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 diplôme d'Ingénieur d'État/Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDES DU VIADUC B A L'ENTREE NORD DE LA WILAYA D'ANNABA AU PK 0+077.03

Présenté par :
ZELTNI Yasser Mohamed Aimen

Encadré par :
Mr : Y.BABAKHOUYA
Consultant Ouvrage d'arts
B.I.E.S.T.A-Tébessa

Co-encadré par :
Mr : M.TAKI
Professeur ENSTP

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

ملخص

يتكون هذا العمل من تصميم ودراسة جسر يقع في النقطة الكيلومترية PK 0 + 77.03 يمتد على طول 400 متر، وهو جزء من مشروع تطوير المدخل الشمالي لمدينة. عنابة. بدأنا عملنا ببحث ببليوغرافي حول حساب قدرة تحمل الخوازيق متبوعة بتقديم المشروع. قمنا بعد ذلك بوضع التصميم عام للمشروع، والذي اقترحنا فيه خيارين، ثم اختيار الخيار الأكثر فائدة، بناءً على تحليل متعدد المعايير، انتقلنا بعدها الى حساب معمق للحل الامثل مرورا بي تقييم الأحمال والزائدة -دراسة الإجهاد المسبق -دراسة عناصر السطح. وأخيرا تصميم ودراسة البنية التحتية للجسر. تم إنشاء النمذجة بواسطة برنامج "روبو".

كلمات مفتاحية : الخرسانة سابقة الإجهاد، جسر منحني، لاحقة الشد، جسر صندوقي، طيف.

Résumé

Ce travail consiste à faire la **Conception et l'Etude d'un pont au PK 0+77.03** de 400 m de longueur, le projet s'intègre dans le cadre de l'aménagement de l'entrée nord de la ville d'**Annaba**. Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique portant sur le calcul de la portance d'un pieu suivi de la présentation du projet. Nous avons dressé, par la suite à la conception et pré-dimensionnement, dont laquelle, on a proposé 2 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse, en se basant sur une analyse multicritère, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharges - l'étude de la précontrainte - l'étude des éléments du tablier. En fin, la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : Les piles - Les culées. La modélisation a été établie par le logiciel a base des éléments finis « ROBOT ».

Mot clé : béton précontraint, pont courbe, post-tension, pont en caisson, spectre.

Abstract

This work consists of designing and studying a bridge at PK 0 + 77.03, 400 m in length, is part of the development of the northern entrance to the city. From Annaba. We started our work with a little bibliographical research on the calculation of the bearing capacity of a pile followed by the presentation of the project. We then drew up the design and pre-sizing, of which we proposed 2 variants, then the choice of the most advantageous variant, based on a multi-criteria analysis, then by the detailed sizing of the variant. Chosen, namely the evaluation of loads and overloads - the study of prestressing - the study of the deck elements. Finally, the design and study of the infrastructure of the work: The piers - The abutments. The modeling was established by the software based on finite elements "ROBOT".

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

Remerciement

Je remercie le bon Dieu de nous avoir offert la vie, la foi et la force pour aller de l'avant et être la fierté de nos proches de m'avoir permis d'en arriver là.

Je tiens à exprimer mon remerciement respectueux, et profonde reconnaissance à mon encadreur Monsieur ***Mr BABAKHOUYA YOUCEF****, ingénieur consultant en ouvrages d'art, qui m'a orienté et conseillé tout au long de ce travail avec ses judicieux conseils et sa constante disponibilité c'est grâce à sa compétente et indulgence que ce travail a pu être réalisé.*

Je tiens à exprimer mes sincères remercîments à ***Mr M.TAKI, professeur ENSTP****, notre co-encadant de mémoire de fin d'études, qui nous a enseigné et soutenu par ses compétences.*

Je remercie également les membres de jury qui feront L'honneur de juger mon 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

A mes chers parents : Toufik et Nadia 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.

A mes très chers défunts grands-parents maternels qui m'ont élevé et aimé

A mon défunt grand-père paternel qu'il soit fier de son petit-fils

A ma seule grand-mère avec tout mon amour

A ma sœur Aya et frère Wail

A 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 2020.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE. 01

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION. 02
I.2. PROBLEMATIQUE. 02
I.3. MISE EN PLACE D'UN PIEUX. 03
I.4. METHODES DE PREVISION DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX. 05
I.4.1. Frottement latéral. 05
I.4.2. Résistance de pointe. 11
I.5. CONCLUSION. 12

Chapitre II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION. 13
II.2. DESCRIPTION DU PROJET. 13
II.2.1. Objectif du projet. 13
II.2.2. Obstacle franchi. 13
II.3. LES DONNEES DE PROJET. 14
II.3.1. Les données fonctionnelles. 14
II.3.2. Les données naturelles. 16
II.4. CONCLUSION. 18

Chapitre III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION. 19
III.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION. 19
III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES. 19
III.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre ». 19
III.3.2. Variante 2 : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellements successifs ». 24
III.4. VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT. 28
III.4.1. Méthode de calcul. 28
III.4.2. Vérification de la variante 1. 28
III.4.3. Vérification de la variante 2. 31
III.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES DEUX VARIANTES. 31
III.6. ANALYSE MULTICRITERE. 36
III.7. CONCLUSION. 36

Chapitre IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION. 37
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL. 37
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. 37
IV.3.1. Le Béton. 37
IV.3.2. Les Armatures. 29

IV.3.3. Contraintes admissibles. 38
IV.4. LES CARACTERISTIQUES DU PONT. 39
IV.5. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES. 39
IV.5.1. Evaluation des actions hors trafic. 40
IV.5.2. Evaluation des actions dues au trafic. 41
IV.5.3. Autres surcharges. 44
IV.6. CONCLUSION. 45

Chapitre V : ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION. 46
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION. 46
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. 46
V.2.2. Charges à prendre en compte. 47
V.2.3. Combinaisons d'action. 49
V.2.4. Evaluation des efforts. 49
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE. 50
V.3.1. Phases de réalisation du viaduc. 50
V.3.2. Modélisation. 51
V.3.3. Combinaisons d'action. 52
V.3.4. Résultats. 53
V.4. CONCLUSION. 53

Chapitre VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION. 54
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU. 54
VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau. 54
VI.2.2. Position et enrobage des câbles. 55
VI.2.3. Tracé des câbles en plan. 55
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation. 56
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE. 58
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire. 58
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive. 59
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité. 59
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE. 62
VI.4.1. Pertes de tension instantanées. 62
VI.4.2. Pertes de tension différées. 63
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES. 69
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction. 69
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service. 70
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT. 70
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS. 70
VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU. 71
VI.7. CONCLUSION. 72

Chapitre VII : ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION. 73
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX. 73

VII.2.1. Modélisation. 73
VII.2.2. Résultats. 73
VII.3. FERRAILLAGE. 74
VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur. 74
VII.3.2. Ferraillage passif des voussoirs. 75
VII.4. EFFET DE TORSION. 75
VII.4.1. Calcul de ferraillage. 76
VII.4.2. Croquet de ferraillage. 76
VII.5. CONCLUSION. 77

Chapitre VIII : EQUIPEMENTS

VIII.1. INTRODUCTION 78
VIII.2. APPAREIL D'APPUI. 78
VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 78
VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui. 78
VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux. 80
VIII.2.4. Vérifications des appareils d'appui. 81
VIII.3. DES D'APPUIS. 83
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile. 83
VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile. 83
VIII.3.3. Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée. 84
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE. 85
VIII.4.1. Dimensionnement. 85
VIII.4.2. Type de joint. 85
V.III.5. GARDE-CORPS ET DISPOSITIF DE RETENU. 86
V.III.6. DRAINAGE DE L'OUVRAGE. 86
V.III.7. ETANCHEITE DU TABLIER. 86
V.III.8. CONCLUSION. 86

Chapitre IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION. 87
IX.2. ETUDE DE LA PILE. 87
IX.2.1. Conception de la pile. 87
IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K. 87
IX.2.3. Etude sismique. 88
IX.2.4. Evaluation des efforts de la pile la plus sollicitée. 90
IX.2.5. Combinaison des efforts. 91
IX.2.6. Ferraillage de la pile. 92
IX.3. ETUDE DE LA CULEE. 93
IX.3.1. Choix de type de culée. 93
IX.3.2. Choix de la morphologie. 93
IX.3.3. Pré dimensionnement de la culée. 93
IX.3.4. Vérification de la stabilité de la culée. 94
IX.3.5. Ferraillage des éléments de la culée. 96
IX.4. ETUDE DES FONDATION. 99
IX.4.1. Etude de la semelle. 99
IX.4.2. Ferraillage de la semelle. 102

IX.5. CONCLUSION. 102
CONCLUSION GENERALE. 103

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 : Chargement d'un pieu. 03
Figure I.2 : Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) installation (b) reconsolidation (c) chargement (Randolph, 2003). 04
Figure I.3 : Evolution du facteur en fonction de la résistance au cisaillement non drainée Cu (Su) (Chow, 1997). 06
Figure I.4 : Evolution du facteur d'adhérence α en fonction C_u (S_u)/ σ'_{v0} (Karlsrud et al, 2005). 07

Chapitre II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II.1 : Implantation du projet sur Google maps. 13
Figure II.2 : Tracé en plan de la voie portée. 14
Figure II.3 : Profil en long de la voie portée. 15
Figure II.4 : Profil en travers. 15
Figure II.5 : Gabarit à respecter. 16
Figure II.6 : Plan d'implantation des sondages. 17
Figure II.7 : Courbe lithologique du SC3. 17

Chapitre III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III.1 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre. 20
Figure III.2 : Notations des dimensions d'un voussoir. 25
Figure III.3 : Technique de réalisation d'un pont caisson. 25
Figure III.4 : Moment maximal variante 1. 28
Figure III.5 : Moment maximal variante 2. 29

Chapitre IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P. 39
Figure IV.3 : Largeur roulable. 40
Figure VI.3 : Numérotation des voussoirs. 40
Figure IV.4 : Système de chargement Bc. 42
Figure IV.5 : Système de chargement Bt. 43
Figure IV.6 : Convoi de charge Mc 120. 43
Figure IV.7 : Convoi exceptionnel D240. 44

Chapitre V : ETUDE LONGITUDINALE

Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau. 47
Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer. 48

Figure V.3 : Situation accidentelle de construction à considérer. 48
Figure V.4 : Modèle de calcul. 52

Chapitre VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VI.1 : Tracé en plan des câbles. 56
Figure VI.2 : Tracé en élévation des câbles. 56
Figure IV.3 : Disposition transversale des câbles de fléau. 57
Figure VI.4 : Tracé en plan et élévation des câbles des fléaux. 57
Figure IV.5 : Disposition transversale des câbles de continuité pour les travées principales. 60
Figure VI.6 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité pour les travées principales. 60
Figure VI.7 : Disposition des câbles de continuité des travées de rives. 61
Figure VI.8 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité des travées de rives. 61
Figure VI.9 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension. 62

Chapitre VII : ETUDE TRANSVERSALE

Figure VII.1 : Diagramme du moment de torsion. 75
Figure VII.2 : L'aire Ω. 76
Figure VII.4 : Schéma du ferraillage passif du voussoir courant. 76

Chapitre VIII : EQUIPEMENTS

Figure VIII.1 : Géométrie d'un appareil d'appui. 78
Figure VIII.2 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile. 84
Figure VIII.3 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée. 84

Chapitre IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX.1 : Spectre de réponse horizontal. 89
Figure IX.2 : Les dimensions des éléments de la culée. 94
Figure IX.3 : Ferraillage de la culée. 102
Figure IX.4 : Ferraillage de la pile. 102

Liste des tableaux

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I.1 : Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux. 08

Chapitre III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1. 20
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 21
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées. 22
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées. 25
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 26
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées. 26
Tableau III.7 : Vérification des contraintes. 32

Tableau III.8 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1. 32
Tableau III.9 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 2. 34
Tableau III.10 : Analyse multicritère des deux variantes. 36

Chapitre IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton. 37
Tableau IV.2 : Contraintes admissibles à la compression du béton. 38
Tableau IV.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 39
Tableau VI.4 : Estimation du poids total de tablier. 40
Tableau VI.5 : Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges. 41
Tableau IV.6 : Coefficient a_1. 41
Tableau IV.9 : Les valeurs de bc. 42
Tableau IV.10 : Les valeurs de δ. 44

