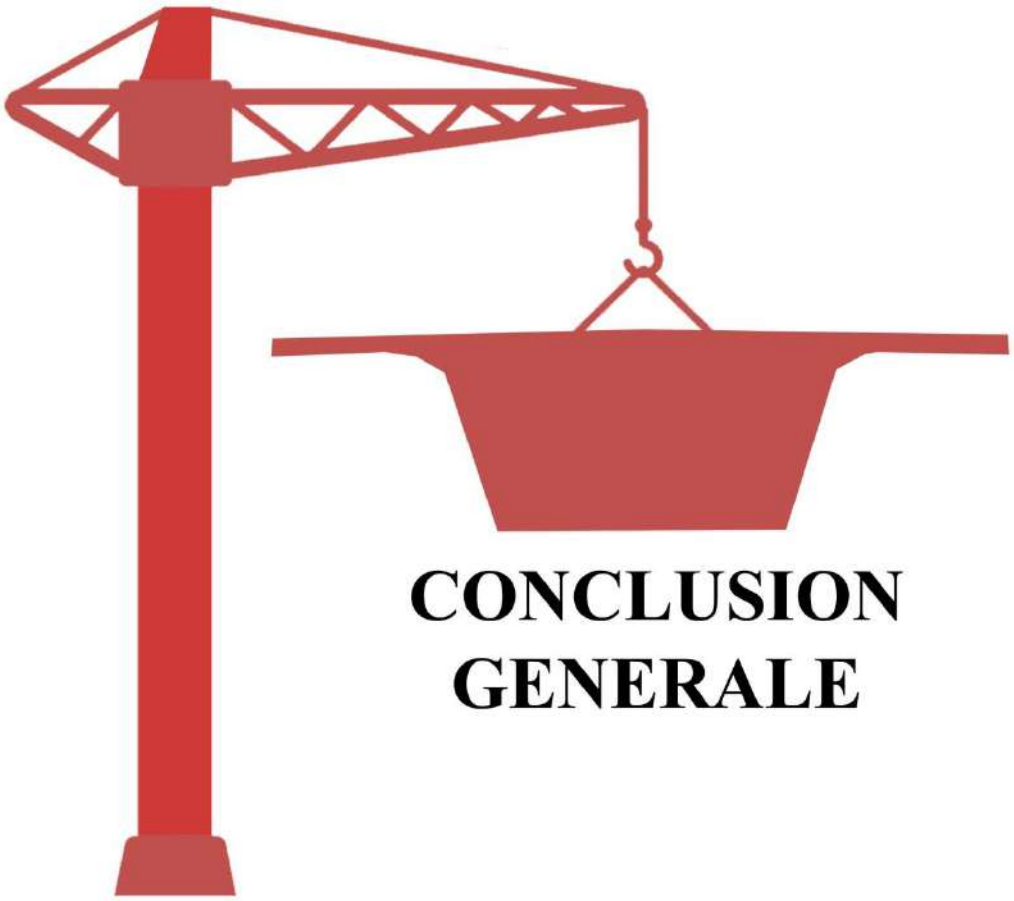


Figure IX.5: Ferraillage des éléments de la culée



CONCLUSION GENERALE

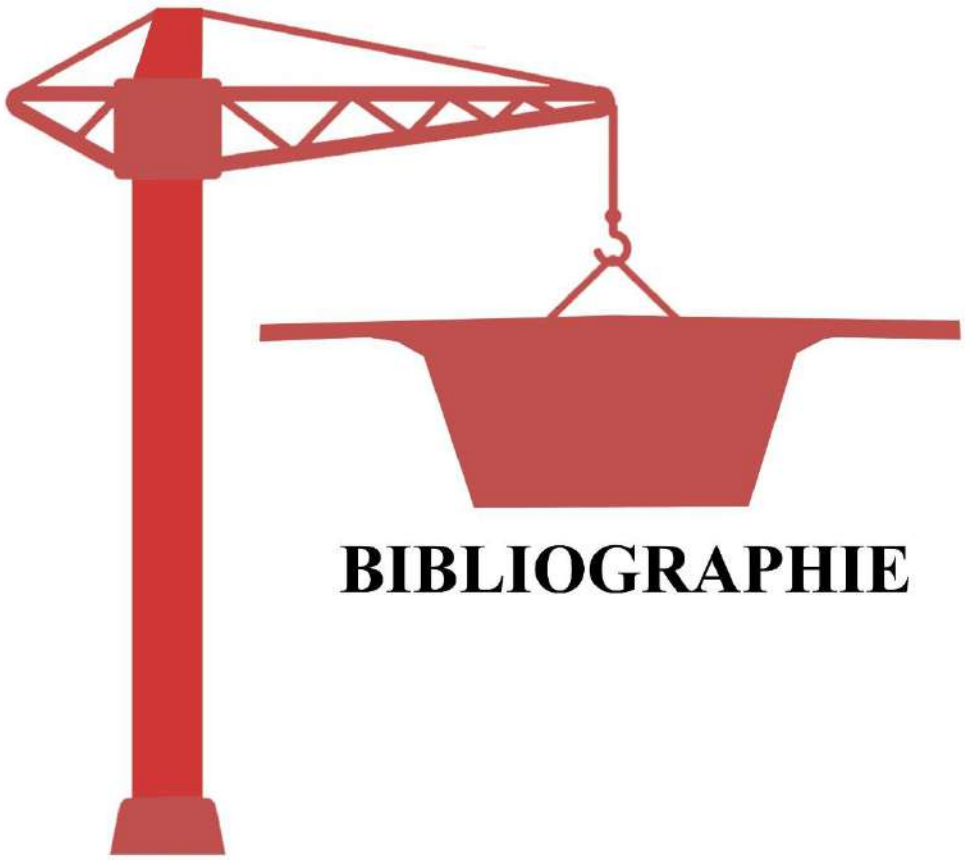
CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les trois années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), il constitue donc une meilleure occasion pour acquérir les déférentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et le passage vers des logiciels tridimensionnels en élément finit à partir de modélisations appropriées de génie civil.

Ce travail est une meilleure opportunité pour acquérir un certain sens de la responsabilité qui va nous propulser dans la vie professionnelle, puisqu'il nous a permis d'approfondir nos connaissances par les recherches bibliographiques et les nombreuses questions et problèmes auxquelles on a dû faire face durant ces derniers mois de préparation et de recherche vu la complexité de notre ouvrage.

L'étude d'un pont met en évidence la maitrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux (RDM), la mécanique de milieux continus (MMC), la rhéologie des matériaux, les procèdent de précontrainte ainsi que le calcul numérique.

Enfin, à travers ce travail, nous avons compris que la forme du voussoir n'était pas le fruit du hasard ni une désir esthétique mais qu'elle répond à des contraintes précises.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Benredhouane Mustapha, Cours de Béton Armé. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, 2017.

Document SETRA, ponts courants en zone sismique.Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, duTourisme et de la Mer (France), janvier 2000.

Document SETRA,ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, duTourisme et de la Mer (France), juin 2003.

Document SETRA, ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, de Développement Durable et du la Mer (France), septembre 2009.

Levillain, Jean-Pierre. 1987. Les risques hydrauliques : inondations, érosions, affouillements. Bull. Liaison

Nicollet, G. 1971. Déformation des lits alluvionnaires. Affouillement autour des piles de ponts cylindriques.s.l. : Rapport LNH Chatou n° HC/043/689.

Mieussens, C. 1987. Mesure de l'affouillement maximum dû à une crue par diagraphie radioactivité naturelle après la crue. Revue Français de Géotechnique, N°38.

SEBOUI Hatem, (2019) « Conception et étude d'un pont à la wilaya d'Annaba de PK00+221.80 au PK00+501.80 ». Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, Matériaux et structures. Encadré par BABAKHOUYA Youcef. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba , Algérie.

LEKEHEL ADEL, (2020) « CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC C A L'ENTREE D'ANNABA DU PK 00 + 117.93 AU PK 00 + 279.93». Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, Infrastructures de Base. Encadré par BABAKHOUYA Youcef. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.



RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

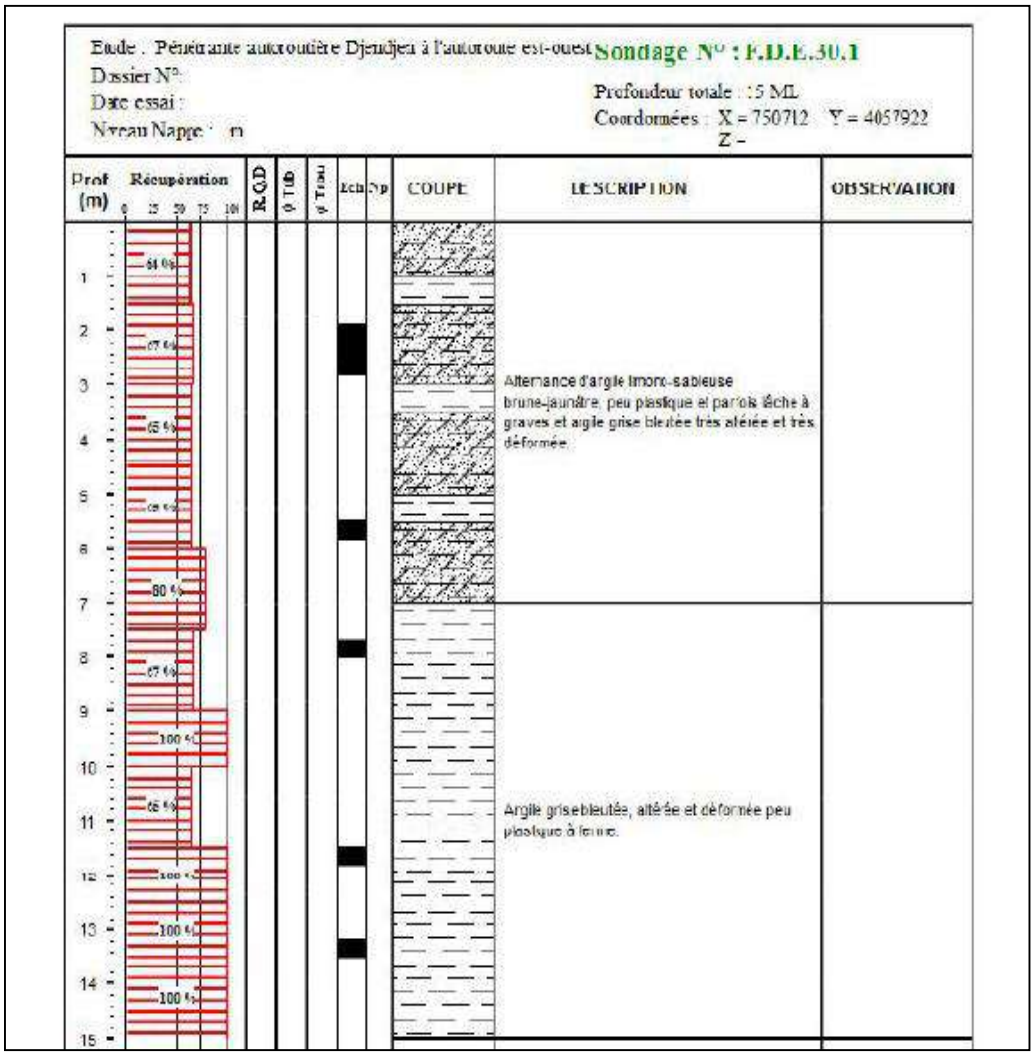
ANNEXE A: RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Phase	Sondage	PK	Hors d'axe	Coordonnées (système local)			Prof.r	Type	Piezom èt.	Essais *en situ*
	Code		[m]	X (m)	Y (m)	Z (m)	[m]		[m]	n.
APD	F-Dé30-1	29+980	27.9				15	Carotté et pressiometrique	-	10 essais pressiometriques 2 échantillons
EXE	S-OA09-1	29+725	-	54621.87	170659.1	345.7	20	Carotté et pressiometrique	20	9 essais pressiometriques 1 SPT 4 échantillons 2 Lugeon
EXE	S-OA09-2#2	29+771	-				25	Pressiometrique		10 essais pressiometriques
EXE	S-OA09-2	29+800		54684.36	170631.35	329.16	25	Carotté et pressiometrique		10 essais pressiometriques, 3 échantillons 1 Lugeon
EXE	S-OA09-3#2	29+851	-				25	Pressiometrique		10 essais pressiometriques
EXE	S-OA09-3	29+885	-	54764.85	170579.96	345.91	20	Carotté et pressiometrique	20	8 essais pressiometriques 1 SPT 3 échantillons 2 Lugeon

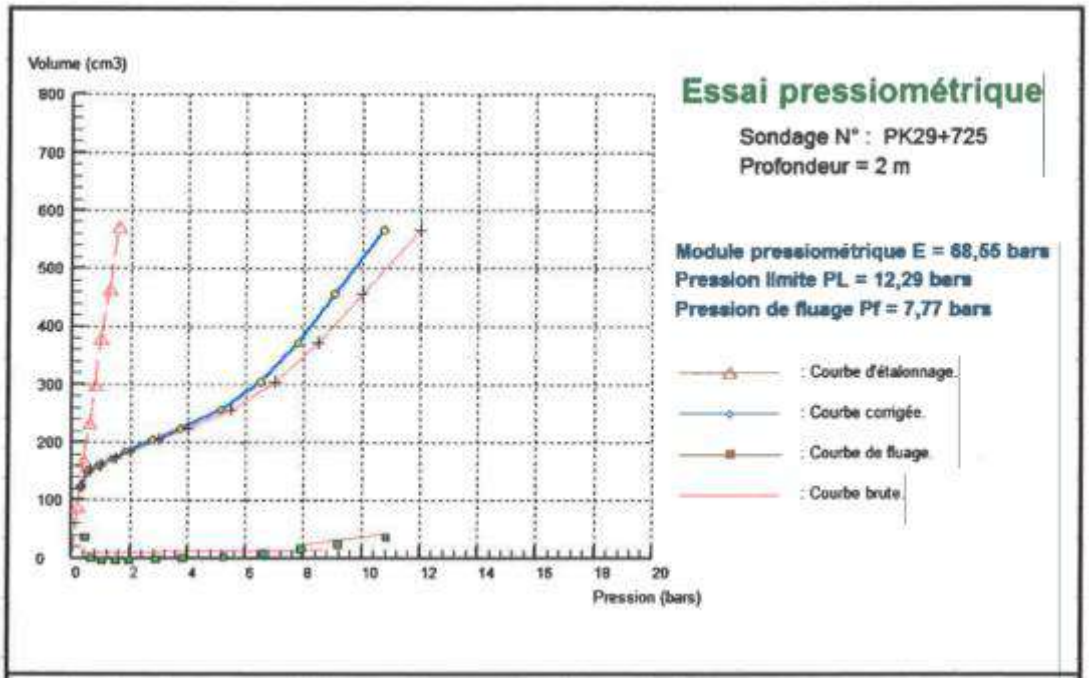
ANNEXE A.1: Sondages réalisés dans le secteur en étude.