Chapitre V : ETUDE LONGITUDINALE

Tableau V.1 : Combinaison d'action en phase construction. 49
Tableau V.2 : Evaluation des efforts en situation temporaire. 49
Tableau V.3 : Evaluation des efforts en situation temporaire. 50
Tableau V.4 : Phases de réalisation du tablier. 50
Tableau 5 : Combinaisons de charge en phase de service. 52

Chapitre VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau. 55
Tableau VI.2 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 57
Tableau VI.3 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. 57
Tableau VI.4 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale. 58
Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 59
Tableau VI.6 : L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales. 60
Tableau VI.7 : L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales. 60
Tableau VI.8 : L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives. 61
Tableau VI.9 : L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives. 61
Tableau VI.10 : Les pertes par frottement. 65
Tableau VI.11 : Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage. 65
Tableau VI.12 : Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension. 66
Tableau VI.13 : Les pertes totales instantanées. 66
Tableau VI.14 : Tableau VI.14 : Pertes dues au retrait. 67
Tableau VI.15 : Pertes dues au fluage. 67
Tableau VI.16 : Pertes dues à la relaxation des câbles. 68
Tableau VI.17 : Pertes totales. 68
Tableau VI.18 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 69

Chapitre VII : ETUDE TRANSVERSALE

Tableau VII.1 : Combinaisons des charges appliquées. 73
Tableau VII.2 : **Tableau VII.2 : Moments extrêmes dans le voussoir courant**. 73
Tableau VII.3 : Ferraillage passif du VC. 75

Chapitre VIII : EQUIPEMENTS

Tableau VIII.1 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 78

Tableau VIII.2 : Efforts et déplacement horizontal du tablier. 81
Tableau VIII.4 : Modèles des joints Wd. 81

Chapitre IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau XI.1 : Implantation et hauteurs des piles. 87
Tab XI.2 : Raideurs statiques transversales. 88
Tab XI.3 : Raideurs statiques longitudinales. 88
Tableau IX.4 : Distribution de forces longitudinales sur chaque appui. 89
Tableau IX.5 : Distribution de forces transversales sur chaque appui. 90
Tableau IX.6 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 90
Tableau IX.7 : Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 90
Tableau IX.8 : Combinaison des efforts. 91
Tableau IX.9 : Sollicitation les plus défavorables pour la pile-5-. 92
Tableau IX.10 : Les dimensions des éléments de la culée. 94
Tableau IX.11 : Calcul du coefficient de poussée Kad. 95
Tableau IX.12 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. 97
Tableau IX.13 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. 99
Tableau IX.14 : Combinaisons des moments et efforts normaux pour le mur frontal. 99
Tableau IX.15 : La vérification des conditions de la méthode des bielles –culée. 100
Tableau IX.1 : La vérification des conditions de la méthode des bielles –pile. 100

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.
15T15 : Quinze (15) torons de quinze (15) fils.
$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.
$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximale de compression, à ne pas dépasser.
$\boldsymbol{f_{prg}}$: Contrainte de rupture garantie.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: Contrainte de précontrainte élastique garantie.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_{Iup}}$: Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$: Contrainte de compression admissible.
$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt}}}$: Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
$\mathbf{M_P}$: Masse des piles.
$\mathbf{M_T}$: Masse du tablier.
$\mathbf{F_L}$: Force séismique longitudinale.
$\mathbf{F_T}$: Force séismique transversale.
$\mathbf{H_T}$: Force 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

Lors de l'élaboration d'un tracé routier, on rencontre plusieurs contraintes parfois naturelles telles que les oueds ou rivières et les montagnes, et d'autres fois artificielles comme les chemins de fer et les autres routes. Pour les franchir, on construit des ouvrages artificiels qui portent le nom d'ouvrages d'Art. Le terme Ouvrages d'Art est composé de deux mots :

- « Ouvrages » indiquant les constructions.
- « Art » indiquant l'importance de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers, la Direction des Travaux Publics de la wilaya d'ANNABA a lancé un programme de réalisation d'une liaison qui s'intègre dans le cadre de l'aménagement de l'entrée nord de la ville d'Annaba. Cette liaison comprend plusieurs ouvrages d'art dépendant de la structure et du type de l'ouvrage, des matériaux utilisés, ainsi que des obstacles à franchir.

Ainsi, le mémoire est structuré en quatre parties et neuf chapitres :

- ✓ La première partie est une recherche bibliographique comportant sur la capacité portante d'un pieu sous charge axial.
- ✓ La deuxième partie de ce travail est réservée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception.
- ✓ La troisième partie comprend le dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide du logiciel ″ ROBOT″.
- ✓ La Quatrième partie est réservée à la conception et à l'étude de l'infrastructure.

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

CHAPITRE : I

CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU SOUS CHARGE AXIAL

I.1. INTRODUCTION

Lorsque le terrain sur lequel repose une fondation est de mauvaise qualité et qu'il ne peut résister aux efforts qui lui sont transmis, impliquant soit une rupture du sol en place ou un tassement trop important, il arrive de devoir avoir recours à d'autres systèmes de fondation que celle dite « superficielle ». Le but est donc d'utiliser des fondations qui iront chercher en profondeur des sols tels que leurs caractéristiques permettent de résister (que cela soit en pointe de pieu ou par frottement latéral) aux charges qui leur sont communiquées. Ces fondations sont appelées fondations profondes ou semi-profondes.

Il existe différents types de fondations profondes. Elles sont généralement classées en deux catégories :

- Les pieux préfabriqués,
- Les pieux coulés en place.

I.2. PROBLEMATIQUE

La problématique des pieux 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 ; 20 mm).

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. On note donc de façon générale que la capacité portante d'un pieu est définie comme suit :

$$\mathbf{Rc = Rb + Rs}$$

Avec :

Rc : est la résistance totale du pieu en [kN].
Rb : est la résistance de pointe du pieu en [kN].
Rs : est la résistance de frottement latéral du pieu en [kN].

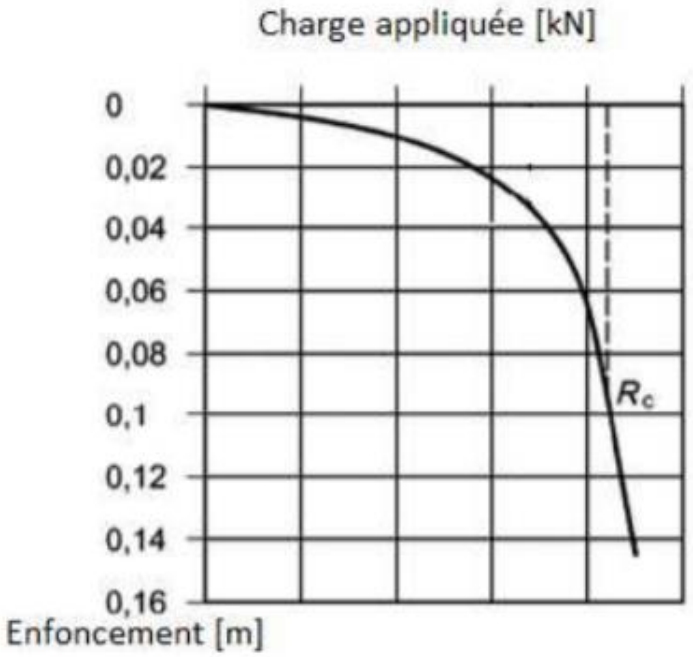


Figure I.1 : Chargement d'un pieu.

I.3. MISE EN PLACE D'UN PIEUX

La méthode d'installation d'un pieu peut avoir un effet significatif sur la capacité portante du pieu. En effet, cette capacité est influencée par le changement d'état de contraintes et de paramètre d'état du sol environnant qui se produisent pendant l'installation, pendant la reconsolidation (équilibrage de la surpression interstitielle génère par l'installation) et pendant le chargement du pieu.

Lorsqu'un pieu est enfoncé ou battu dans le sol, ce dernier subit des déformations et remaniements (changement structurels) dans la zone autour du pieu. Cette installation provoque alors une dégradation du frottement ou « fatigue » du frottement qui est un mécanisme souvent lié à la dégradation des paramètres de sol au niveau de l'interface (angle de frottement et contrainte radiale effective).

Cette dégradation résulte en partie des changements de contrainte au cisaillement du sol et principalement des augmentations des contraintes totales puisque le sol a été forcé vers l'extérieur durant l'enfoncement du pieu (Lehane et Jardine, 1994).

- Dans **l'argile**, à la fin de l'installation, un champ de surpression interstitielle est formé autour du pieu ainsi qu'un remaniement du sol (Bond & Jardine, 1991 ; Tomlinson 1994). Dans cette zone autour du pieu, qui peut être étendue à plusieurs fois le diamètre du pieu, le champ «ressemble» à celui généré par l'expansion cylindrique de cavité.

  Cette analogie a été utilisée pour modéliser l'effet de l'installation des pieux sur le déplacement et le changement de contrainte (Randolph et al. 1979).

  Comme schématisé sur la figure, il n'y a que le temps qui permet de dissiper cette surpression interstitielle et augmenter la résistance au cisaillement.

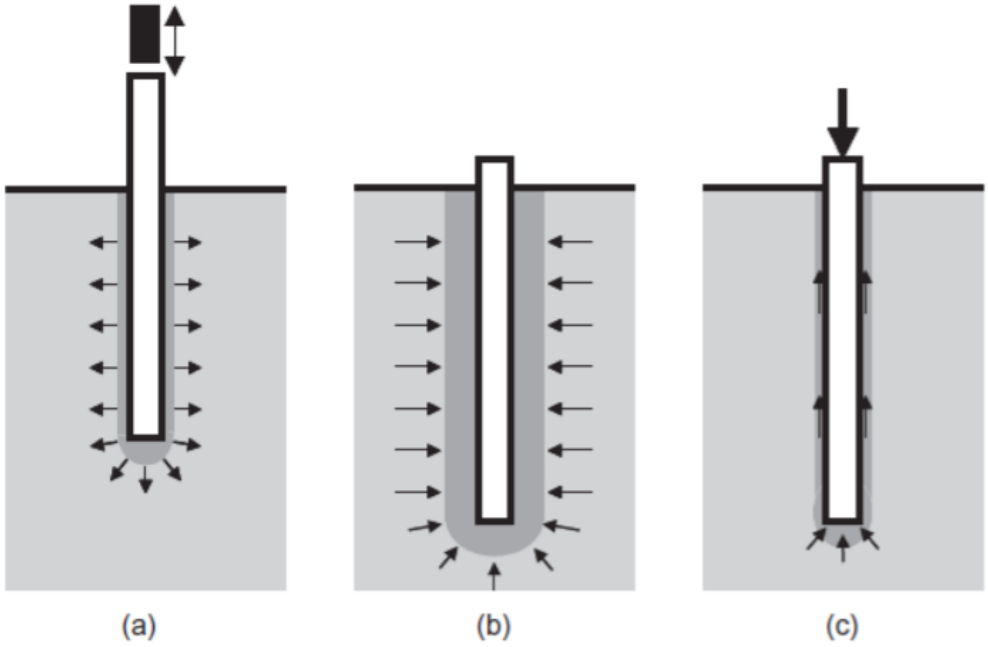


Figure I.2 : Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) installation (b) reconsolidation (c) chargement (Randolph, 2003)

- Dans **le sable**, l'influence de battage des pieux dépend de l'indice de densité et se traduit par la densification du sol au voisinage du pieu. Robinski and Morrison (1964) ont constaté, sur des modèles de pieux foncés dans un sable lâche, qu'il y a des déplacements importants et une densification du sol sous la pointe qui sont suivis par un déplacement du sol vers le bas (direction de fonçage) à proximité du fût.

Ces observations ont été confirmées par certains chercheurs qui ont instrumenté des pieux modèles enfoncés dans le sable, (Chan et Hannah, 1980 ; Sabagh, 1984 et Leung, 1985).

De même, pour étudier l'effet de l'installation de pieu dans le sable, White et Lehane (2004) ont effectué trois différents types d'installation de pieux modèles instrumentés en centrifugeuse. Après le battage du pieu, ils ont constatés des contraintes résiduelles qui restaient dans le système pieu/sol.

Ces contraintes se composent d'un effort de compression dans la région de la pointe du pieu et un frottement latéral négatif à l'extrémité du pieu.