Sondages	PK	Profondeur		Profondeur de la nappe		Date de mesure
		Sondage	Piézomètre			
Code	[m]	[m]	[m]	[m]	NGA [m]	
S-OA09-1	29+725	20	20	6.38	339.32	28/04/2015
				6.50	339.20	29/04/2015
				4.95	340.75	21/06/2015
				6.80	338.90	22/07/2015
				8.10	337.60	20/08/2015
				7.40	338.30	21/09/2015
				6.38	339.32	28/04/2015
S-OA09-3	29+885	20	20	6.20	339.71	13/04/2015
				6.57	339.34	14/04/2015
				6.65	339.26	15/04/2015
				7.05	338.86	21/06/2015
				8.20	337.71	22/07/2015
				10.80	335.11	20/08/2015
				10.00	335.91	21/09/2015

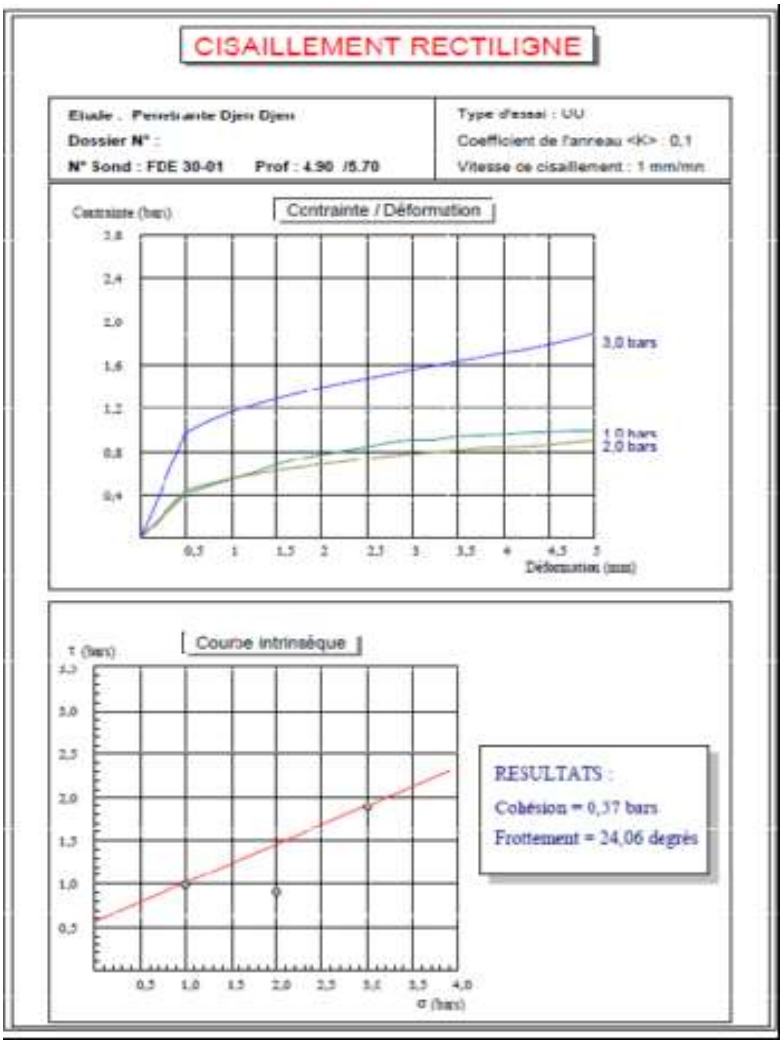
ANNEXE A.2:Piézomètres installés le long du viaduc



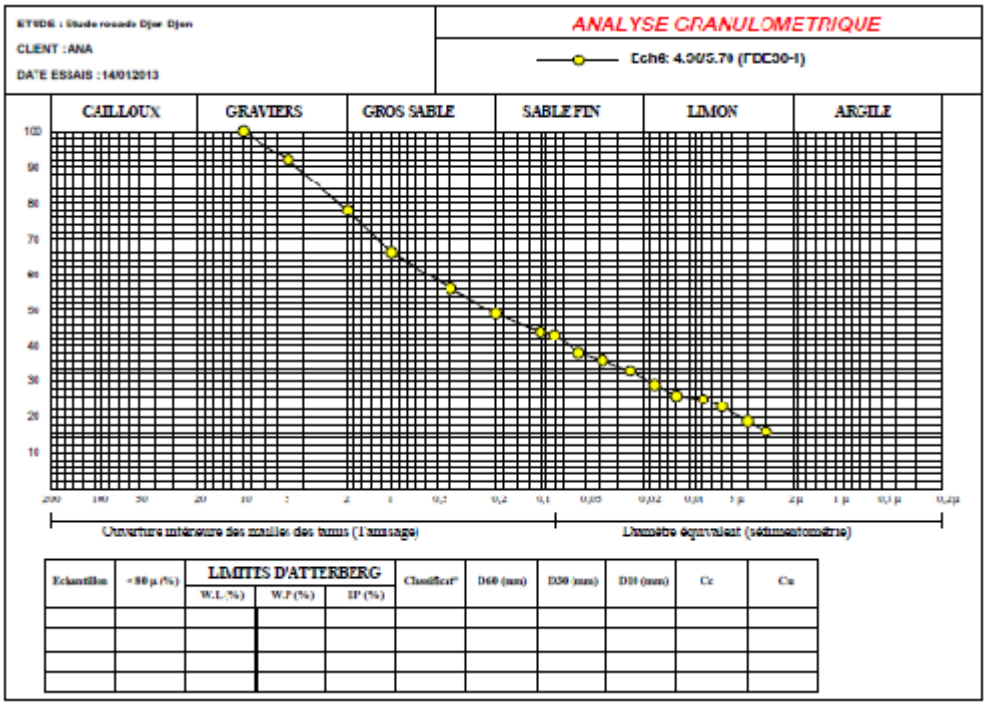
ANNEXE A.3: Résultats de sondage



ANNEXE A.4: Résultats d'essais pressiométrique



ANNEXE A.5:Résultats d'essais de cisaillement



ANNEXE A.6:Analyse Granulométrique

Etude : pénétrante autoroutier PK29+725-JIJEL
Localisation : JIJEL
Base du forage : 10,5 m
Niveau d'eau avant essai : 5,7 m
Hauteur du manomètre : 0,5 m
Date de l'essai : 27-04-2015

Essai d'eau Lugeon
NF P 94-131
Sondage N° : PK 29+725
Profondeur : 5,50-10,5m

Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Debit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
2	10	5,7	0	97,9	9,79	0,62	0,006	2,61
4	10	5,7	0	135,5	13,55	0,62	0,01	4,61
6	10	5,7	0	163,8	16,38	0,62	0,014	6,61
5	10	5,7	0	152,7	15,27	0,62	0,012	5,61
3	10	5,7	0	121,9	12,19	0,62	0,008	3,61
1	10	5,7	0	46,9	4,69	0,62	0,002	1,62

ANNEXE A.7: Essai d'eau Lugeon

Methode	ELU			ELA			ELS		
	Compr.	Tract.	FS_{compr}	Compr.	Tract.	FS_{compr}	Compr.	Tract.	FS_{compr}
	Ql/1.4 [kN]	Qs/1.4 [kN]	[-]	Ql/1.2 [kN]	Qs/1.2 [kN]	[-]	Qc/1.1 [kN]	Qct/1.4 [kN]	[-]
Méthode pressiométrique	22780	-13329	4.66	26576	-14354	5.56	17324	-8886	4.39
Méthode Mohr-Coulomb	6186	-1122	1.21	7217	-1208	1.45	4175	-748	1.01
Charge maximale [kN]	5097	-	-	4985	-	-	4150	-	-

ANNEXE A.8: Vérification de la portance verticale des fondations profondes pour la plie 1et 2

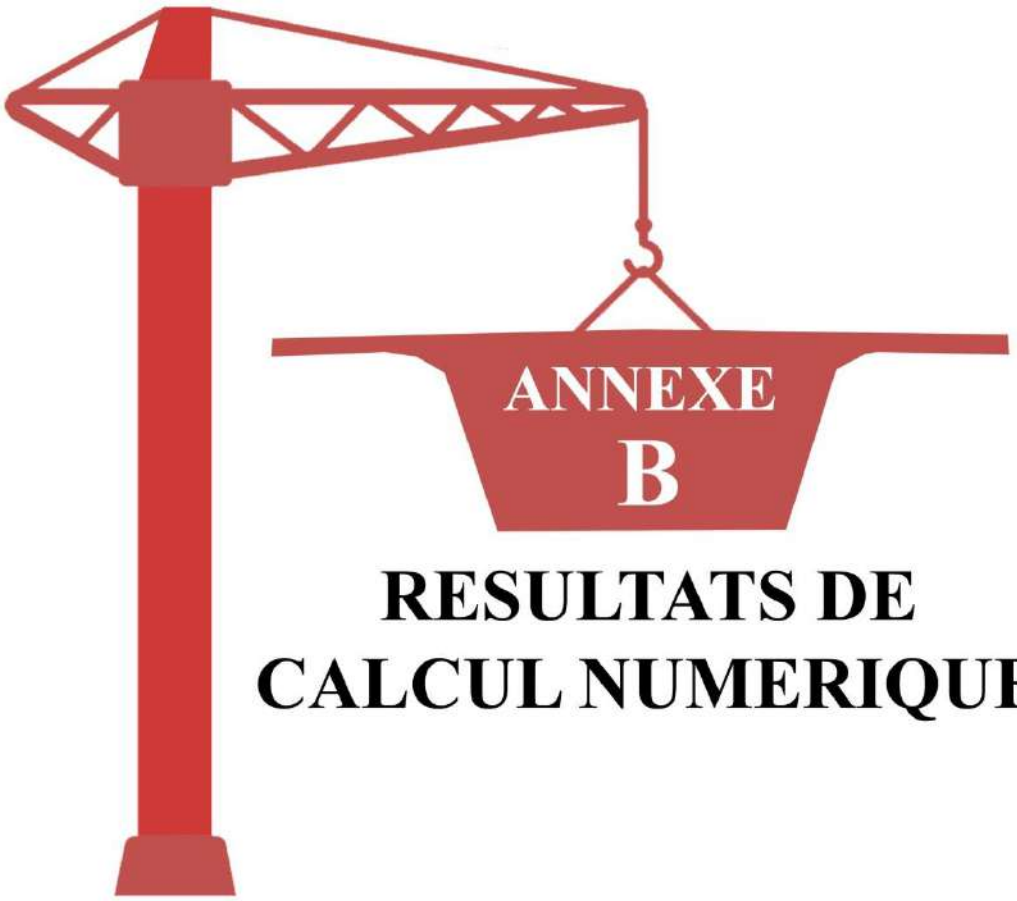
Methode	ELU			ELA			ELS		
	Compr.	Tract.	FS_{compr}	Compr.	Tract.	FS_{compr}	Compr.	Tract.	FS_{compr}
	Ql/1.4 [kN]	Qs/1.4 [kN]	[-]	Ql/1.2 [kN]	Qs/1.2 [kN]	[-]	Qc/1.1 [kN]	Qct/1.4 [kN]	[-]
Méthode pressiométrique	22780	-13329	4.66	26576	-14354	5.56	17324	-8886	4.39
Méthode Mohr-Coulomb	6186	-1122	1.21	7217	-1208	1.45	4175	-748	1.01
Charge maximale [kN]	5097	-	-	4985	-	-	4150	-	-

ANNEXE A.9: Vérification de la portance verticale des fondations profondes pour la culée 1

Phase	Code Sondage	PK	Profondeur Echantillon [m]		Ug	Classification	Granulometrie passant %]					Teneur en eau	Teneur en eau de saturation	Poids spécifique humide	Poids spécifique naturel	Poids spécifique saturé	Poids spécifique sec	Degré de Saturation	Porosité
			de	à		GTR	G <5mm	S <2mm	Sf <0.08mm	L <0.02mm	A <2µm	W [%]	W_{sat} [%]	[t/m³]	[t/m³]	[kN/m³]	[t/m³]	[%]	[%]
APD	F-D630-1	29+883	4.90	5.70	Ug6a		1	78	43	30	-								
			13.20	13.50	Ug6a		86	82	63	45	-								
EXE	S-OA09-1	29+725	1.83	2.08	Ug2	A2s	80	68.25	53.6	46	32	17.65	23.83	1.93			1.64	74.06	39
			2.08	2.26	Ug2	A2ts	80	72.15	57.6	53	39	15.72	22.85	1.94			1.67	68.8	38
			13.65	13.95	Ug6										2.49	2.56			7.3
			18.43	18.73	Ug6										2.48	2.57			9.18
EXE	S-OA09-2	29+800	1.00	1.40	Ug1										2.68	2.72			4.25
			3.00	3.43	Ug1										2.68	2.72			3.42
			23.00	23.53	Ug6										2.45	2.53			8.40
EXE	S-OA09-3	29+885	0.60	0.92	Ug6a		78	57	15	12	8	8.81	10.14	2.30			2.12	86.89	22.0
			2.20	2.50	Ug6a										2.42	2.49			7.0
			8.40	8.85	Ug6										2.46	2.52			6.1

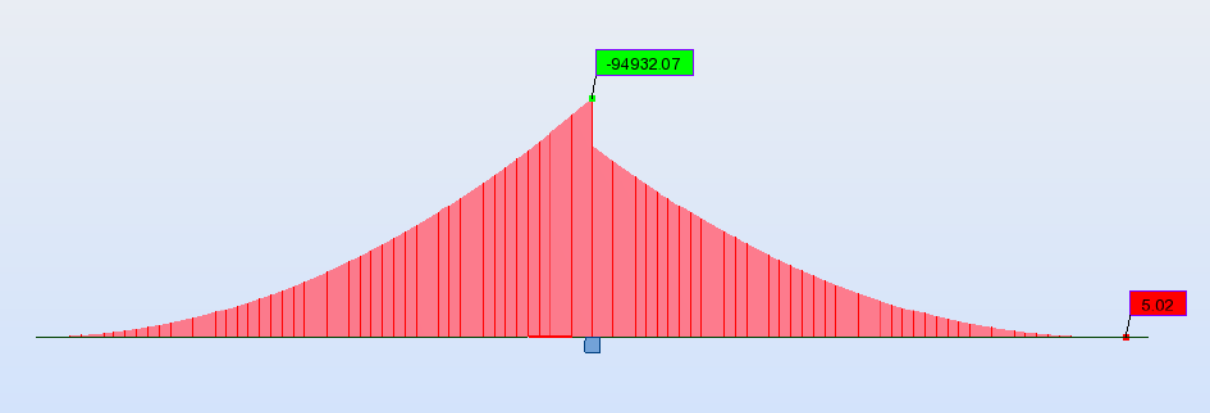
Phase	Code Sondage	PK	Profondeur Echantillon [m]		Ug	Indice des vides	Limites d'Atterberg [%]			Cisaillement rectiligne				Compression simple	Equivalent de sable EVS	Valeur au bleu de Méthylène VBS	Coefficent de aplatissement	Coefficient de fragmentabilité
			de	à		[%]	Wl	Wp	Ic	Ip	c_u [kPa]	Φ_u [°]	c' [kPa]	φ' [°]	vitesse [mm/mn]	Rcs [MPa]				
APD	F-D630-1	29+883	4.90	5.70	Ug6a						57	24.06			1					
			13.20	13.50	Ug6a						32	2.47			1					
EXE	S-OA09-1	29+725	1.83	2.08	Ug2	0.64	41.91	24.48	1.39	17.43			32	15.4	0.002		10.5	3.2		
			2.08	2.26	Ug2	0.62	36.86	23.7	1.61	13.16							7.54	2.8		
			13.65	13.95	Ug6											17.7			15	40.8
			18.43	18.73	Ug6											21.8			12	38.6
EXE	S-OA09-2	29+800	1.00	1.40	Ug1											42.3				5.4
			3.00	3.43	Ug1											25.4				8.6
			23.00	23.53	Ug6											16.6				17.2
EXE	S-OA09-3	29+885	0.60	0.92	Ug6a	0.28	32.79	20.35	1.93	12.44			16	10.4	0.002		6.65	2.3		
			2.20	2.50	Ug6a											13.9			14	25.2
			8.40	8.85	Ug6											18.4			16	32.6

ANNEXE A.10:Résultats des essais de laboratoire

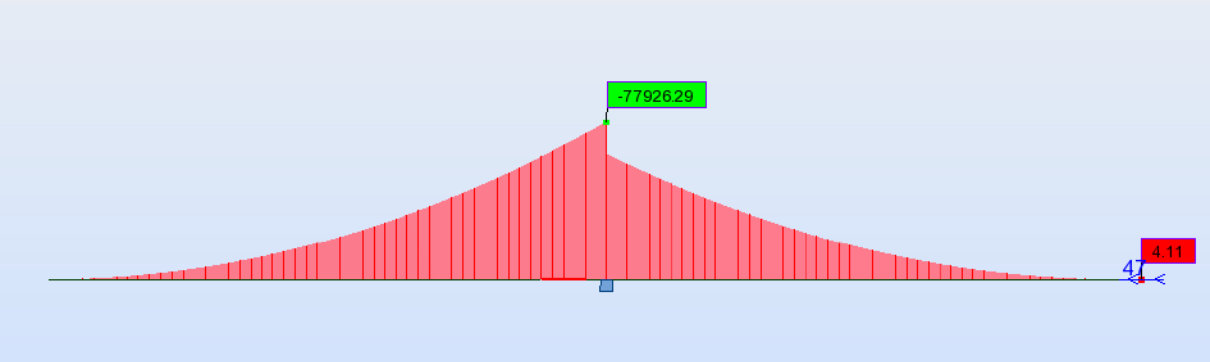


RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE

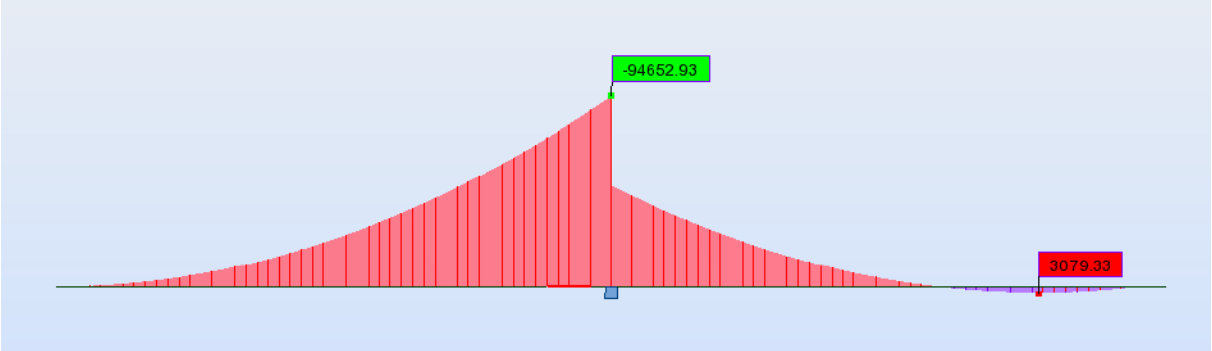
ANNEXE B: RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



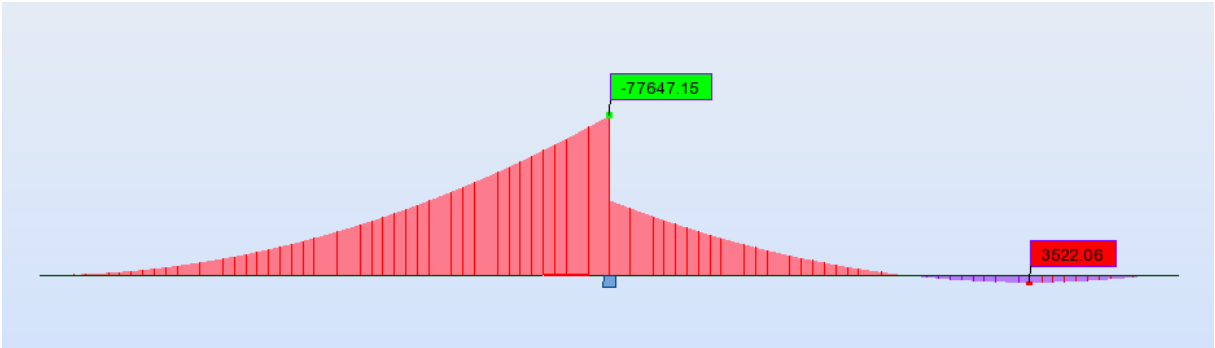
Annexe B.1: Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.



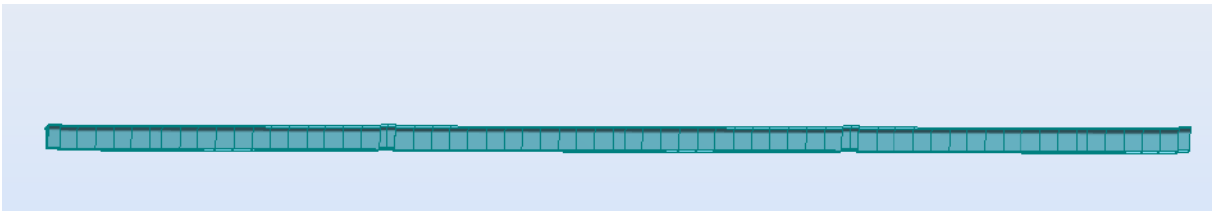
Annexe B.2: Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2



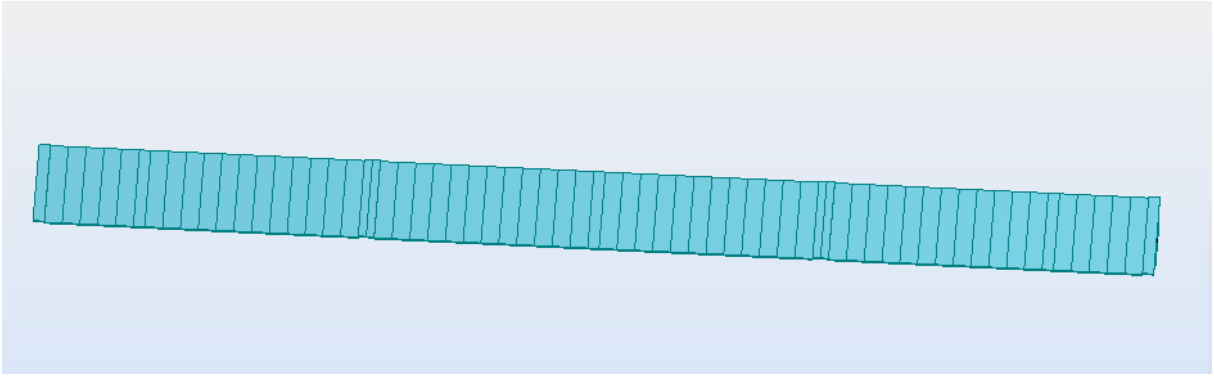
Annexe B.3: Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1



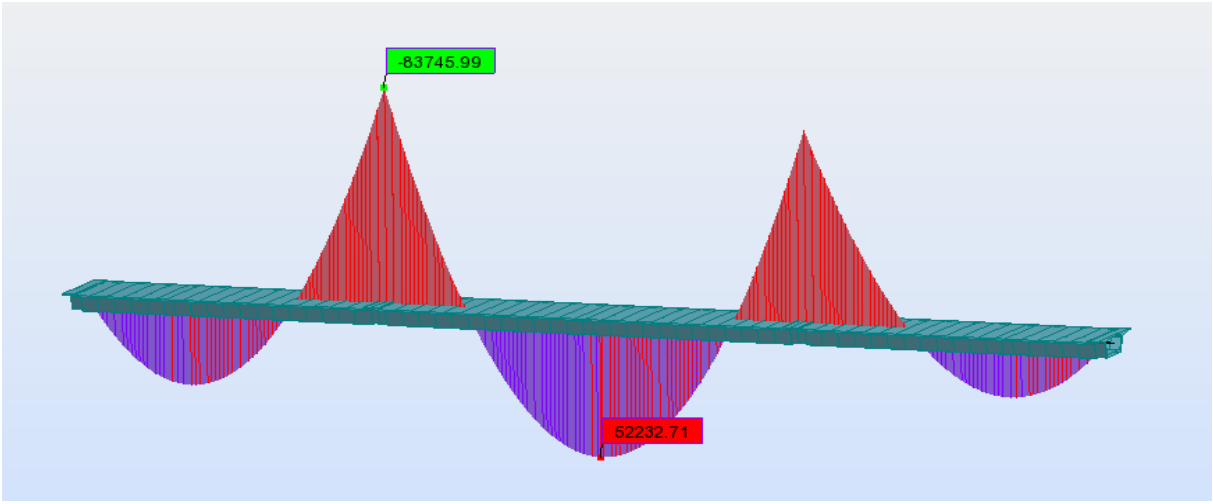
Annexe B.4: Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2



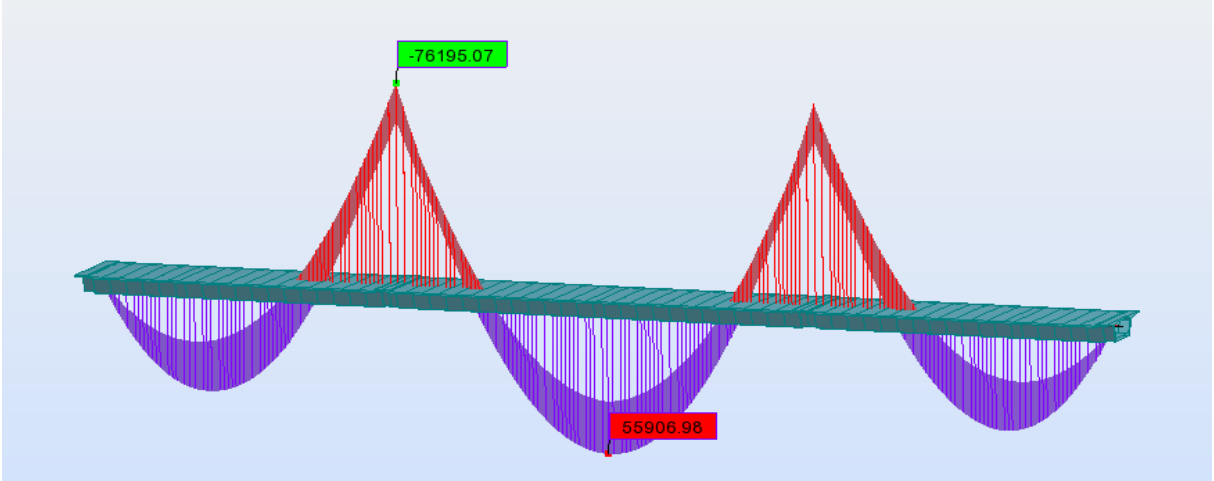
Annexe B.5: Vu en élévation.