En ce qui concerne la mise en place par forage (non refoulant), celle-ci provoque un moindre degré de perturbation du sol environnant. Ehlers & Ulrich (1977) ont indiqué que les problèmes posés par le forage sont essentiellement le relâchement des contraintes autour du trou au moment du forage et l'état de l'interface après bétonnage (mélange de particules de sol et béton, diamètre réel du pieu, état de la pointe, etc.).

En termes de capacité portante, en comparant deux pieux de mêmes caractéristiques installés dans le même sol, il semble que le pieu mis en place avec refoulement a une capacité portante supérieure au pieu installé sans refoulement.

I.4. METHODES DE PREVISION DE LA CAPACITE 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. 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 **Cu** 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.

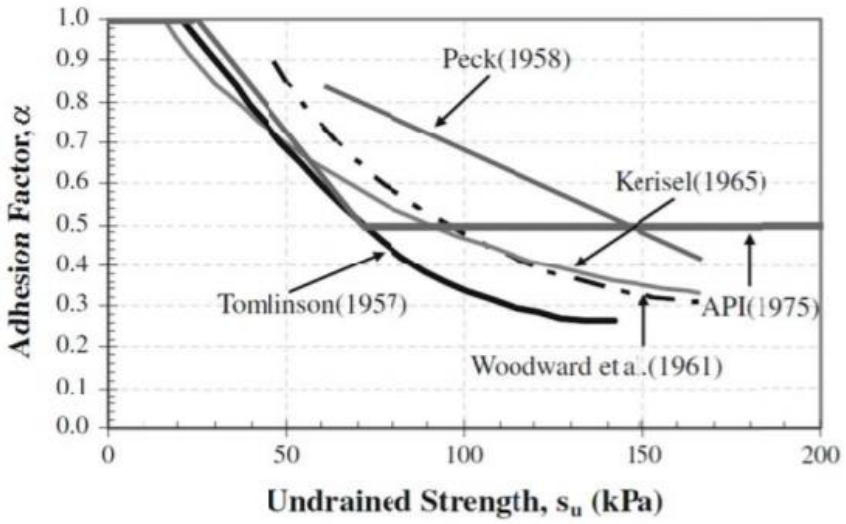


Figure I.3 : Evolution du facteur en fonction de la résistance au cisaillement non drainée Cu (Su) (Chow, 1997)

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 méthodes 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 $\mathbf{C_u/\ \sigma'_{v0} \leq 0.25}$ (sol normalement consolides) dépendant unique ment de l'indice de plasticité $\mathbf{I_p}$ ensuite celui-ci varie selon une relation log-linéaire jusqu'à $\mathbf{C_u/\ \sigma'_{v0} = 1}$.

Pour un ratio $\mathbf{C_u/\ \sigma'_{v0} > 1}$ (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.

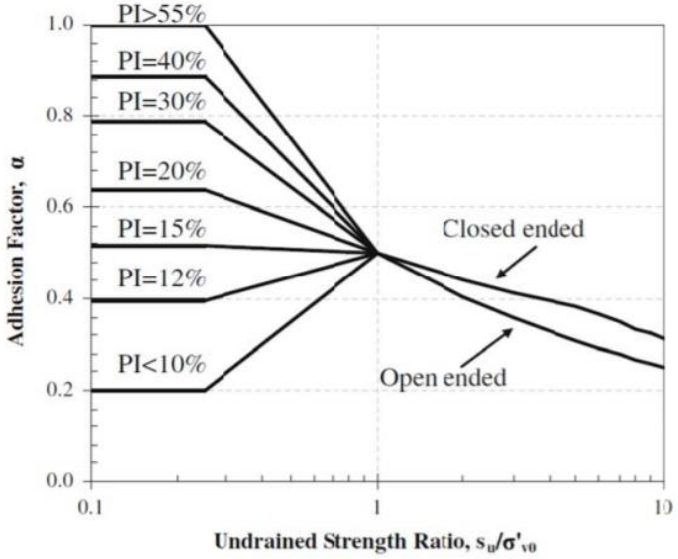


Figure I.4 : Evolution du facteur d'adhérence α en fonction C_u (S_u)/ σ'_{v0} (Karlsrud et al, 2005)

- **Méthode des contraintes effectives :**

Les méthodes de contrainte effectives se sont développées pour proposer des modélisations plus réalistes 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 & Selnes 1977) 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) :

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

(Burland 1993) 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).**

Tableau I.1 : Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux.

Densité relatif	Description du sol	Facteur de frottement β	Limiteur du facteur de frottement (KPa)	facteur de capacité portante N_q	Limitation du facteur de capacité portante (MPa)
Très lâche lâche lâche densité moyenne dense	Sable Sable Sable argileux Argile argile	Non applicable	Non applicable	Non applicable	Non applicable
Densité moyenne	Sable argileux	0.29	1.4	12	60
Densité moyenne dense	Sable Sable argileux	0.37	1.7	20	100
Dense Très dense	Sable Sable argileux	0.46	2	40	200
Très dense	Sable	0.56	2.4	50	250

Les définitions de la description du pourcentage relatif sont les suivantes:

- Très lâche : 0-15
- Lâche : 15-35
- Densité moyenne : 35-65
- Dense : 65-85
- Très dense : 85-100

Le facteur de frottement 13 i introduit dans ce document pour éviter toute confusion avec le paramètre 0 utilisé en annexe.
Sable - limon comprend les sols avec une fraction significative de sable et de limon. les valeurs de résistance augmentent généralement avec l'augmentation de la fraction de sable diminution avec l'augmentation de la fracturation du limon

Les paramètres de conception donnés dans l'édition précédente de l'API 2A-WSD pour ces combinaisons sol / densité relative peuvent ne pas être conservateurs. par conséquent, il est recommandé d'utiliser des méthodes basées sur le CPT pour l'annexe pour ces sols.

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 :

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

Pour les pieux battus ouverts, les valeurs de β sont prises dans le Tableau qui montre les différents paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sable siliceux. Pour les pieux battus fermés, on prend des valeurs de β plus grandes de 25% que celle présentées dans le Tableau.

- **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 $\mathbf{Q_s}$ est exprimé par l'équation (I-17) :

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

$\mathbf{L_p}$: longueur du fût du pieu
$\mathbf{L_0}$: longueur à partir de laquelle le frottement est mobilisé (= 1,5 D)
P : périmètre du pieu,
$\mathbf{q_s}$: 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 (I18) :

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

Où :

$\mathbf{q_c(z)}$: résistance de pointe d à la profondeur z.

$\mathbf{q_{smax}}$ **et** $\boldsymbol{\beta}$: 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 $\boldsymbol{\sigma'_{rf}}$ est différente de la contrainte radiale au début du chargement $\boldsymbol{\sigma'_{rc}}$.

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

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

Où :

$\boldsymbol{\delta'_f}$: angle de cisaillement d'interface (sol-pieu).

$\boldsymbol{\sigma'_{rf}}$: contrainte radiale finale.

$\boldsymbol{\sigma'_{rc}}$: contrainte radiale initiale.

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

Ils suggèrent comme expression de la contrainte radiale au début du chargement $\boldsymbol{\sigma'_{rc}}$:

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

Où :

$\mathbf{q_c}$: résistance de pointe du CPT.

h : distance verticale à partir de la pointe.

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

$\boldsymbol{\sigma'_{v0}}$: contrainte verticale initiale in situ.

$\mathbf{P_a}$: 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 :

$\boldsymbol{\delta_h}$: déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement.

R : Rayon de pieu.
G : module de cisaillement.

I.4.2. 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.

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.

Ce modeste travail reste une initiation à la recherche.

CHAPITRE : II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics, les ouvrages d'art et en particulier les ponts, ont montré leurs utilités et efficacité en tant que structure qui offre souvent la solution technique pour l'ingénieur, permettant de répondre aux exigences naturelles du site et exigence fonctionnelle de l'ouvrage. Sa conception nécessite donc de solide connaissances et la récolte du maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet abordé dans ce chapitre.

II.2. DESCRIPTION DU PROJET

II.2.1. Objectif du projet

Le projet fait l'objet de mon projet fin d'études s'intègre dans le cadre de l'aménagement de l'entrée nord de la ville d'Annaba

L'échangeur a pour but d'assurer la continuité (fluidité) des réseaux routiers et desservir plusieurs directions en même temps en distribuant les flux dans différentes directions selon l'ordre d'importance, et de faciliter aux usagers un déplacement dans les bonnes conditions de confort et de sécurité tout en évitant les points de conflits qui peuvent être la cause de graves accidents et les points d'arrêt qui provoquent des pertes de temps considérable.

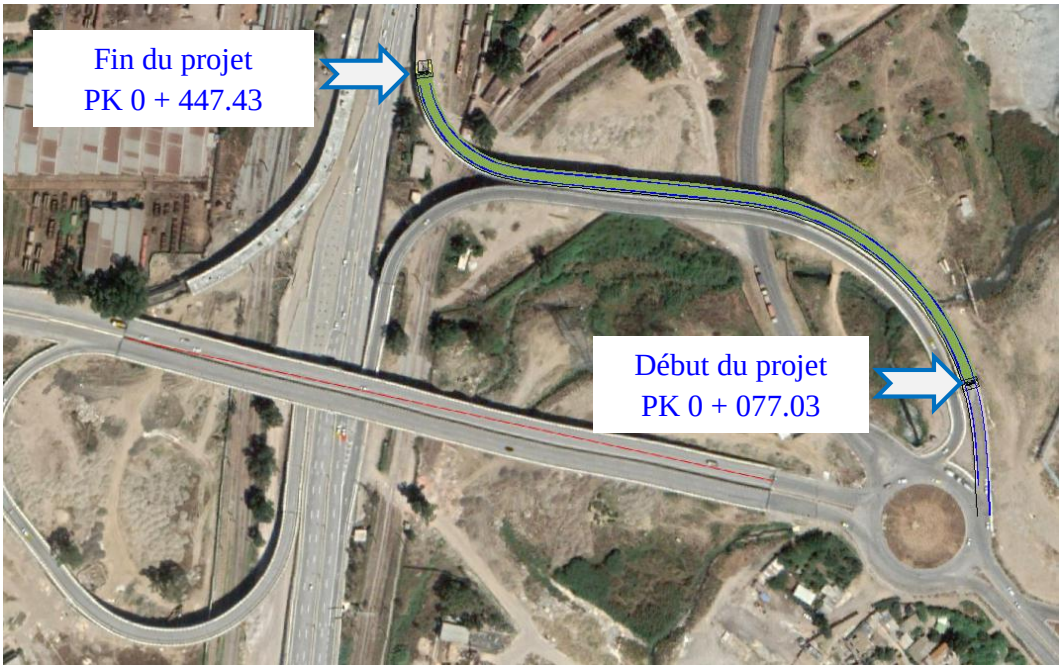


Figure II.1 : Implantation du projet sur Google maps.

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude du viaduc B situé entre le PK 0 + 077.03 et le PK 0 + 477.43 d'une longueur de 400 m, de la ligne routière reliant la cité Seybouse et le port d'Annaba (centre-ville).

II.2.2. Obstacle franchi

L'ouvrage passe au-dessus :

- De 03 lignes de voies ferrées.
- Une route CW56 avec deux voies.

II.3. DONNEES DU PROJET

II.3.1. Données fonctionnelles

Ces données constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service, ces données se divisent en deux catégories :

- Données relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Données relatives à l'obstacle franchi.

II.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage au PK 0 + 77.03.
- PK 0 + 077.03 au PK 0 + 238.80 : Arc, R = 156.00 m et L = 161.77 m.
- PK 0 + 238.80 au PK 0 + 286.16 : Clothoide, A = 86.00 et L = 47.36 m.
- PK 0 + 286.16 au PK 0 + 377.10 : Droite, L= 90,924 m.
- PK 0 + 377.10 au PK 0 + 410.00 : Clothoide, A = 44.43 et L = 32.9 m.
- PK 0 + 410.00 au PK 0 + 469.34 : Arc, R = 60.00 m et L = 161.77 m.
- PK 0 + 469.34 au PK 0 + 477.43 : Clothoide, A = 44.43 et L = 8.09 m.
- PK 0 + 477.43 au fin de l'ouvrage.