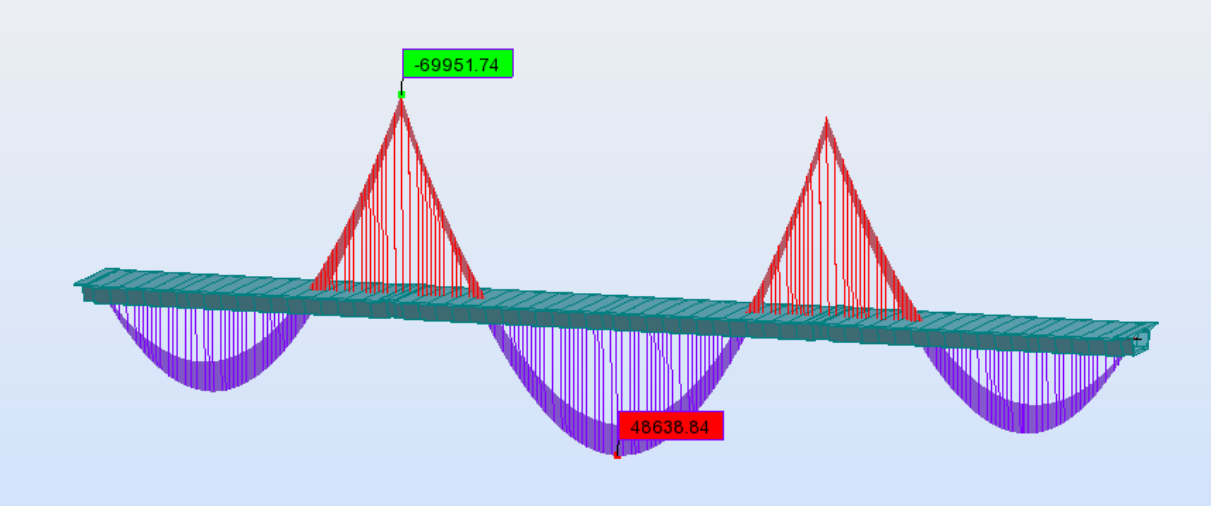
Annexe B.6: Vu en plan.



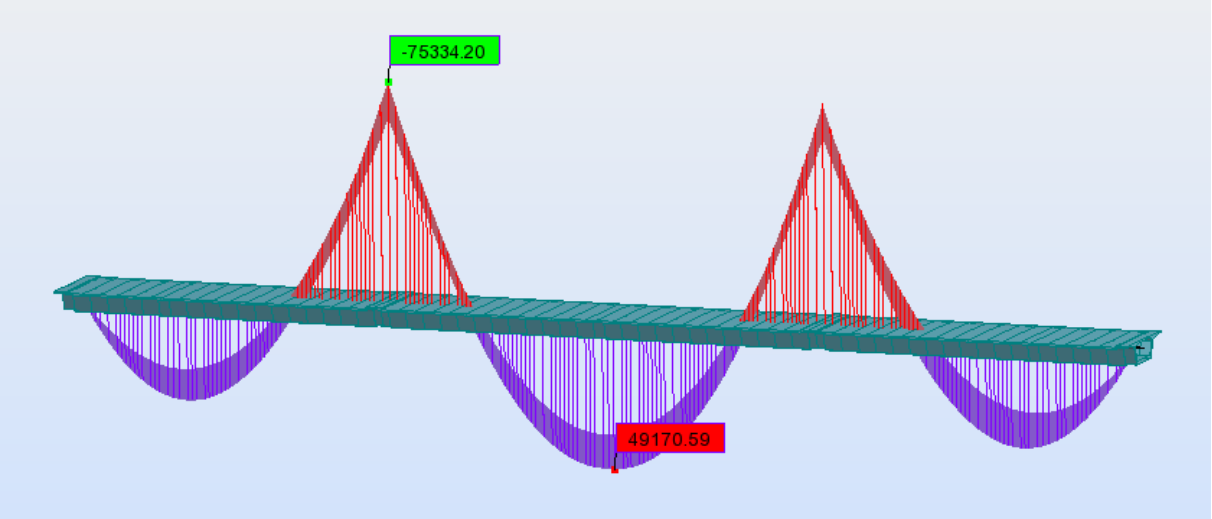
Annexe B.7: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al+St.



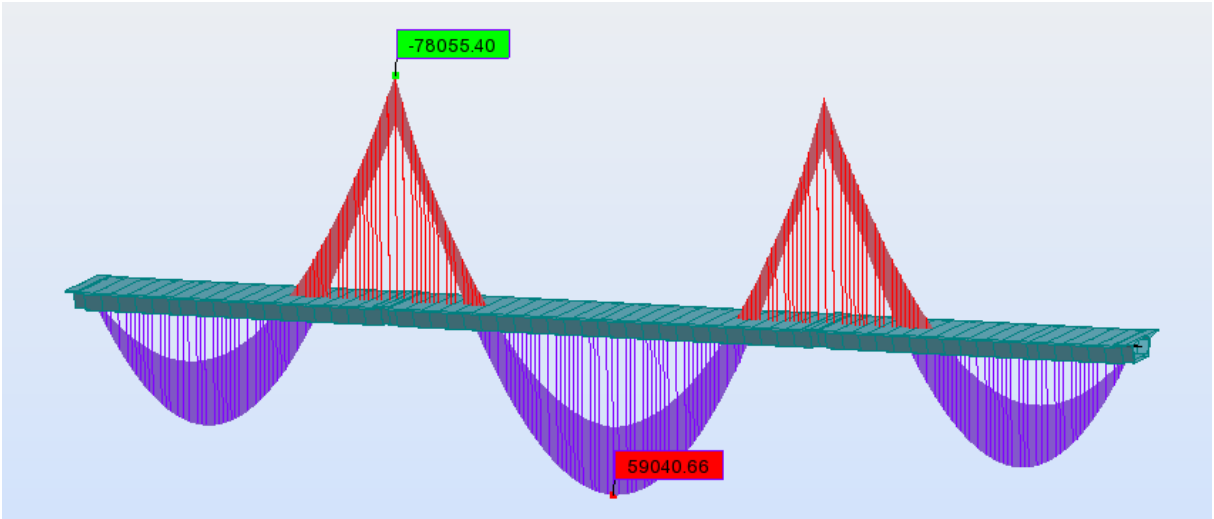
Annexe B.8: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



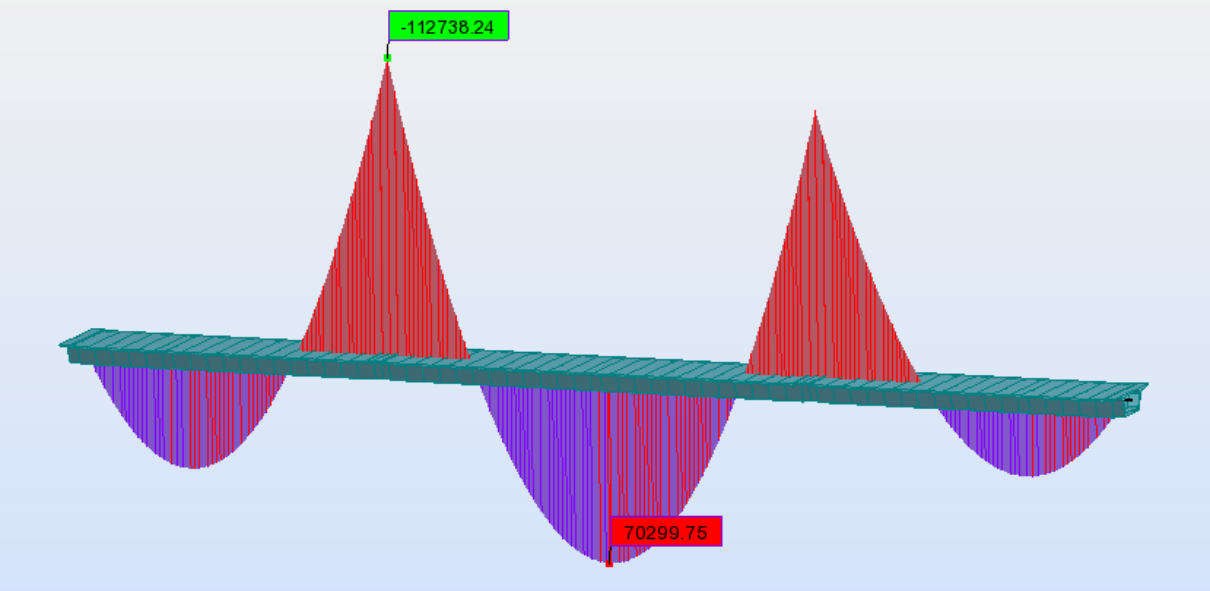
Annexe B.9: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



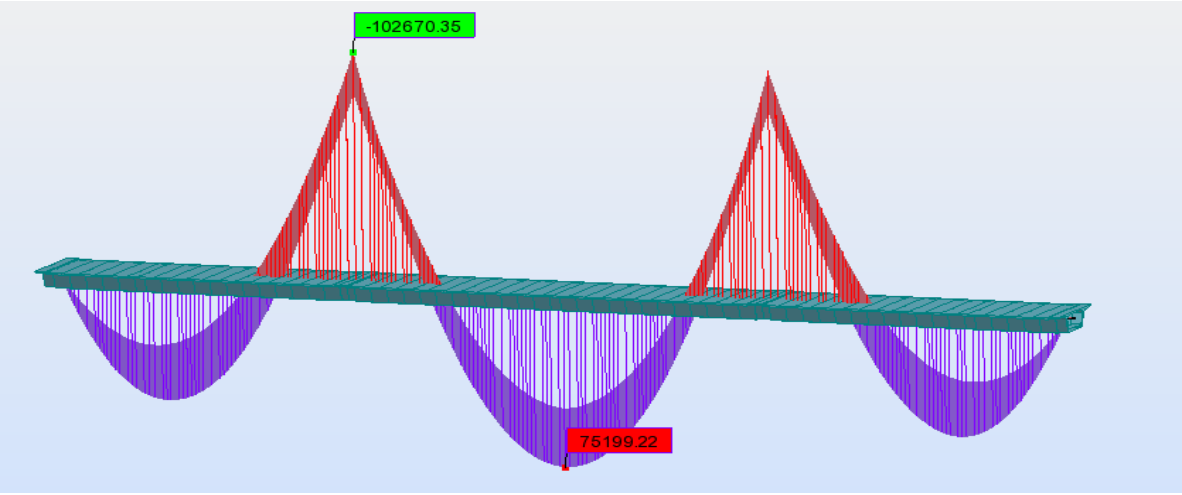
Annexe B.10: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.



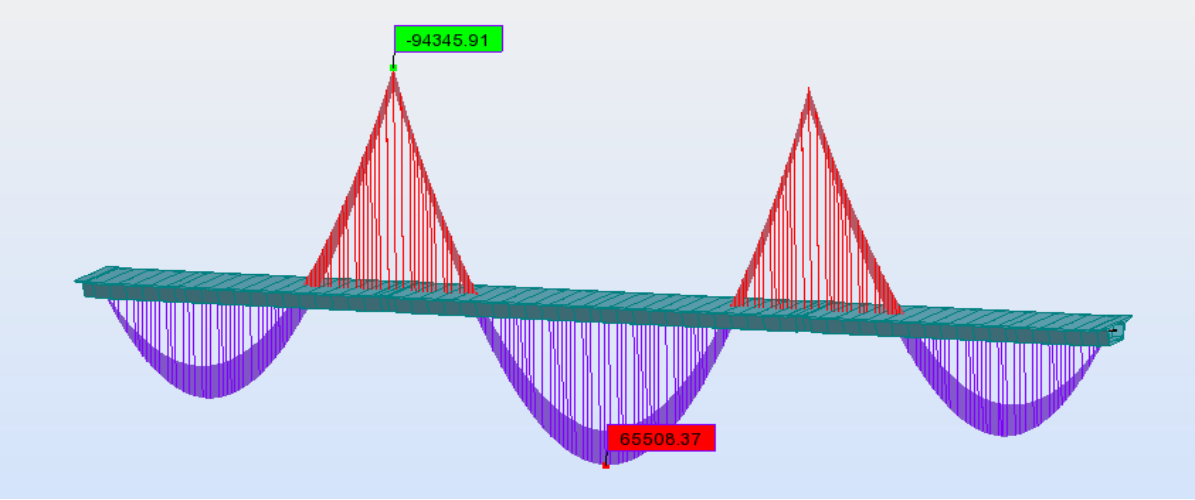
Annexe B.11: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



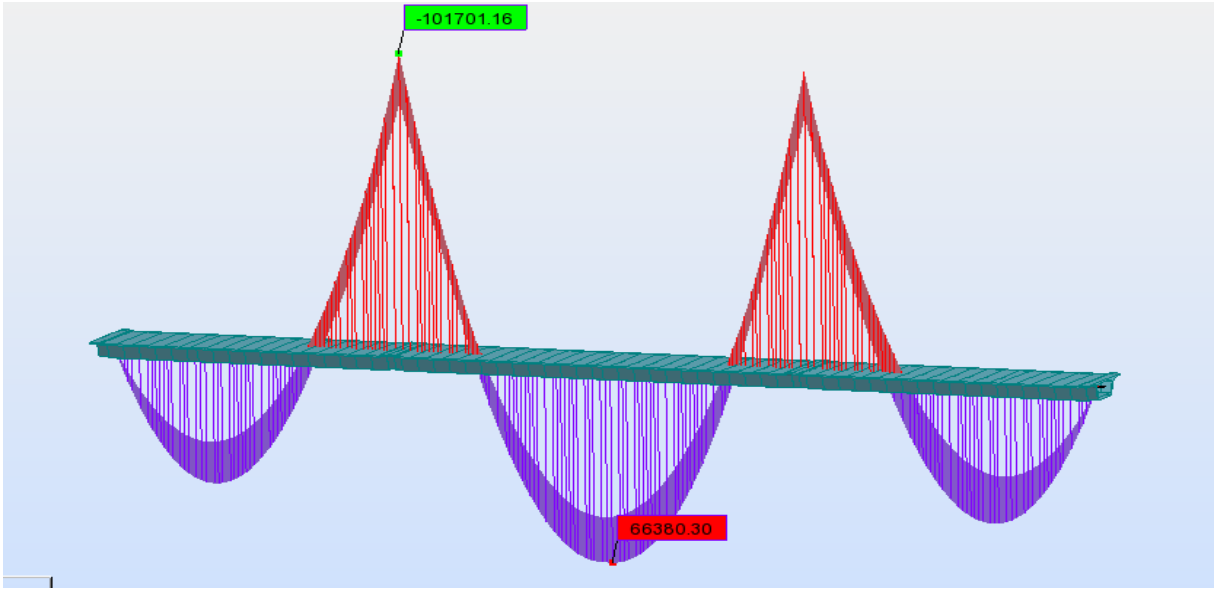
Annexe B.12: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Al+1.6St.



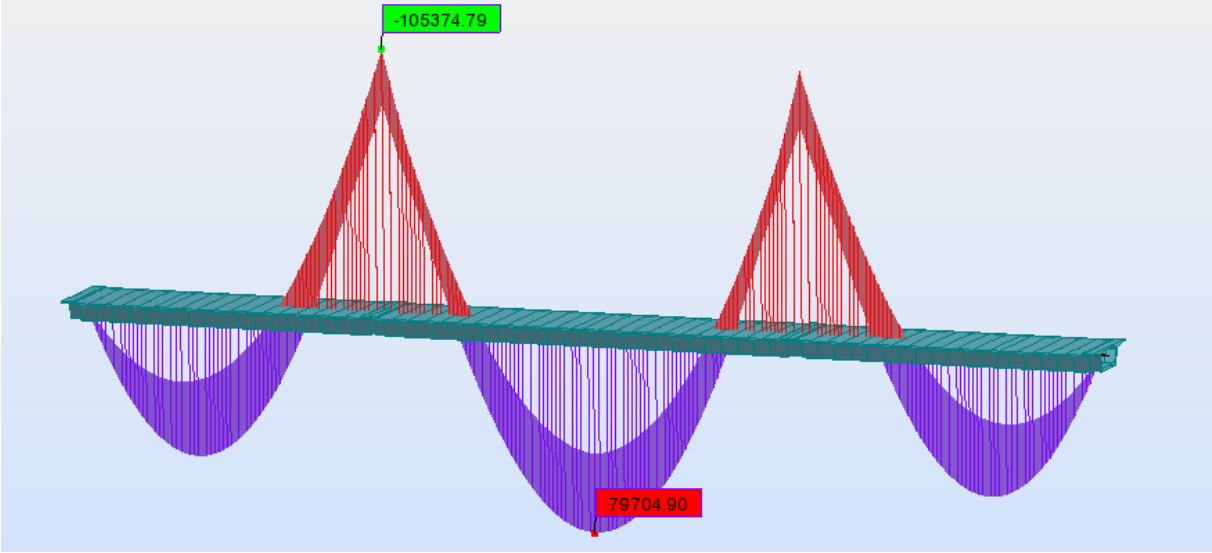
Annexe B.13: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Bc+1.6St.



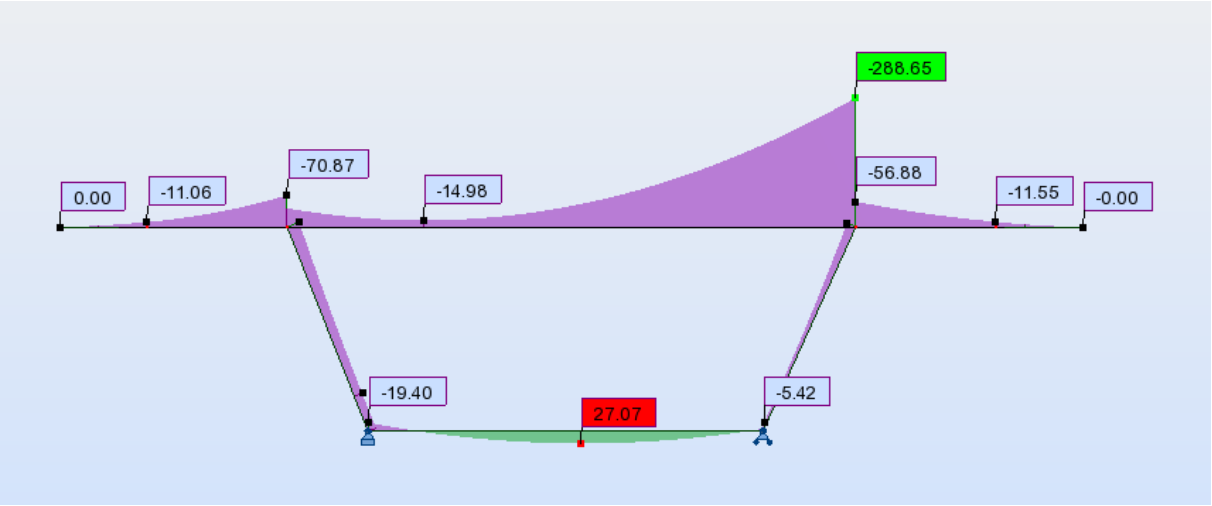
Annexe B.14: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Bt+1.6St.



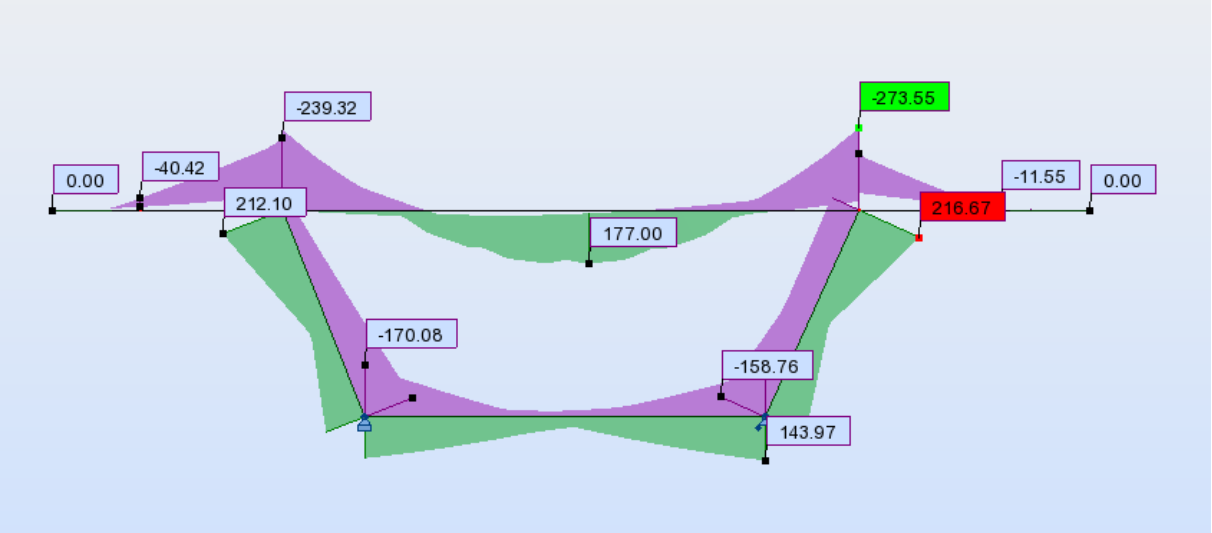
Annexe B.15: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



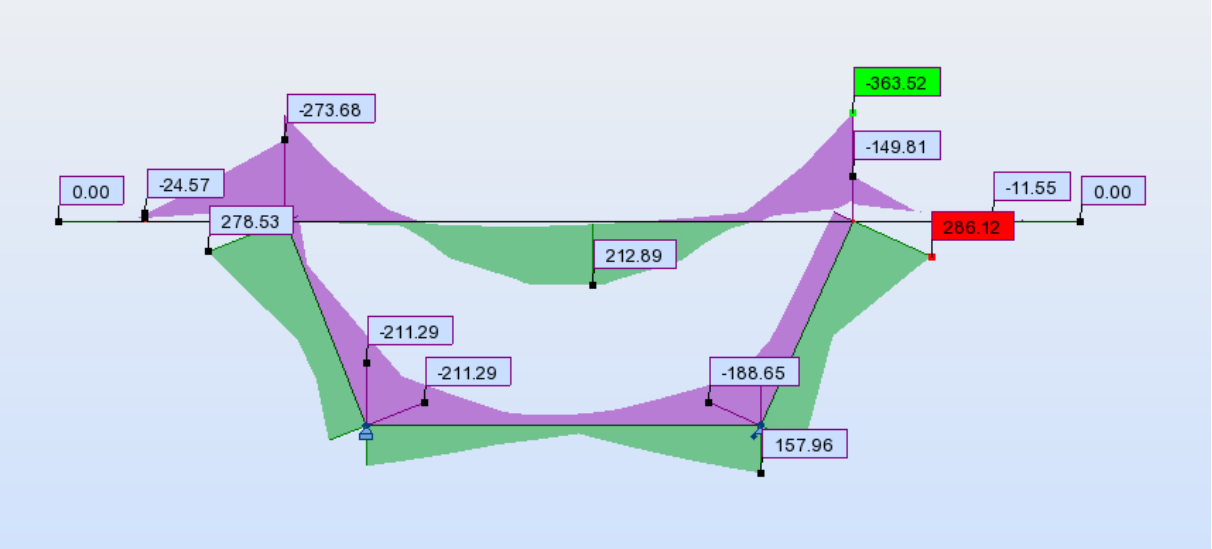
Annexe B.16: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



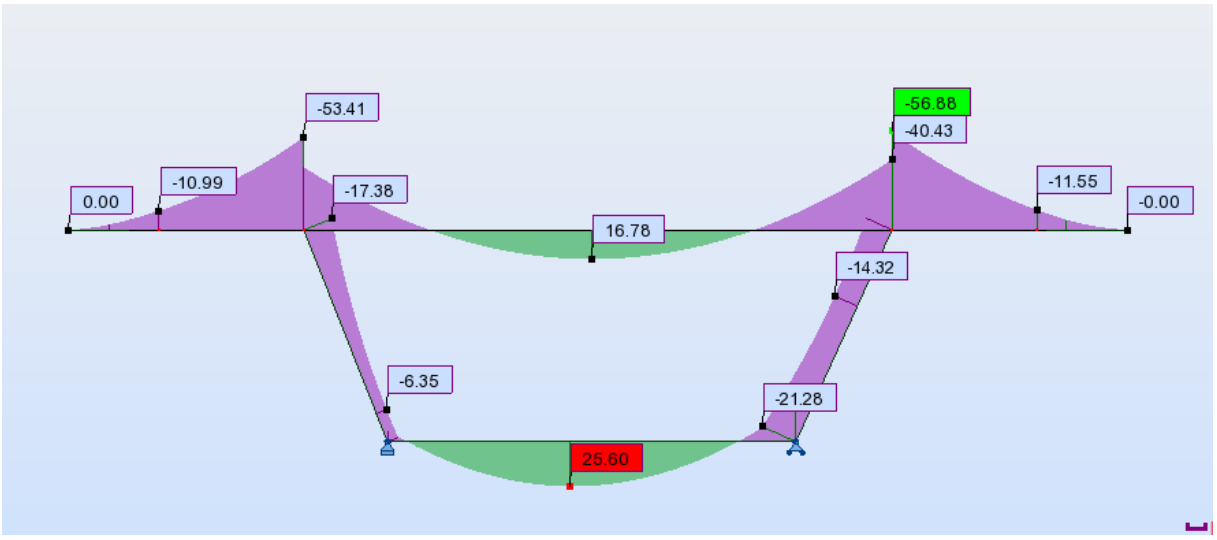
Annexe B.17: Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Al+St.