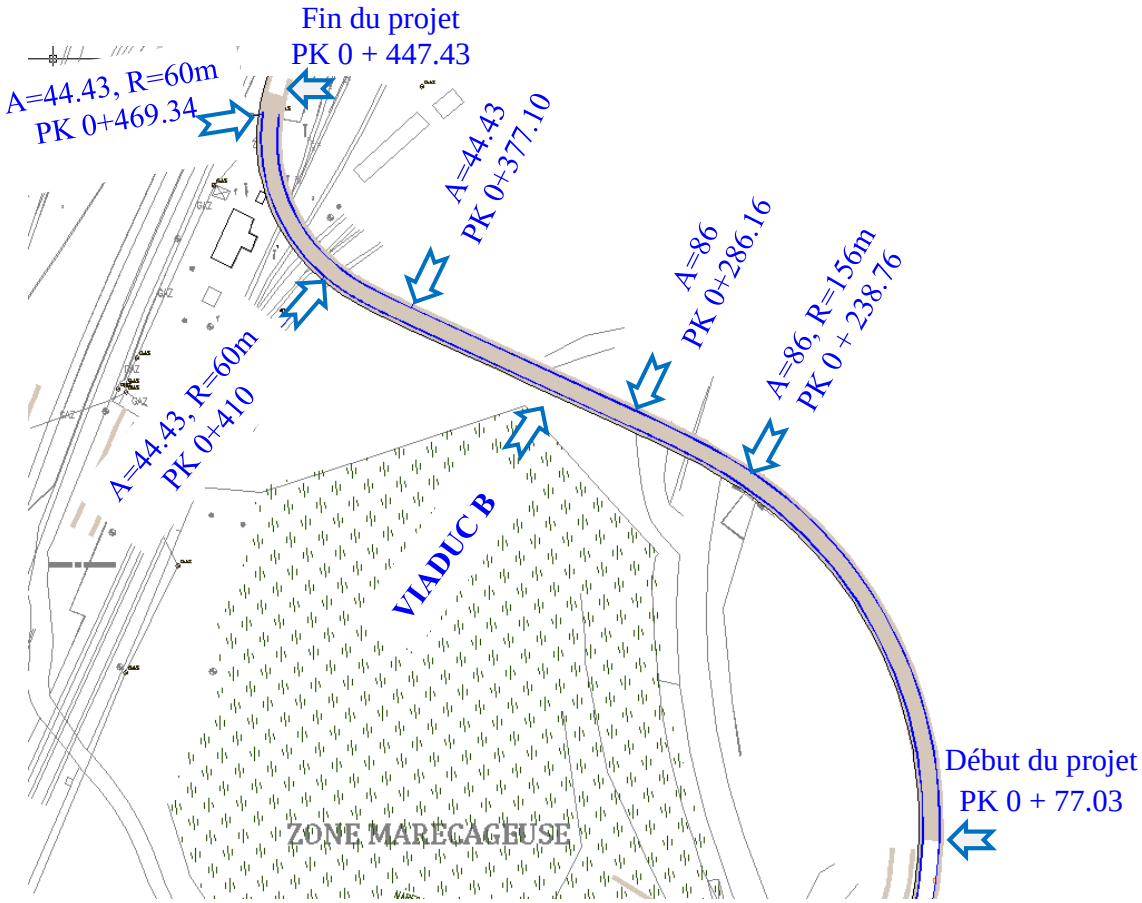


Figure II.2 : Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

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

- Début de l'ouvrage au PK 0 + 257.19 : linge droite P = 6.0 %.
- Du PK 0 + 257.19 au PK 0 + 269.96 : Parabole de R_v = 750 m.
- Du PK 0 + 269.96 au fin de projet : linge droite P = - 6.0 %.

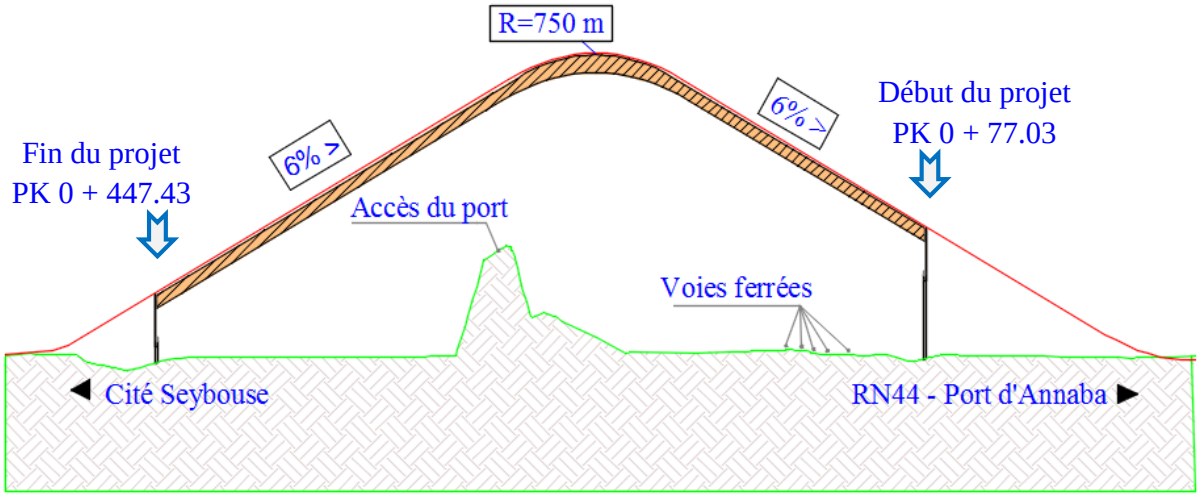


Figure II.3 : Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

La bretelle B est un viaduc ayant une voie de circulation. Le profil en travers du projet est défini par :

- La largeur rouable : L_R = 7.00 m
- La largeur chargeable : L_C = 6.00 m
- Deux trottoirs 1.5 m chacun.
- Le dévers : variable (Suit les dévers correspondants au tracé en plan défini précédemment).

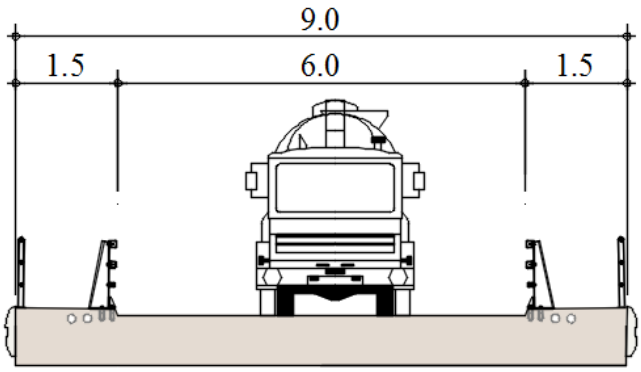


Figure II.4 : Profil en travers.

II.3.1.4. Gabarit

Le gabarit est une grandeur qui dépend de l'obstacle à franche (Une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable…etc.).

- L'ouvrage franchit une voie routière ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter de l'ordre de **5.25 m.**
- L'ouvrage franchit une voie ferrée ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter de l'ordre de **6.5 m.**

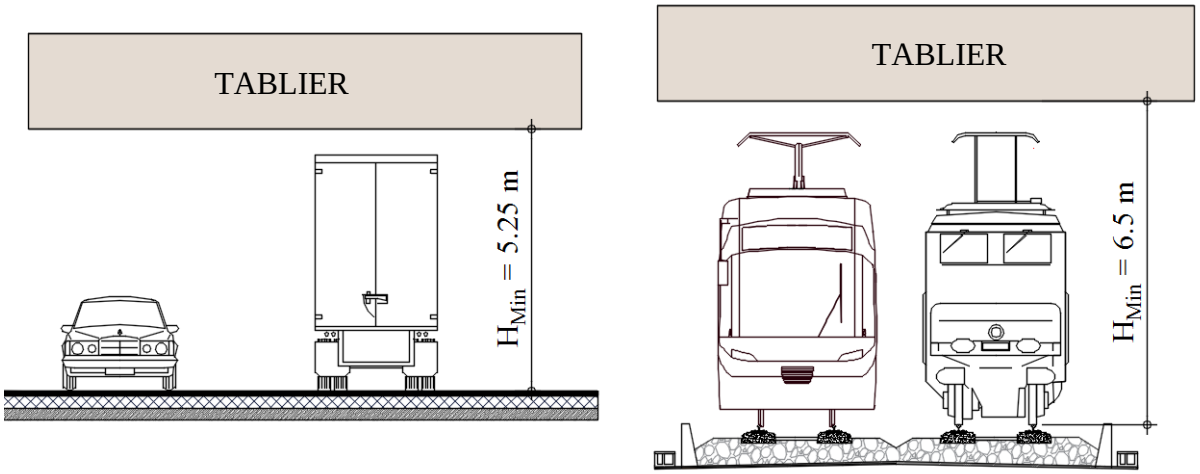


Figure II.5 : Gabarit à respecter.

II.3.2. Données naturelles

Les données naturelles rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influant directement sur sa conception.

II.3.2.1. Topographie

La visite du site effectuée m'a permis de conclure que le projet est implanté dans une zone plate.

II.3.2.2. Géotechnique

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel. Non seulement les données géotechniques conditionnent le choix des fondations des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement et le bon emplacement des appuis dans le but d'avoir un meilleur comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Sur la base de ces données moyennes, on détermine les paramètres géotechniques pour l'interaction terrain structure et on calcule la longueur des pieux.

- **Essais in situ :**

Le programme d'investigation géotechnique consiste à l'exécution des essais suivants :

- ✓ Quatre (04) sondages carottés (SC) de 50 mètres de profondeur accompagnent chacun des essais de pénétration au carottés (S.P.T.).
- ✓ Quatre (04) forages pressiomètrique (SP) de 50 mètres de profondeur chacun accompagnes par des essais pressiomètrique chaque 1.00 m.

La campagne piézométrique menée aux droits des sondages réalise montre la présence d'eau à une profondeur variable du niveau naturel du terrain (de -1.00 à -1.60 m).

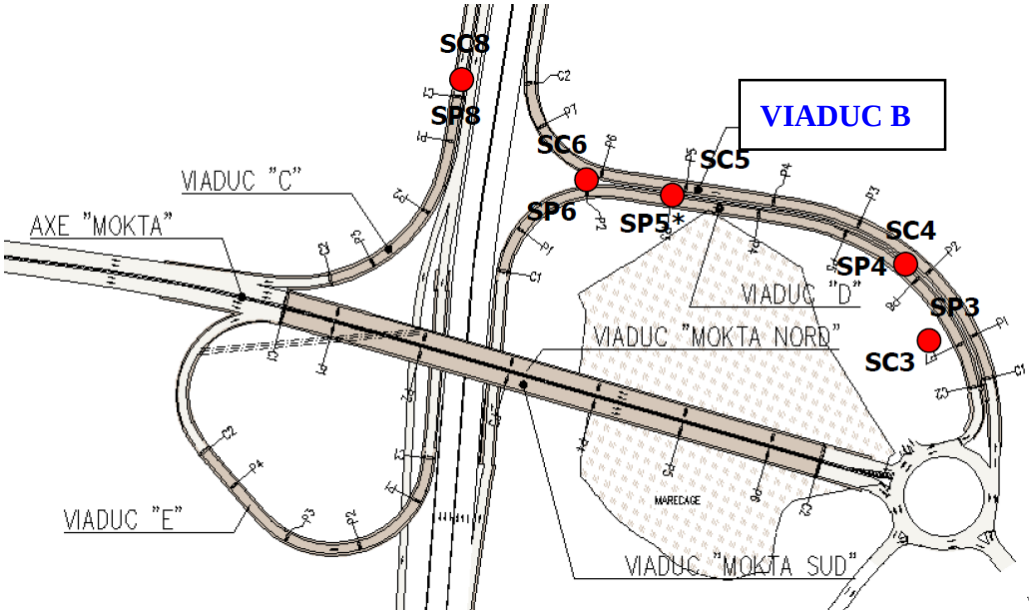


Figure II.6 : Plan d'implantation des sondages.

- **Essais au laboratoire :**

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

- ✓ Essais d'identification physique.
- ✓ Analyses chimiques du sol.
- ✓ Essais mécaniques.