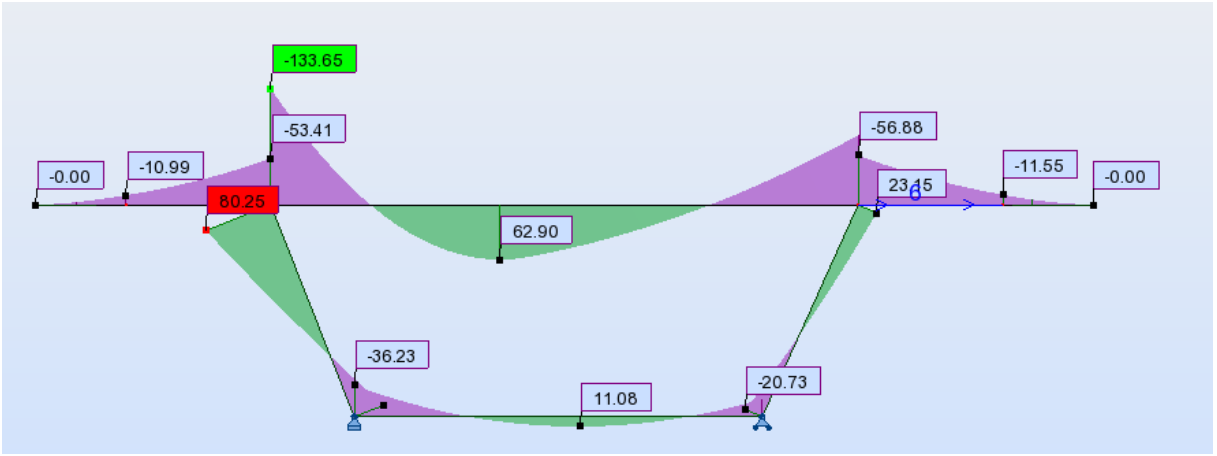
Annexe B.18: Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



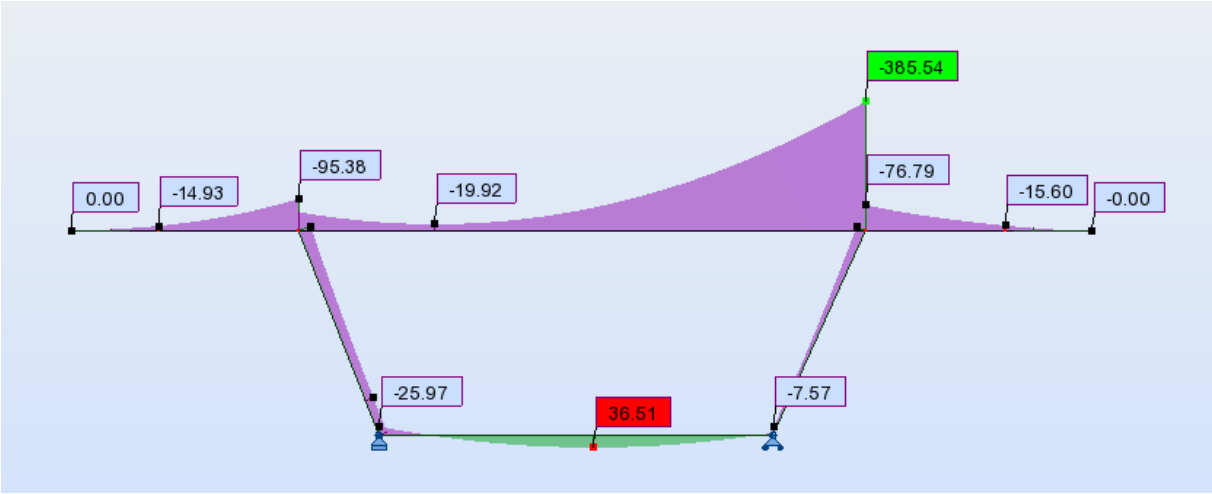
Annexe B.19: Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



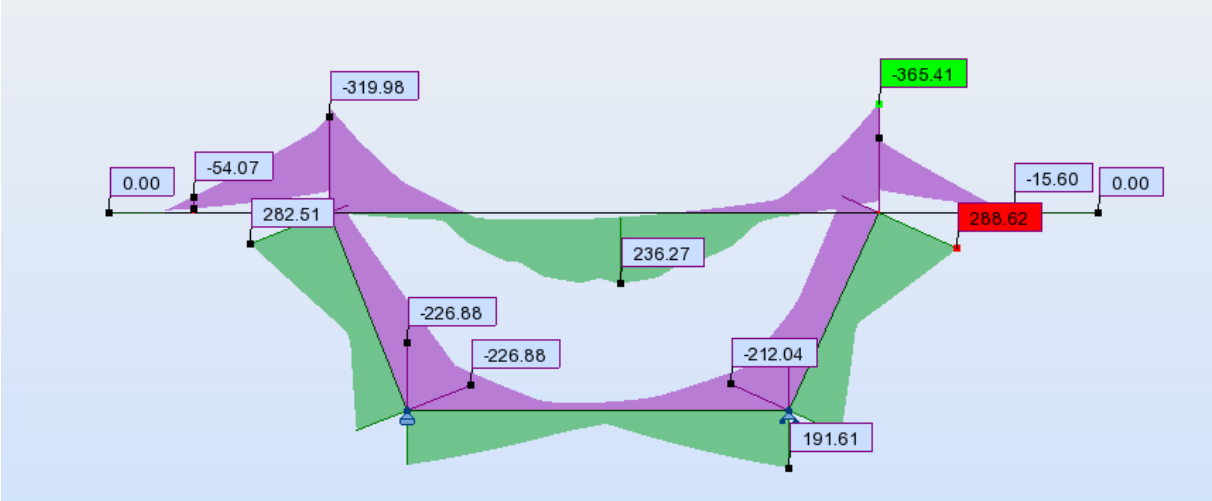
Annexe B.20: Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+MC120.



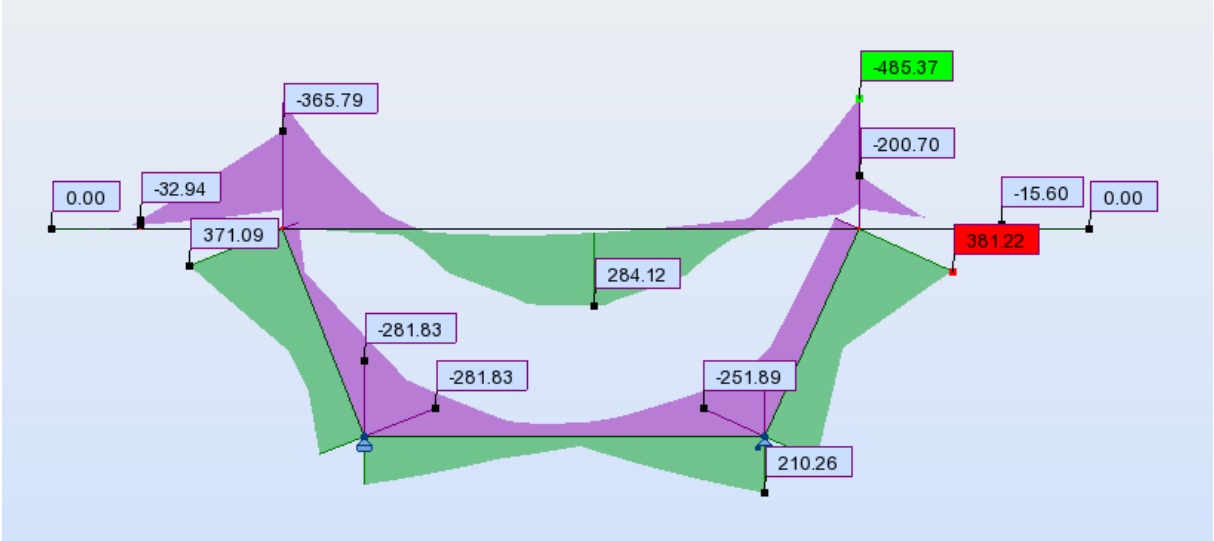
Annexe B.21: Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240.



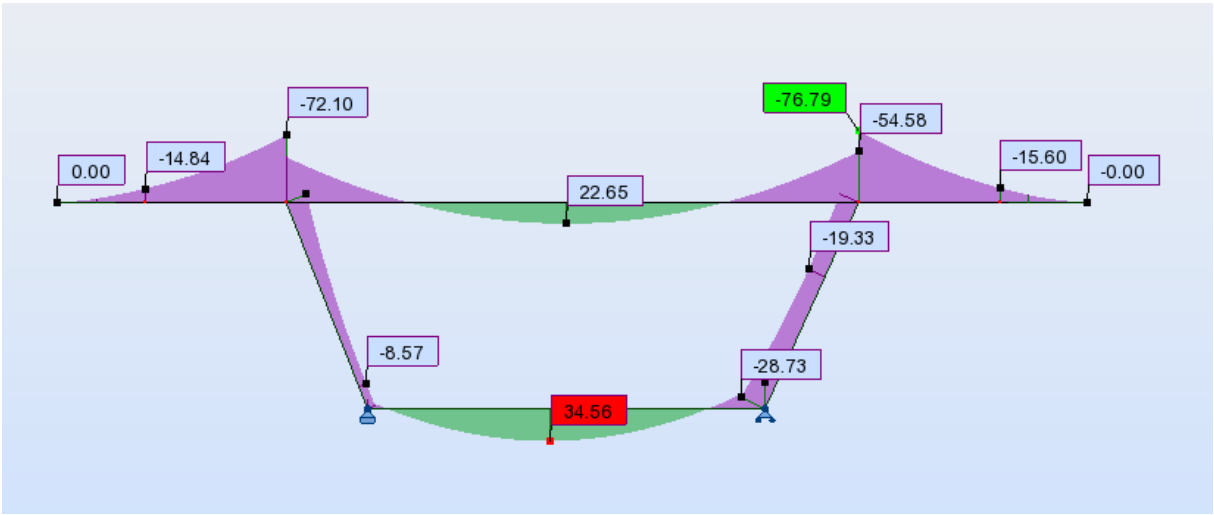
Annexe B.22: Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Al+1.6St.



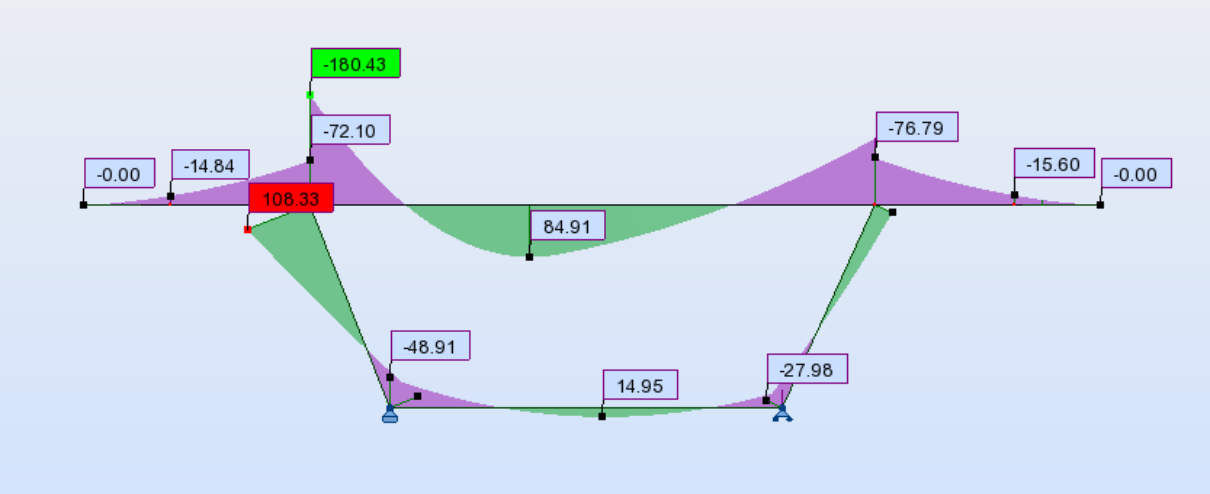
Annexe B.23: Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St.