- **Coupe lithologique :**

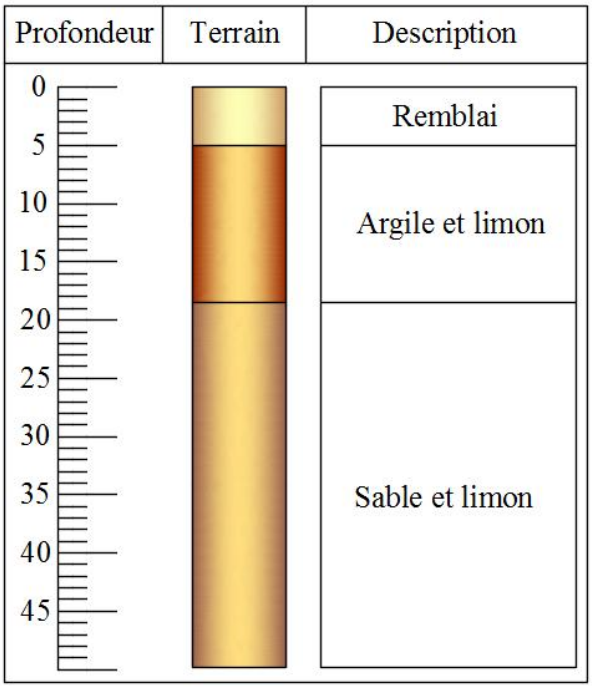


Figure II.7 : Courbe lithologique du SC3.

II.3.2.3. Sismicité du site

L'ouvrage se situe dans la wilaya ANNABA qui est classée dans la **zone IIa** (sismicité moyenne) selon « l'article 3.1.1 - RPOA 2008 ».

Le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice sera **A = 0.20. (**Groupe 2 : pont important**).**

II.3.2.4. Climato-graphie

- **La température :**

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis.

Cette variation est de l'ordre de « 17°C » dans la ville d'ANNABA.

- **La neige :**

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

- **Le vent :**

Ces 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.4. CONCLUSION

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte des données naturelles imposées par le site d'implantation, ainsi que les données fonctionnelles relatives à la voie portée par l'ouvrage. Le rassemblement de ces données a été fait par des visites sur site et l'analyse de l'ensemble des documents qui m'ont été fournis par le BET-SAETI.

CHAPITRE : III

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques est c'est le point que nous allons aborder dans ce chapitre.
- L'étude détaillée de la solution à retenir et qui fera l'objet des chapitres qui suivront ce chapitre.

III.2. DESCRIPTION DU PROJET

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnements et de leurs sujétions d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économique et originale lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle. Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

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

Nous devons rechercher la solution la plus économique en respectant les contraintes imposées sur les lieux. Dans le cas de notre ouvrage, on doit franchir une route et trois lignes de voies ferrées, et les matériaux principaux disponibles sont le béton armé, le béton précontraint et l'acier (passif, actif et les poutres métalliques). Les solutions possibles on prend deux solutions :

- ✓ 1ère solution : pont mixte bipoutre.
- ✓ 2ème solution : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellements successifs.

III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.3.1. Variante 1 : « Pont mixte à bipoutres »

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 poutres longitudinale et transversale (entretoises).

III.3.1.1. Pré-dimensionnement de la superstructure

On propose dans cette première variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de six travées principales de 55 m de longueur et deux travées de rives de 34.3 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 400 m.

Le tablier est de largeur égale à 9 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.

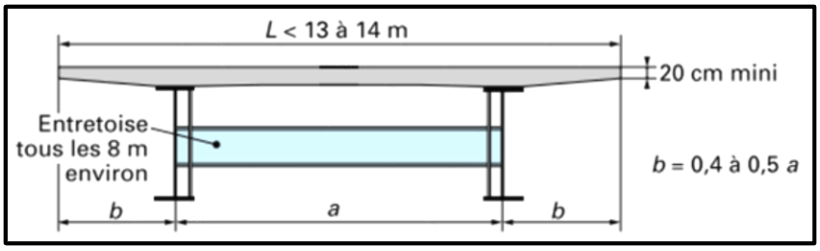


Figure III.1 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

1.5 m ≤ a ≤ 0.55 L → On opte pour : a = 5 m, par conséquence : b = 2 m.

Tableau III.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Eléments	Ratio usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	225
Hauteur sur pile	H = L/25	2 100
Hauteur à la clé	L/50 ≤ H' ≤ L/40	1 500
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2\times(H-H').\left(\frac{x}{\ell}\right) + (H-H').\left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005\times d$	50
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	60
Largeur semelle inferieure sur pile	$500mm \leq b_i \leq 12\,00$ mm	100
Largeur semelle supérieure sur pile	$400mm \leq b_s \leq 1\,000$ mm	800
Largeur semelle inferieure à la clef	$500mm \leq b_i \leq 12\,00$ mm	800
Largeur semelle supérieure à la clef	$400mm \leq b_s \leq 1\,000$ mm	600
Epaisseur de la semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

- **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, et leurs dimensions transversales sont résumées dans la **Figure III.1**.

- **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.

III.3.1.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➢ **Conception des piles :**

Une pile est un appui intermédiaire, a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

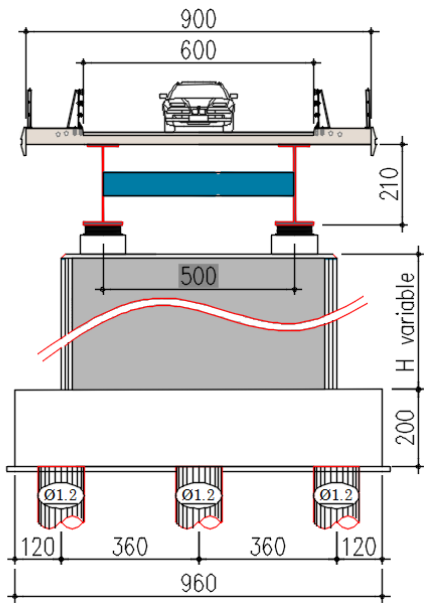
- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.

Le choix du type des piles fait appel à trois critères :

- Critères géométriques.
- Critères économique.
- Critères esthétiques.

On opte pour des piles en formes de voile.

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile	Largeur	2.00	
	Longueur	7.20	
	Hauteur	H_{P1} = 3.00 ; H_{P2} = 6.30 H_{P3} = 9.60 ; H_{P4} = 10.40 H_{P5} = 13.00 ; H_{P6} = 9.35 H_{P7} = 6.40	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	9.60	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	6	
	Profondeur	17.00	
	Entraxe	3.60	

➢ **Conception des culées :**

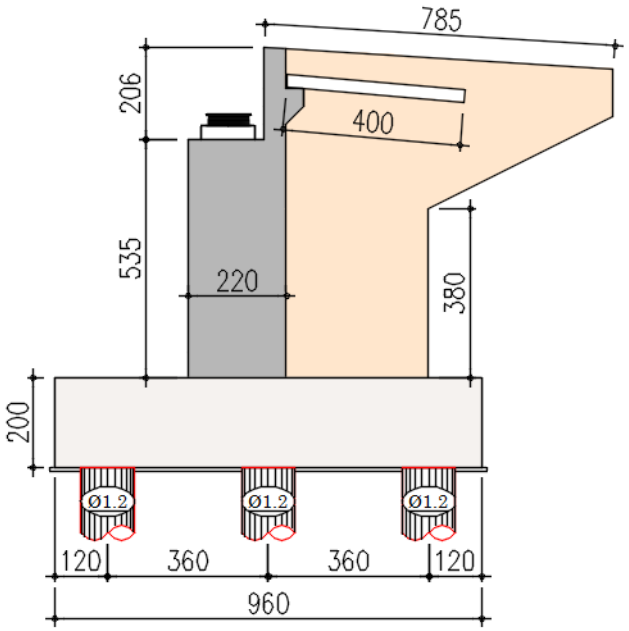
Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage.

On distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées.
- Les culées en terre armée.
- Les culées remblayées.
- Les culées contrepoids.
- Les culées creuses.

Notre viaduc est un passage supérieur franchissant une ligne ferroviaire. Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai donc on choisit une culée de type remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

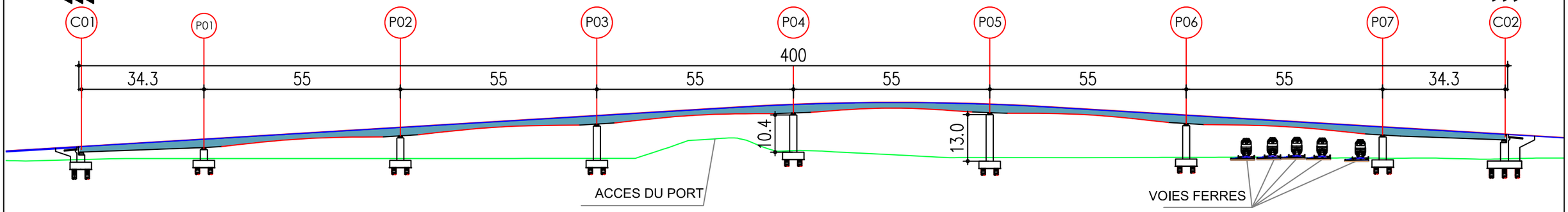
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H_{C1} = 2.20 H_{C2} = 5.35	
	Longueur	9.00	
	Épaisseur	2.20	
Mur en retour	Épaisseur	0.60	
Mur garde grève	Hauteur	2.06	
	Longueur	7.80	
	Épaisseur	0.50	
Dalle de transition	Longueur	4.00	
	Epaisseur	0.30	
	Largeur	7.50	
Semelles	Largeur	6.0/9.6	
	Longueur	9.60	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	6/9	
	Profondeur	17	
	Entraxe	3.60	

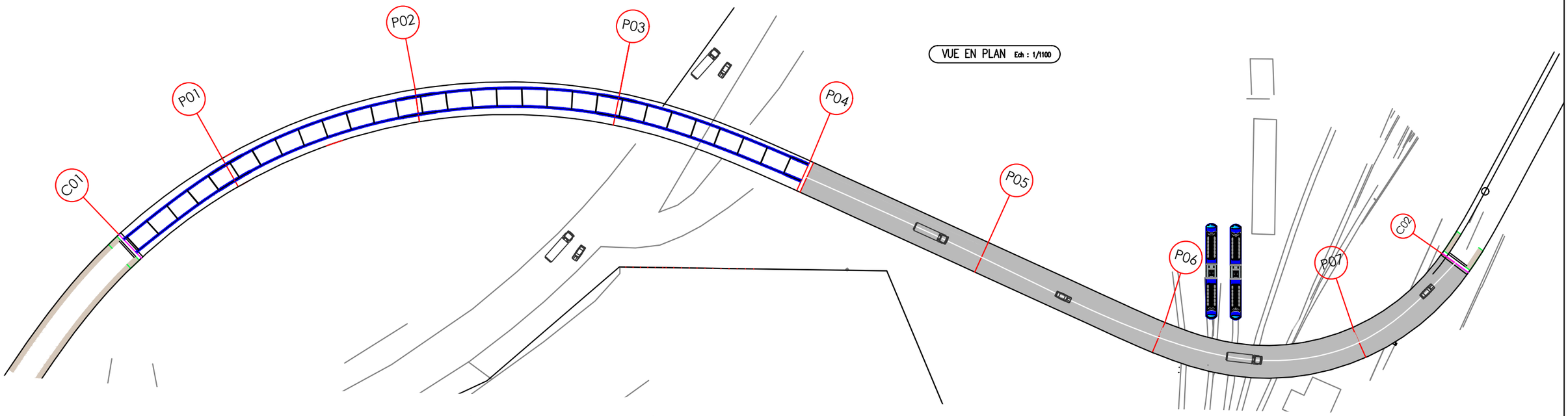
CITÉ SEYBOUSSE

RN44 - PORT ANNABA

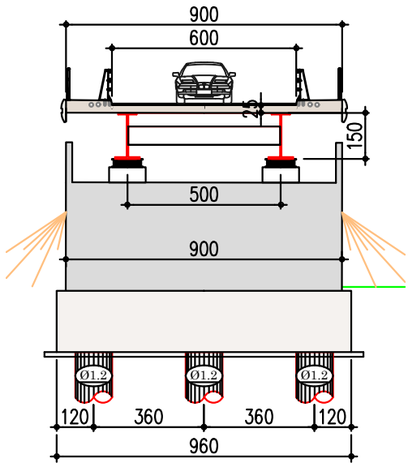
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/1100



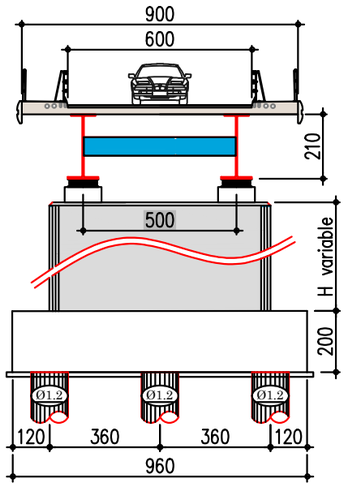
VUE EN PLAN Ech : 1/1100



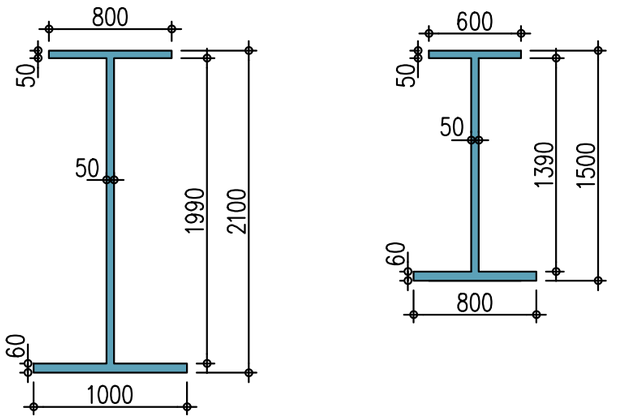
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/200



SECTIONS POUTRE CLEF+SUR PILE Ech : 1/40



III.3.2. Variante 2 : « : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellements successifs »

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

III.3.2.1. Pré-dimensionnement de la superstructure

- **Distribution des travées :**

Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire, qui mesure 10 à 20 pour cent de la longueur des travées principales, elle est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées. Donc nous avons six travées, deux travées principales de 55 m et deux travées de rives de 34.30 m pour chacune.

- **Découpage des voussoirs :**

Il dépend des moyens du transport, on prend 2.35 m pour les voussoirs courants et 2.00 m pour le voussoir sur pile.

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : N = 175.

- 7 voussoirs sur pile.
- 8 voussoirs de clavage.
- 158 voussoirs courants.
- 2 voussoirs sur culée.

- **Choix du type de caisson :**

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

- **Pré-dimensionnement de la section transversale :**

Le pré dimensionnement des caissons se fera à l'aide du document (S.E.T.R. A). Dans les ouvrages de portée principale est inférieure à 65 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

(hp = hc)

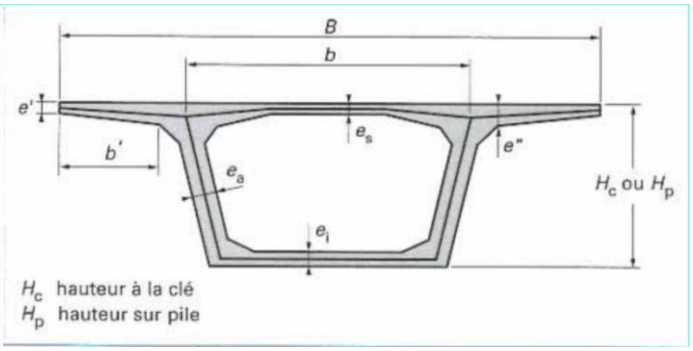


Figure III.2 : Notations des dimensions d'un voussoir.

Tableau III.4 : Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Eléments	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$	225 cm
Largeur de voussoir	B	900 cm
b’	B/4	225 cm
b	B-2C	450 cm
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	20 cm
e_2	$b'/8 \leq e_2 \leq b'/7$	35 cm
e_3	$e_3 > e_2$ - 10 cm et $e_3 > 1.5\ e_4$	30 cm
e_4	$b/30 \leq e_4 \leq b/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	20 %
e_a	$e_a \geq 26 + L(m)/5$	50 cm
e_i	$e_i \geq$ (18 cm, 3ϕ, $E_a/3$)	30 cm
Gossier supérieur	$30° < \alpha < 45°$	30°
Gossier inférieur	$30° < \alpha < 45°$	30°

- **Mode d’exécution :**

Ce mode de construction est intéressant dans le cas où l'ouvrage est important, pour un délai d'exécution minimum. En revanche, la préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage, ainsi que des problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints. Afin d'assurer un bon assemblage, on colle les deux voussoirs par de la résine époxyde, et on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.



Figure III.3 : Technique de réalisation d’un pont caisson.

III.3.2.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

On prend les mêmes types de pile et culée que la variante 1.

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

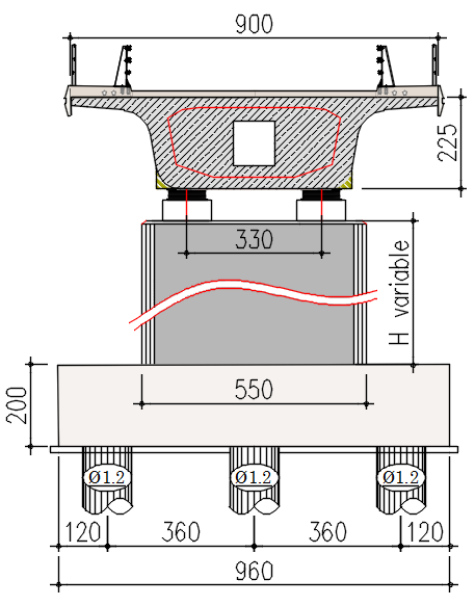
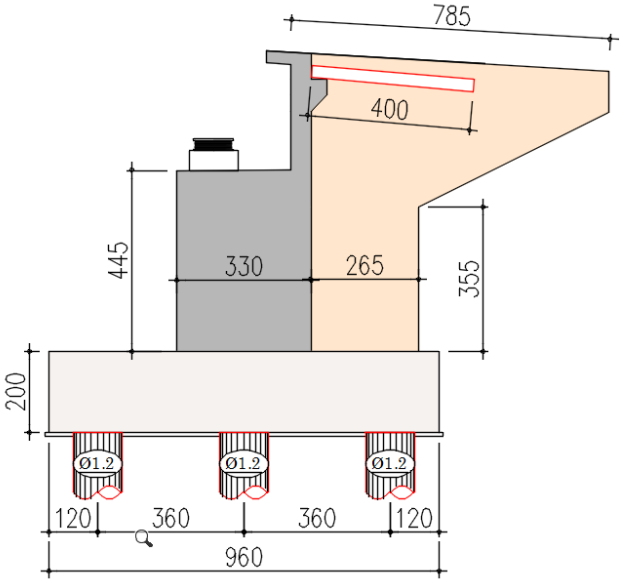
Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile	Largeur	1.60	
	Longueur	5.50	
	Hauteur	H_{P1} = 2.90 ; H_{P2} = 6.20 H_{P3} = 9.4 ; H_{P4} = 10.4 H_{P5} = 12.4 ; H_{P6} = 9.30 H_{P7} = 6.20	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	9.60	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	6	
	Profondeur	20.00	
	Entraxe	3.60	

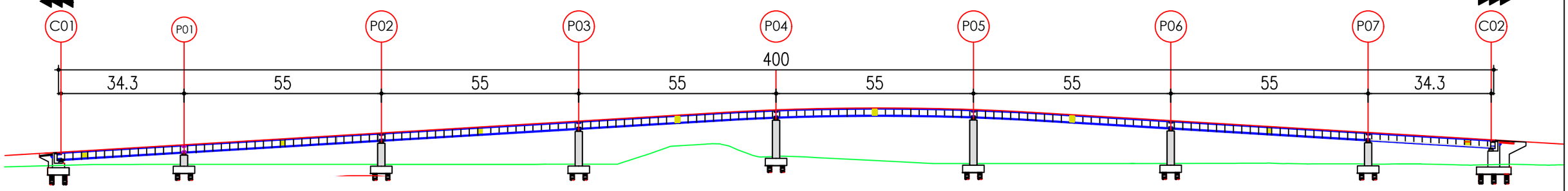
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H_{C1} = 1.40 H_{C2} = 4.45	
	Longueur	9.00	
	Épaisseur	3.30	
Mur en retour	Épaisseur	0.50	
Mur garde grève	Hauteur	2.95	
	Longueur	8.00	
	Épaisseur	0.50	
Dalle de transition	Longueur	4.00	
	Epaisseur	0.30	
	Largeur	8.90	
Semelles	Largeur	6.0/9.60	
	Longueur	9.60	
	Hauteur	2.00	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	6/9	
	Profondeur	20	
	Entraxe	3.60	

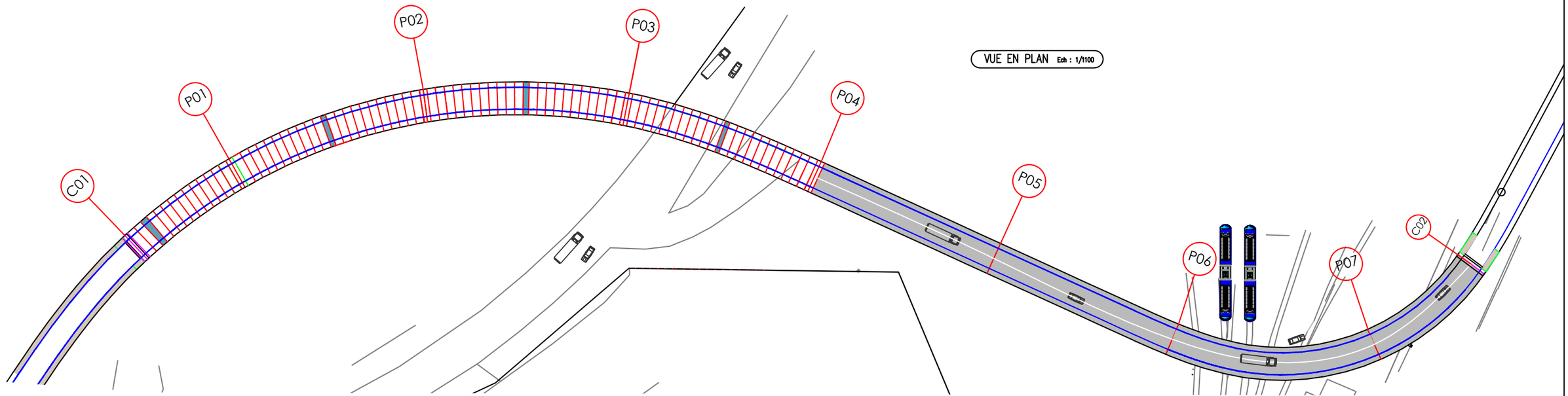
CITÉ SEYBOUSSE

RN44 - PORT ANNABA

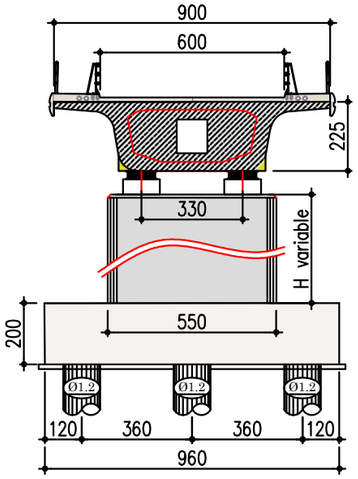
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/1100



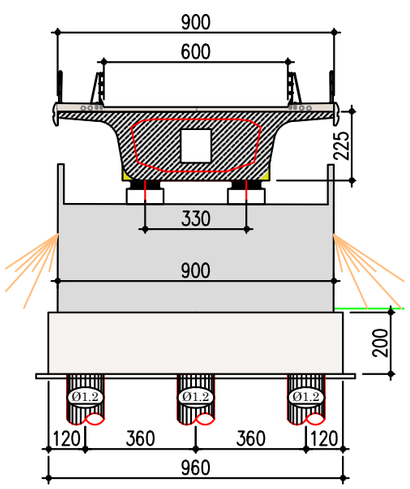
VUE EN PLAN Ech : 1/1100



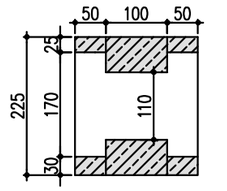
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



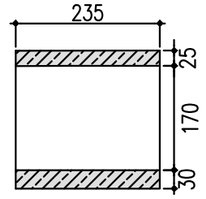
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



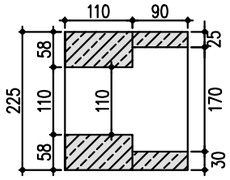
COUPE 1–1 Ech:1/100



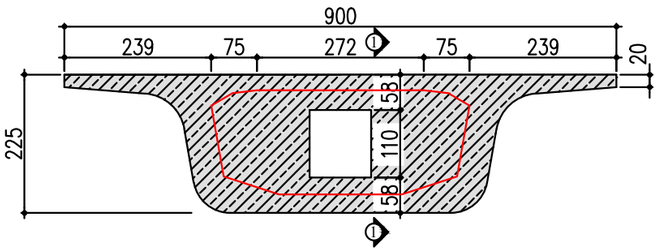
COUPE 2–2 Ech:1/100



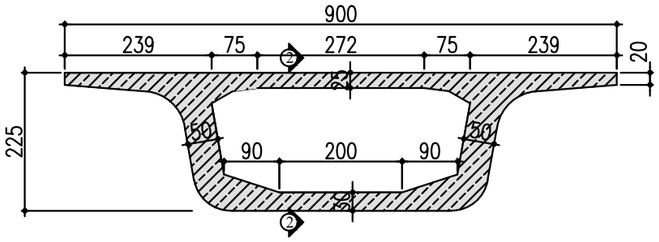
COUPE 1–1 Ech:1/100



COUPE SUR VSP Ech:1/100



COUPE SUR V.COURANT Ech:1/100



THÈME : CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC -B - A L'ENTREE D'ANNABA	CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 02 : PONT VOUSSOIR	Page : 27

III.4. VERIFICATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT

III.4.1. Méthode de calcul

Afin de vérifier pré-dimensionnement des variantes proposées, et à ce stade seulement, nous effectuerons un calcul à la rupture selon une seule combinaison de charge identique pour les deux variantes, pour pouvoir comparer rapidement et superficiellement, cette combinaison tient compte du poids propre et des surcharges.