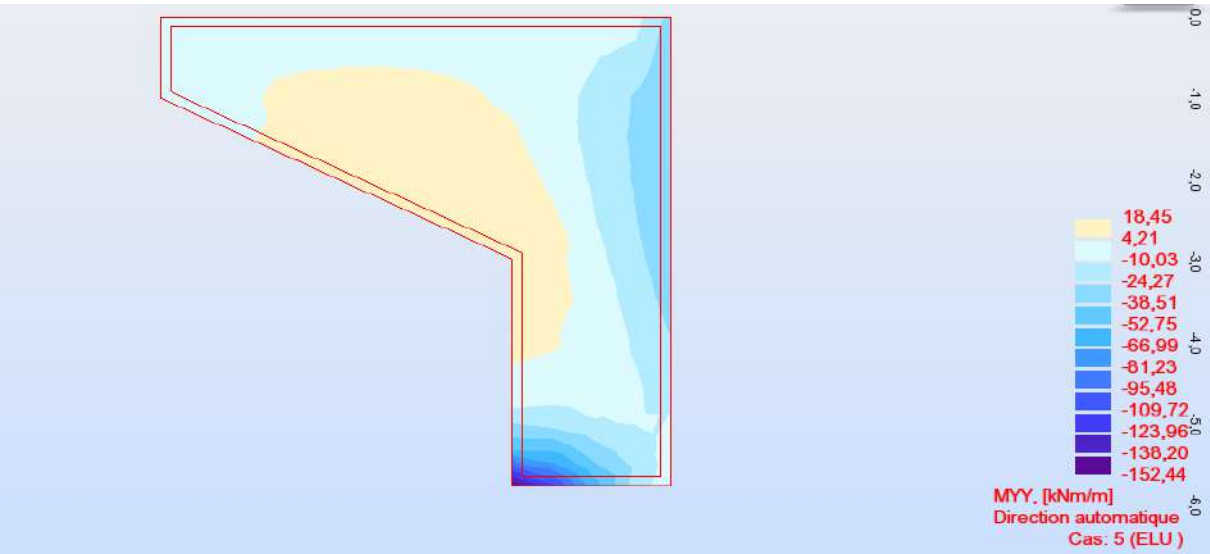
Annexe B.24: Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+1.6St.



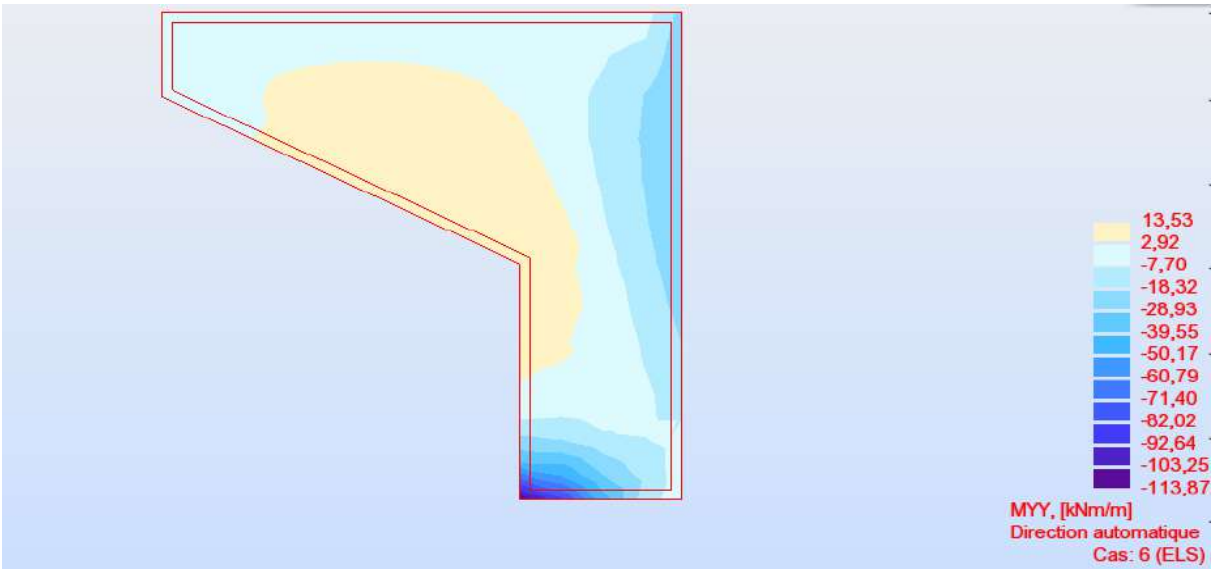
Annexe B.25: Moment fléchissant transversal sous la combinaison1.35G+1.35MC120



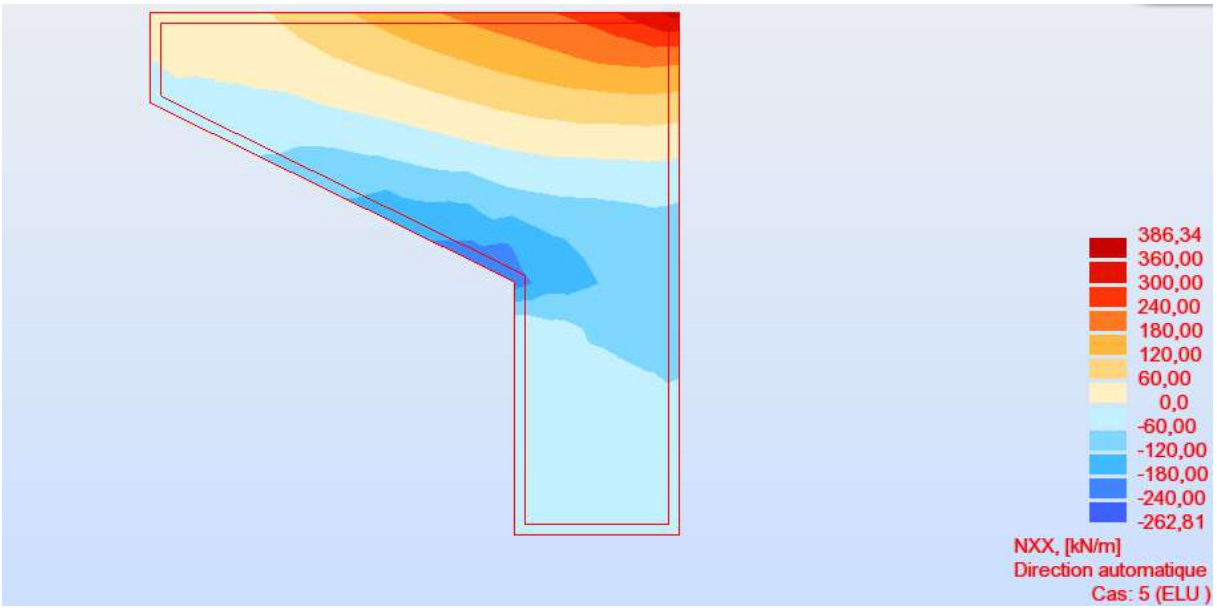
Annexe B.26: Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



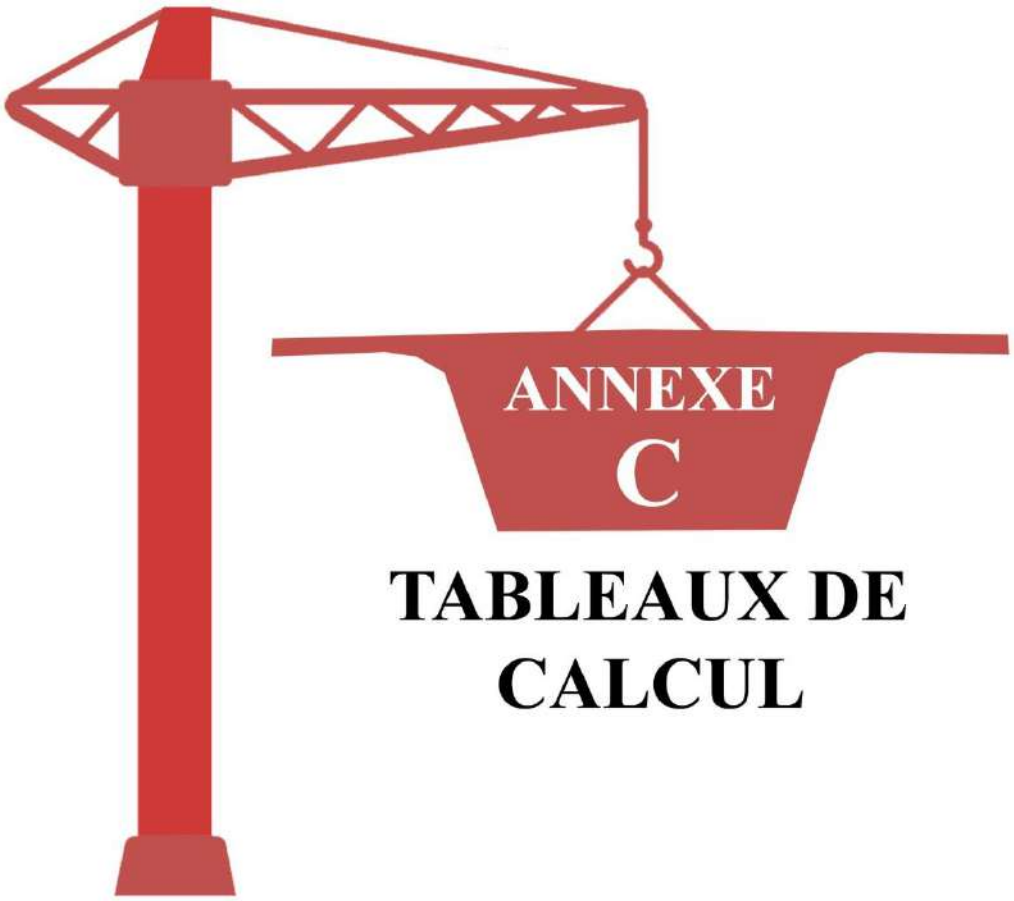
Annexe B.27:moment fléchissant YY ELU



Annexe B.28:moment fléchissant YY ELS



Annexe B.29:effort normal xx ELU



TABLEAUX DE CALCUL

Annexe C.1: Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.

Cas de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Cas 1	43	8615,0	1710	**1,070**
Cas 2	103	20343,0	1710	1,031
Cas 3	146	28958,0	1710	1,022
Cas 4	86	17230,0	1710	1,037
Cas 5	60	11728,0	1710	1,052

Annexe C.2: Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Cas 1	43	8615,0	768	**1,055**
Cas 2	103	20343,0	768	1,024
Cas 3	146	28958,0	768	1,017
Cas 4	86	17230,0	768	1,029
Cas 5	60	11728,0	768	1,040

Annexe C.3: Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge MC210.

Cas de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Cas 1	43	8615,0	1100	**1,060**
Cas 2	103	20343,0	1100	1,027
Cas 3	146	28958,0	1100	1,019
Cas 4	86	17230,0	1100	1,031
Cas 5	60	11728,0	1100	1,045

Annexe C.4: Evaluations des efforts agissant sous la semelle (cas de la pile).

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	5702,40	/	0,00	1,20	0,00	/
Fûts	5582,50	/	0,00	11,43	0,00	/
Chevetre	0,00	/	0,00	21,05	0,00	/
G Tablier	17026,00	/	0,00	21,05	0,00	/
Hf+r	/	47,30	/	21,05	/	995,67
HT°	/	29,80	/	21,05	/	627,27
(Al)	3131,09	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1360,00	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1878,57	/	0,00	/	0,00	/
D240	2504,71	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Al	/	124,52	/	21,05	/	2621,15
Bc	/	150,00	/	21,05	/	3157,50

Annexe C.5: Evaluations de la décente de charge (cas de la pile) a l'ELS.

	N	H	MH	R_1	R_2	R_3	R_4
G	28310,90	65,18	1372,03	2397,35	2371,95	2346,54	2321,13
G+1.2Al+ST	32068,21	214,60	4517,40	2797,83	2714,18	2630,52	2546,87
G+1.2Bc+ST	29942,90	245,18	8306,40	2725,98	2572,15	2418,33	2264,51
G+Mc120	30189,47	65,18	1372,03	2553,90	2528,49	2503,09	2477,68
G+D240	30815,61	65,18	1372,03	2606,08	2580,67	2555,26	2529,86

Annexe C.6: Evaluations de la décente de charge (cas de la pile) a l'ELU.

	N	H	MH	R_1	R_2	R_3	R_4
1,35G	38219,72	90,67	1908,69	3238,00	3202,65	3167,30	3131,96
1.35G+1.6Al+1.6ST	43229,46	289,91	6102,52	3771,97	3658,96	3545,95	3432,94
1.35G+1.26B+1.6ST	40395,72	330,67	6960,69	3559,66	3430,76	3301,86	3172,96
1.36G+1.35Mc120	41601,07	90,67	1908,69	3519,78	3484,43	3449,08	3413,74
1.35G+1.35D240	38219,72	90,67	1908,69	3238,00	3202,65	3167,30	3131,96

Annexe C.7: Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile)

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Fûts	5582,50	/	0,00	9,63	0,00	
Chevetre	0,00	/	0,00	21,05	0,00	/
G Tablier	17026,00	/	0,00	19,25	0,00	
Hf+r	/	47,30	/	19,25		910,53
HT°	/	29,80	/	19,25		573,63
(Al)	3131,09	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1360,00	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1878,57	/	0,00	/	0,00	/
D240	2504,71	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	0,00	0,00	/	0,00	/
Al	/	124,52	/	19,25	/	2397,01
Bc	/	150,00	/	19,25	/	2887,50

Annexe C.8: Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile) a l'ELS.

	N	H	MH
G	22608,50	65,18	1254,70
G+1.2Al+ST	26365,81	214,60	4131,12
G+1.2Bc+ST	24240,50	245,18	7596,12
G+Mc120	24487,07	65,18	1254,70
G+D240	25113,21	65,18	1254,70

Annexe C.9: Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile) a l'ELU.