Pour le pré-dimensionnement on va se limiter à la seule surcharge suivante :

$$Q = 2.3 + \frac{360}{L + 12} \ (kN/m^2)$$

III.4.2. Vérification de la variante 1

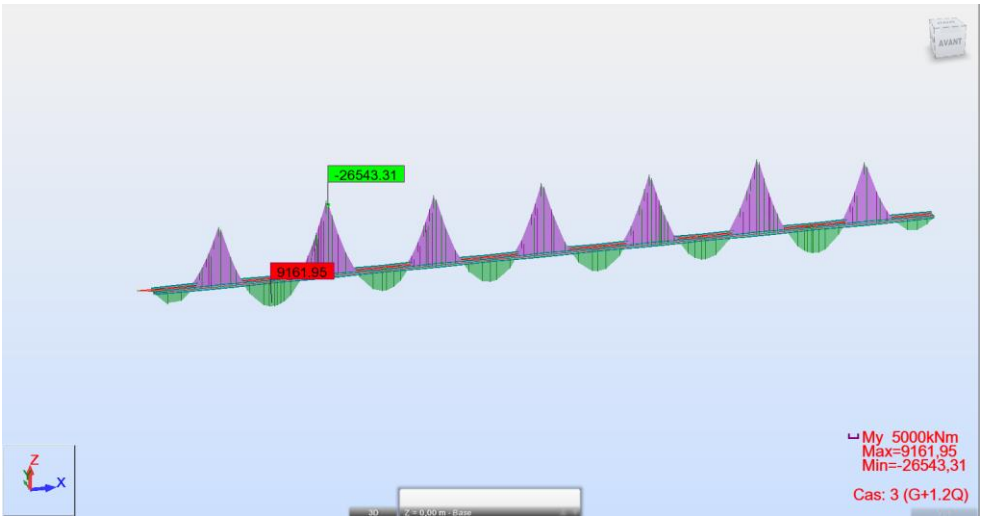


Figure III.4 : Moment maximal variante 1.

➢ **Vérification des contraintes :**

❖ Section sur pile :

✓ Vérification du voilement de l'âme :

On vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante : $h_{cff} \leq h_c$:

$$h_c = \frac{H}{1 + \frac{1}{\psi}}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}}$$

$$h_{cff} = 0.86 \times \sqrt{K} \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{h_c}{h_f}$$

$$K = \frac{11}{1 + \psi \times \sqrt{(1+\psi)^2 + 0.112\,(1-\psi)^2}}$$

Avec :

$\mathbf{h_c}$: la hauteur de l'âme comprimée de la section totale du profilé.
H : la hauteur de la section comprimée du profilé.
σ_{sup} : contrainte sur la partie supérieure de la section (traction).
σ_{inf} : contrainte sur la partie inférieure de la section (compression).
ν : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la section.
ν' : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la section.
h_{cff} : hauteur efficace de l'âme comprimée.
K : coefficient de voilement.
h_f : hauteur de l'âme définie entre le plan moyen des sections.

Application Numérique :

M = 26 543.31 kN.m ; I = 0.135 m^4
ν = 1.149 m ; ν' = 0.951 m
h_f = 1 990 mm ;
f_y = 355 MPa ; E = 210 GPa

Ψ = 0.83 ; H = 951 mm
K = 4.47
h_c = 431.33 mm
h_{cff} = 394.1 mm < h_c

➔ La condition de non-voilement est **vérifiée.**

✓ Vérification de la stabilité au déversement :

Pour cette vérification on compare la contrainte due au moment de flexion σ_f avec la contrainte critique de déversement σ_{crd} , sachant qu'elle est égale à la contrainte critique de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre σ_{crf} , la condition de non-déversement de la semelle : $\sigma_f \leq \sigma_{crd}$ Avec :

$$\sigma_{crd} = \sigma_{crf} = \pi^2 E/(\lambda_K)^2$$

$$\lambda_K = l_k/l_d$$

$$I_D = \sqrt{I/A_d}$$

$$A_d = (b_{eff} + (h_{cff}/2)) \times t_w$$

$$b_{eff} = 0.56 \times 2 \times \sqrt{E/f_y} \times 60$$

λ_K : élancement de la membrure comprimée.
A_D : section comprimée.
l_d : longueur de déversement.
l_K : longueur de déversement réduite.
t_w : épaisseur de l'âme.

Application Numérique :

$I = 0.135\ m^4$; $t_w = 40$ mm ; $f_y = 355$ MPa ; $E = 210$ GPa

$b_{eff} = 1\,634.4$ mm ; $A_d = 73\,258\ mm^2$; $I_D = 1\,357.5$ mm ; $\lambda_K = 40.52$

$\sigma_{crd} = 1\,261.07$MPa > $\sigma_f = 225.91$ MPa

➔ La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre.

❖ Section a mi- travée :

Sur la section à mi- travée le moment de flexion fait comprimer la partie supérieure de la section, donc la dalle en béton armé participe à la résistance à la compression, pour faire les vérifications sur cette section.

✓ Vérification du voilement de l'âme :

On suit la même méthodologie de vérification de la section sur pile.

Application Numérique :

$M = 9\,165.95$ kN.m ; $I = 0.051\ m^4$; **v** = 0.834 m ; **v'** = 0.666 m ; $h_f = 1\,390$ mm ; $f_y = 335$ MPa ; $E = 210$ GPa

$\Psi = 0.83$; $H = 666$ mm ; $k = 4.47$

$h_c = 302.06$ mm

$h_{cff} = 359.12$ mm > h_c

➔ La condition de non-voilement est **non vérifiée. (**Prévoir des raidisseurs lors de la conception).

✓ Vérification de la stabilité au déversement :

On suit la même méthodologie de vérification de la section sur pile.

Application Numérique :

$I = 0.051\ m^4$; $t_w = 40$ mm ; $f_y = 355$ MPa ; $E = 210$ GPa ; $A_d = 72\,558\ mm^2$; $I_D = 838.38$ mm

$\lambda_K = 65.63$

$\sigma_{crd} = 487.54$ MPa > $\sigma_f = 119.7$ MPa

➔ La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement de la membrure comprimée de la poutre**.**

III.4.3. Vérification de la variante 2

➢ **Sollicitations :**

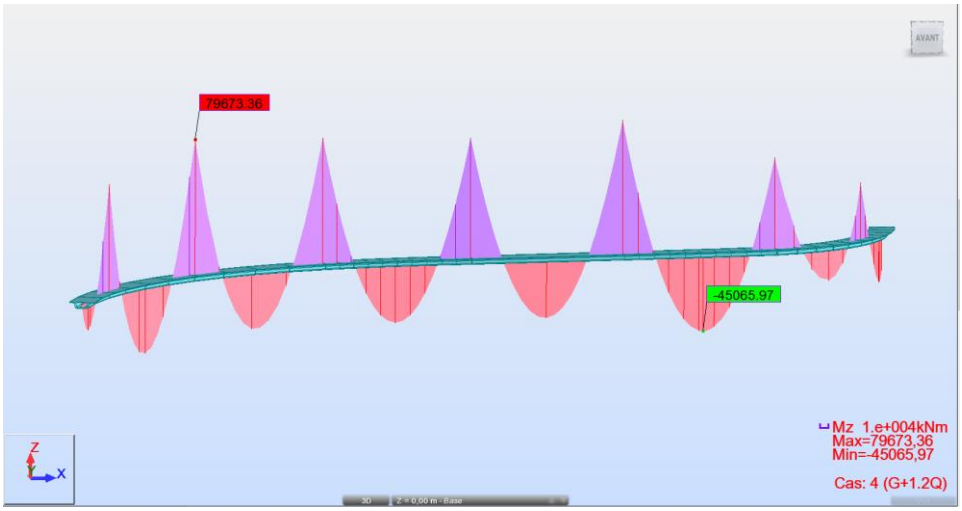


Figure III.5 : Moment maximal variante 2.

➢ **Estimation des sections de précontraintes :**

Les sections de précontraintes sont estimées sur les appuis, en basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, et les armatures passives sont des armatures de construction.

La section de précontrainte est estimée à mi- travée et sur pile, les câbles de précontraintes utilise sont du **13T15s**.

Nombre de câble :

$$n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P)\, P_0} \quad \text{avec} \quad P_0 = \sigma_{p0}\, A_0$$

$$P \geq \frac{\frac{M_{ext}}{I}\, v}{\left(\frac{e\, v}{I} + \frac{1}{B}\right)}$$ Pour les câbles de fléau.

$$P \geq \frac{\frac{M_{ext}}{I}\, v'}{\left(-\frac{e\, v'}{I} + \frac{1}{B}\right)}$$ Pour les câbles de continuité.

Avec :

e : excentricité du câble de précontrainte

A_P : section de précontrainte à déterminer.
M_{ext} : moment maximal dû à la combinaison de charge G + 1.2 Q.
σ_{p0} : sa tension d'origine est de : σ_{p0} **= 1 488 MPa** pour un câble de **13T15s**.
ΔP : perte de tension, elle est estimée dès le début de **25%.**
A_0 : section de précontrainte d'un câble, égale **à 2 100 mm²** pour un câble de **13T15s.**
Donc : P_0 **= 2.9 MN.**

Résultats :

M_{pile} = 66.098 MN.m

P > 50.29 MN ➔ **n > 23.11** on prend : **n = 24 câble de 13T15s.**

$M_{travée}$ = 38.160 MN.m

P > 22.83 MN➔ **n > 10.3** on prend : **n= 12 câble de 13T15s.**

➢ **Vérification des contraintes :**

Les conditions à vérifier sont comme suit :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \text{ et } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ et } \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27$ **MPa** ;

$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = 4.95$ **MPa** - Hors section d'enrobage ;

$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.3 = 3.30$ **MPa** - Section d'enrobage.

Résultats :

Tableau III.7 : Vérification des contraintes.

Section	M_{max} (MN.m)	V (m)	V' (m)	S (m^2)	I (m^4)	d (m)	P (MN)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	Obs
Sur Pile	66.098	0.98	1.27	11.19	5.31	0.15	52.23	-0.49	11.36	✓
A mi- travée	38.160	0.96	1.29	5.94	4.07	0.15	26.1	-0.59	7.16	✓

III.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES DEUX VARIANTES

Tableau III.8 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1.