	N	H	MH
1,35G	30521,48	90,67	1745,48
1.35G+1.6Al+1.6ST	35531,22	289,91	5580,69
1.35G+1.26B+1.6ST	32697,48	330,67	6365,48
1.36G+1.35Mc120	33902,83	90,67	1745,48
1.35G+1.35D240	30521,48	90,67	1745,48

Annexe C.10: Evaluations des efforts agissant sur la semelle (cas de la pile) a l'ELA.

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	4,21	1,32	1,32	4,03	1,15	1,15
V_T(MN)	1,09	3,63	1,09	1,09	3,63	1,09
M_L	15,44	47,47	15,44	12,11	44,13	12,11
M_T	13,73	45,75	13,73	13,73	45,75	13,73
N (MN)	23,95	23,95	25,63	22,52	22,52	20,84

Annexe C.11: Evaluations des efforts (cas de la pile).

Dés	N (MN)	V_L (MN)	V_T (MN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FHL}/_o$	$M_{FHT}/_o$
Pile	2,40	3,77	3,16	0,00	9,63	0,00	36,2	30,45
Séis Tab	0,00	1,67	1,77	0,00	19,25	0,00	32,10	34,15

Annexe C.12: Evaluations des efforts sismiques sous pile.

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	4,45	1,40	1,40	4,27	1,22	1,22
V_T(MN)	1,17	3,90	1,17	1,17	3,90	1,17
M_L	17,47	53,86	17,47	13,72	50,11	13,72
M_T	15,60	51,99	15,60	15,60	51,99	15,60
N (MN)	24,39	24,39	26,10	22,93	22,93	21,23

Annexe C.13: Evaluations des efforts (cas de la culée).

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	293,96	979,88	0,00	0,90	0,00	881,89
Mur F	159,05	530,17	0,20	2,77	31,81	1465,92
DDT	13,50	45,00	1,63	6,58	22,01	296,10
Mur en R	41,54	138,45	3,45	5,48	143,30	758,71
Corbeau	5,45	18,15	1,61	6,26	8,77	113,62
MGG	46,25	154,18	1,23	6,01	56,89	926,61
Poids des Terres Amot	135,42	451,39	1,61	6,26	218,02	2825,70
Poids des T sur DDT	22,87	76,23	1,63	6,58	37,28	501,59
Somme	718,03	2393,44	/	/	518,07	7770,14

Annexe C.14: Évaluation des charges Sismique due à la poussée des terres

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Pad (1+kv)	/	5828,43	/	3,333	/	19428,11
Pad (1-kv)	/	5376,88	/	3,333	/	17922,94

Annexe C.15: Evaluations de la décente de charge (cas de la culée) a l'ELS.

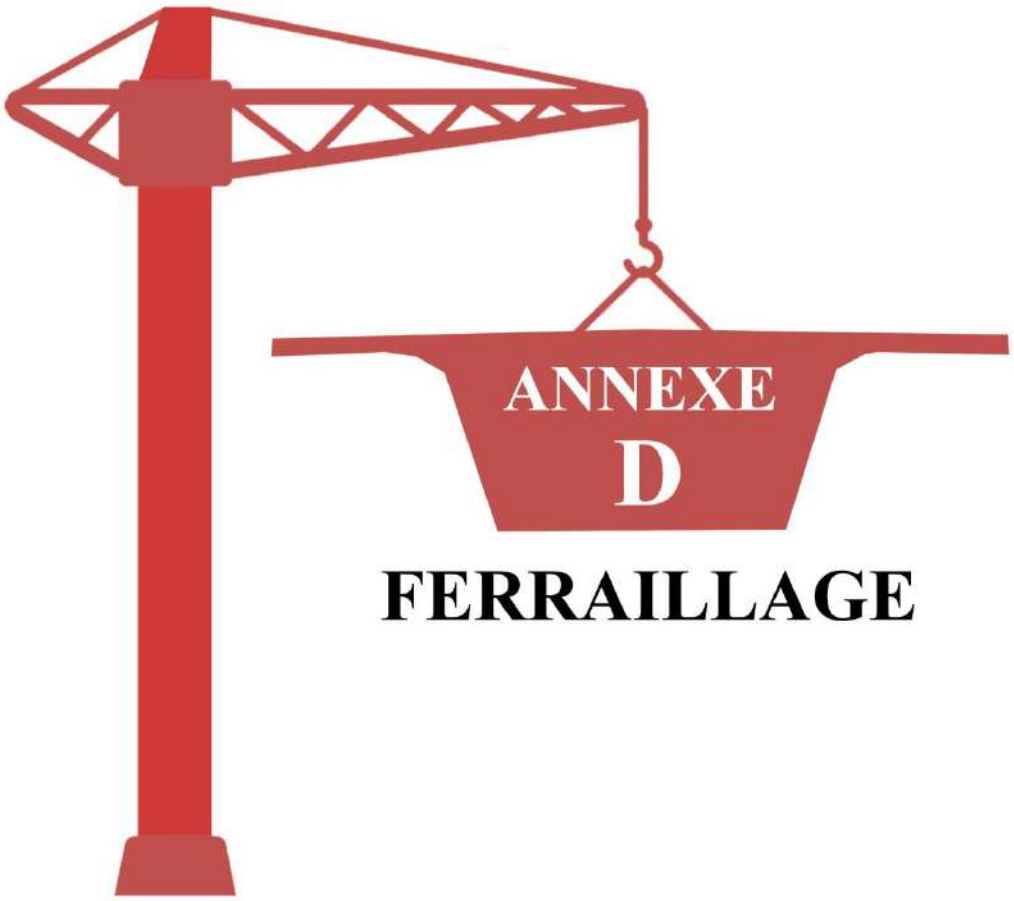
	N	H	MH	MV
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)
G+0.6T	16530,28	2113,78	-5400,84	1690,19
G++0.6T+1.2Q	16794,54	2477,94	-5400,84	2308,56
G+0.6T+1.2A(l)+ST	18540,16	2263,20	-5958,19	182,78
G+0.6T+1.2Bc+ST	16799,34	2293,777	-6072,24	1488,39
G+0.6T+Mc120	17700,85	2113,78	-5400,84	812,26
G+0.6T+D240	18479,55	2113,78	-5400,84	228,23

Annexe C.16: Evaluations de la décente de charge (cas de la culée) a l'ELU.

	N	H	MH	MV
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G+0.9T	22315,87	2854,94	-7296,13	2281,75
1.35G++0.9T+1.6Q	22668,22	4339,72	-9849,78	3904,87
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	32806,27	4053,40	-10592,91	1070,48
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	30485,18	4094,17	-10744,98	2811,30
1.35G+0.9T+1.35Mc120	31706,70	2854,94	-7296,13	1895,16
1.35G+0.9T+1.35D240	32757,94	2854,94	-7296,13	1106,73

Annexe C.17: Evaluations de la décente de charge (cas de la culée) a l'ELA.

	N	V	M
P max - H + 0,3V	10332,96	8342,08	26644,68
P min - H - 0,3V	9249,29	7888,92	26581,83
P max + V - 0,3H	11194,72	2544,35	7347,07
P min - V - 0,3H	8387,53	2404,84	8322,90



FERRAILLAGE

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR

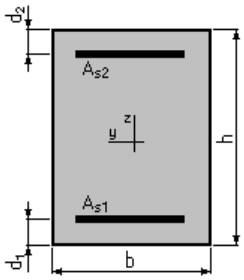
Hourdi supérieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	363,52	212,89
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 42,4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 11,2 (cm2)	Section maximum	$A_{s\ max}$ = 100,0 (cm2)
théorique	ρ = 1,06 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2,22 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 363,52 (kN*m) M_{min} = 212,89 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 17,1 (cm)
Bras de levier: Z = 34,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 146,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

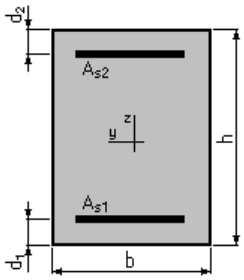
Hourdi supérieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

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 = 26,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	212,89
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 50,2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 45,3 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 2,5 (cm2)		
théorique	ρ = 4,55 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = 212,89 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,0 (cm)
Bras de levier: Z = 17,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 15,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 111,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

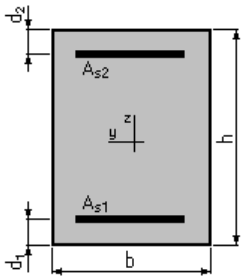
Hourdi inférieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	211,29	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 112,5 (cm2)
théorique ρ = 0,47 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,25 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 211,29 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,0 (cm)
Bras de levier: Z = 40,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

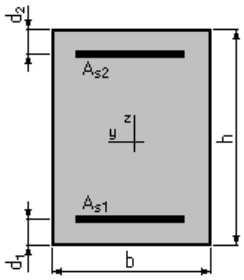
Hourdi inférieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	157,96	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 112,5 (cm2)
théorique ρ = 0,34 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,25 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 157,96 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,3 (cm)
Bras de levier: Z = 40,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

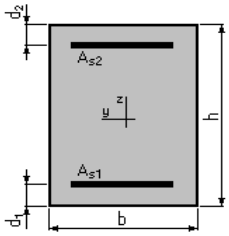
Ferraillage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

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 = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	154,25	286,12

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 16,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 14,0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 350,0 (cm2)
théorique ρ = 0,46 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 154,25 (kN) M = 286,12 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,4 (cm)
Bras de levier: Z = 59,5 (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' = 58,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA PILE

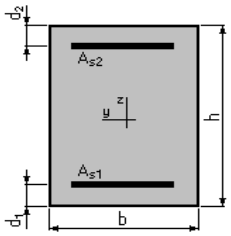
Ferraillage du voile (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

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	35531,22	5580,69
2.	ELS	26356,81	4131,12
3.	ELA	26100,00	53860,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 30,0 (cm2)
théorique ρ = 0,0(%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 35531,22 (kN) M = 5580,69(kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,84 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 340,4 (cm)
Bras de levier: Z = 95,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,67 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 26356,81 (kN) M = 4131,12(kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,73
Position de l'axe neutre: y = 472,2 (cm)
Bras de levier: Z = 104,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 139,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 26100,00 (kN) M = 53860,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 125,8 (cm)
Bras de levier: Z = 144,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,92 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 384,7 (MPa) comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Ferraillage des pieux (Pile)

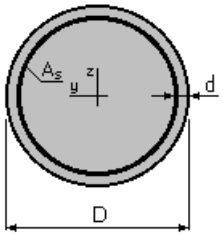
(Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

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)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	24,16	-83,91	0,00
2.	ELS	17,88	-62,10	0,00
3.	ELA	370,88	-1328,91	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 = 24,16 (kN) M_y = -83,91 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 30,11 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 31,7 (cm)
Bras de levier: Z = 99,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9,17 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 17,88 (kN) M_y = -62,10 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 16,74
Position de l'axe neutre: y = 38,7 (cm)
Bras de levier: Z = 98,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 3,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 4,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 370,88 (kN) M_y = -132,91 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 31,21 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 74,0 (cm)
Bras de levier: Z = 80,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,93 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =385,7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA CULEE

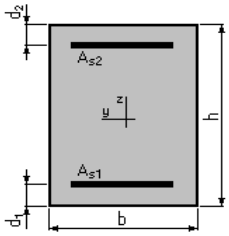
Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 328,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	915,02	586,98
2.	ELU	1594,26	1004,84
3.	ELA	159,05	1465,92

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 32,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 32,3 (cm2)
théorique ρ = 0,10 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 915,02 (kN) M = 586,98 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 26,59
Position de l'axe neutre: y = 301,1 (cm)
Bras de levier: Z = 222,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 0,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 1594,26 (kN) M = 1004,84 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 19,75 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 261,6 (cm)
Bras de levier: Z = 218,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,82 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 164,2 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 159,05 (kN) M = 1465,92 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,22 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 14,3 (cm)
Bras de levier: Z = 317,3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,46 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

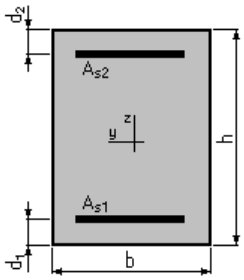
MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

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)	243,04	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	181,58	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 17.9(cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,8 (cm2)		
théorique	ρ = 0,67 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 243,04 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,4 (cm)
Bras de levier: Z = 31,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,15 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 181,58 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,6 (cm)
Bras de levier: Z = 30,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,4 (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)

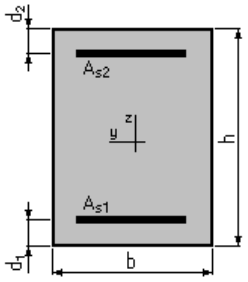
Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	120,56	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	91,08	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 16,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,66 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 120,56 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 22,6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,07	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 91,08 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 8,9 (cm)
Bras de levier:	Z = 22,0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 9,3 (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)

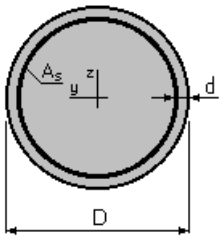
Ferraillage des pieux (Culée)
(Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

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°	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	917,47	-3186,69	0,00
2.	ELS	309,47	-1075,85	0,00
3.	ELA	1042,76	-3736,52	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 150,7 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,33 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 917,47 (kN) M_y = -3186,69 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,01 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 35,6 (cm)
Bras de levier: Z = 97,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 7,78 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 309,47 (kN) M_y = -1075,85 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,25
Position de l'axe neutre: y = 41,5 (cm)
Bras de levier: Z = 97,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 199,4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 98,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N = 1042,76 (kN) M_y = -3736,52 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 33,9 (cm)
Bras de levier: Z = 98,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,36 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)