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	969	55 000.00	53 295 000.00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	2 907.00	2 500.00	7 267 500.00

1/3	Essais d'auscultation sonique	U	57	45 000.00	2 565 000.00
1/4	Recepage des pieux	U	57	25 000.00	1 425 000.00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	4 000 000.00	8 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**72 552 500.00**

Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	65	9 500.00	617 500.00
2/3	Béton RN 27 pour semelles (piles. culées) et dalles de transition	M3	1180	14 000.00	16 520 000.00
2/4	Béton RN 27 pour piles	M3	840	15 000.00	12 600 000.00
2/5	Béton RN 27 pour culées	M3	160	15 000.00	2 400 000.00
2/6	Béton RN 35 pour dalle	M3	900	17 500.00	15 750 000.00
TOTAL (Poste 2)					**47 887 500.00**

Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E500 pour infrastructure	T	285	120 000.00	34 200 000.00
3/2	Acier haute adhérence Fe E500 pour la dalle	T	160	120 000.00	19 200 000.00
3/3	Acier charpente métallique tablier	T	1060	320 000.00	339 200 000.00
3/5	Assemblage et montage du tablier métallique	T	1060	80 000.00	84 800 000.00
TOTAL (Poste 3)					**477 400 000.00**

Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art				
4/1	Amenée du matériel. installation de chantier	F	30 000 000.0	30 000 000.00
	Repli du matériel			
	Débroussaillage et essartage/Abattage. arrachage et dessouchage d'arbres/Décapage de la terre végétale			

	Etudes d'exécution			
4/2	Échafaudage pour le montage du tablier	F	10 000 000.0	10 000 000.00
TOTAL (Poste 4)				**40 000 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**637 840 000.00**
T V A 19 %	**121189600**
TOTAL EN TTC	**759 029 600.00**
Sept cent cinquante-neuf millions vingt-neuf mille six cents Dinars Algérien	

Tableau III.9 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 2.

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1140	55 000.00	62 700 000.00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3 420.00	2 500.00	8 550 000.00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	57	45 000.00	2 565 000.00
1/4	Recepage des pieux	U	57	25 000.00	1 425 000.00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	4 000 000.00	8 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**83 240 000.00**
Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	65	9 500.00	617 500.00
2/3	Béton RN 27 pour semelles (piles. culées) et dalles de transition	M3	1180	14 000.00	16 520 000.00
2/4	Béton RN 27 pour piles	M3	800	15 000.00	12 000 000.00
2/5	Béton RN 27 pour culées	M3	180	15 000.00	2 700 000.00

2/6	Béton RN 45 pour voussoirs	M3	2500	36 000.00	90 000 000.00
TOTAL (Poste 2)					**121 837 500.00**

Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	280	120 000.00	33 600 000.00
3/2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour le tablier	T	450	120 000.00	54 000 000.00
3/3	Acier de précontrainte post tension pour voussoir	T	100	480 000.00	48 000 000.00
3/5	Acier de précontrainte de construction pour montage des voussoirs	T	700	14 000.00	9 800 000.00
TOTAL (Poste 3)					**145 400 000.00**

Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art				
4/1	Amenée du matériel. installation de chantier :	F	30 000 000.00	30 000 000.00
	Repli du matériel			
	Débroussaillage et essartage/Abattage. arrachage et dessouchage d'arbres/Décapage de la terre végétale			
	Etudes d'exécution			
4/2	Échafaudage pour le montage du tablier	F	10 000 000.00	10 000 000.00
TOTAL (Poste 4)				**40 000 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**397 977 500.00**
T V A 19 %	**75615725**
TOTAL EN TTC	**473 593 225.00**
Quatre cent soixante-treize millions cinq cent quatre-vingt-treize mille deux cent vingt-cinq Dinars Algérien	

III.6. ANALYSE MULTICRITERE

Tableau III.10 : Analyse multicritère des deux variantes.

	Variante N°01	**Variante N° 02**
Avantages	**1**-La possibilité de franchir des grandes portées. **2**-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.	**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.
Inconvénient	**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.	**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).

III.6. CONCLUSION

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

À savoir que la variante mixte bipoutre a pu être la solution convenable à ce franchissement, lorsque le délai d'approvisionnement des pièces métalliques ne constitue pas un majeur inconvénient, cependant le coût et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix, alors que le recours à la construction par encorbellements successifs est dans ce cas le plus adéquat si en tient compte la difficulté d'accès au site.

CHAPITRE : IV

ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliqués. Au présent chapitre, on va décrire et évaluer les principales actions applicables au pont. Les actions hors trafic, les actions dues au trafic et leur combinaison.

IV.2. LES NORMES

Le calcul et le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

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

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Le béton

Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton.

	Superstructure	**Infrastructure**
f_{c28}	40 MPa	27 MPa
Dosage en ciment	450 Kg/m^3	350 Kg/m^3
f_{t28}	3 MPa	2.22 MPa

A noté que pendant tout ce qui va suivre on prendra la densité du béton : 25 KN/m^3.

IV.3.2. Les armatures

➢ **Armatures passives :**

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

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPa.
- Modules de la déformation élastique : E_s = 200 GPa.
- Poids volumique : ν = 78.5 kN/m^3.

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 m. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2.40 X 6.00 pour la plupart.

➢ **Armatures de précontraintes :**

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **T15s TBR** (très basse relaxation), classe **1 860**.

- Résistance ultime : f_{prg} = 1 860 MPa.
- 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'une câbles : A_p = 1 950 mm².
- Diamètre de la gaine : Φ = 90 mm.
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : ρ = 2.5%.
- Coefficient de Recul d'encrage g = 2 mm.

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0.1%.
f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

IV.3.3. Contraintes admissibles

➢ **Contraintes admissibles à la compression :**

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

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.

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

Tableau IV.2 : Contraintes admissibles à la compression du béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22.67	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	29.57	19.96
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		24.00	16.20

➢ **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 :

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

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

- **Contraintes limites de traction des aciers :**

Tableau IV.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.5 \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$ n = 1.6		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$ n = 1.6		20	200

- **Classe de justification de la précontrainte :**

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

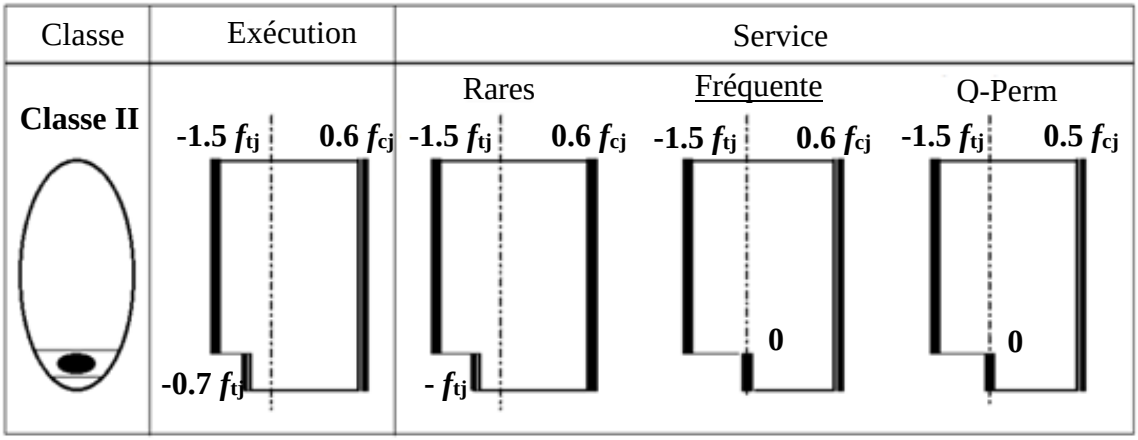


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en BP.

IV.4. LES CARACTERISTIQUES DU PONT

Les ponts routes sont classés en trois catégories en fonction de la largeur roulable et de leur destination :

- **Les ponts de premières classes :**
  - Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m.
  - Tous les ponts supportant des bretelles d'accès de telles chaussées.
  - Les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m qui sont désignés par les CCTP.
- **Les ponts de deuxième classe :**

Les ponts supportant des chaussées à 2 voies de largeur roulable comprise entre 5.5 m et 7 m valeurs limites exclues.

Pour notre projet, il s'agit d'une bretelle d'accès en zone urbaine. Le pont ayant une largeur roulable L_R = 6 m. Donc c'est un pont de classe 1.

➢ **Largeur roulable et chargeable :**

Pour le cas de notre projet, on a :

- Largeur totale de L_T = 9 m.
- Largeur roulable L_R = 6 m.
- Largeur chargeable L_c = 5 m.

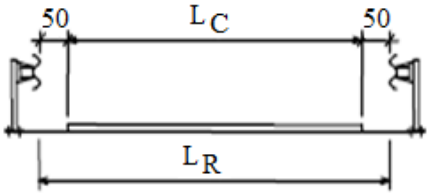


Figure IV.2 : Largeur roulable.

IV.5. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les actions agissantes sur l'ouvrage en phase de service sont les suivantes :

- Les charges permanentes (CP + CCP).
- Les charges routières.
- Autres surcharges.
- Les charges sismiques.
- Les charges thermiques.

IV.5.1. Charge permanentes

➢ **Poids des voussoirs Pv :**

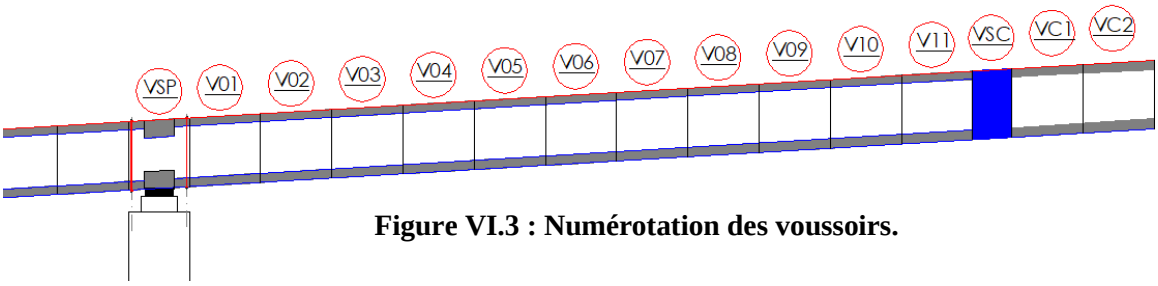


Figure VI.3 : Numérotation des voussoirs.

Tableau VI.4 : Estimation du poids total de tablier.

Poids voussoirs d'un fléau			
N° Voussoirs	L_V (m)	S_V (m^2)	Poids (KN)
VSP	2	11.19	559.50
V01	2.35	5.94	348.98
V02	2.35	5.94	348.98
V03	2.35	5.94	348.98
V04	2.35	5.94	348.98
V05	2.35	5.94	348.98
V06	2.35	5.94	348.98
V07	2.35	5.94	348.98
V08	2.35	5.94	348.98
V09	2.35	5.94	348.98
V10	2.35	5.94	348.98
V11	2.35	5.94	348.98
VSC	0,80	10,21	204.25

Poids voussoirs sur culée			
N° Voussoirs	L_V (m)	S_V (m^2)	Poids (KN)
VC1	2.35	5.94	348.98
VC2	2.35	5.94	348.98

Poids total d'un fléau

8 236.95	**KN**

Poids total de l'ouvrage G_{Pv}

61 885.46	**KN**

➢ **Les compléments de charges permanentes CCP :**

Tableau VI.5 : Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Trottoir	25	22.5	8 994.6
Glissière de Sécurité	/	2 x 0.6	479.712
Garde courts	/	2 x 0.5	399.712
Revêtement en BB	24	11.52	4 605.24
corniches	25	4.45	1 778.93
Poids CCP	/	**40.67**	**16 258.24**

Poids total G_v

61 885.46 KN

Poids total $G_{Total} = G_v + G_{Ccp}$

78 143.7 KN

IV.5.2. Charge routière

Les charges définies et pris en considération lors de l'étude sont :

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

IV.5.2.1. Nombre de voies et la largeur d'une voie

Toutefois, les chaussées dont la largeur chargeable est comprise entre 5 m et 6m sont considérées comme comportant deux voies de circulation. Avec une largeur d'une voie $\mathbf{L_{voie} = 2.50\ m}$.

IV.5.2.2. Système de charge A

$$\mathbf{A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}} \qquad \mathbf{A1 = \max \begin{cases} a_1 A\,(l) \\ 4 - 0.002\,L \end{cases}}$$

Avec :

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients $\mathbf{a_1}$.

Tableau IV.6 : 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 $\mathbf{A_1}$ Obtenue est multipliée par un coefficient $\mathbf{a_2 = v_0/v}$, v étant la largeur d'une voie et $v_0 = 3.50$ m, donc $\mathbf{a_2 = 1,4.}$

IV.5.2.3. Système de charge B

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

- Le système $\mathbf{B_c}$ qui se compose de camions types (300 KN).
- Le système $\mathbf{B_t}$ se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».
- Le système $\mathbf{B_r}$ se compose d'une roue isolée (100 KN).

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

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

Tableau IV.7 : Coefficient 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

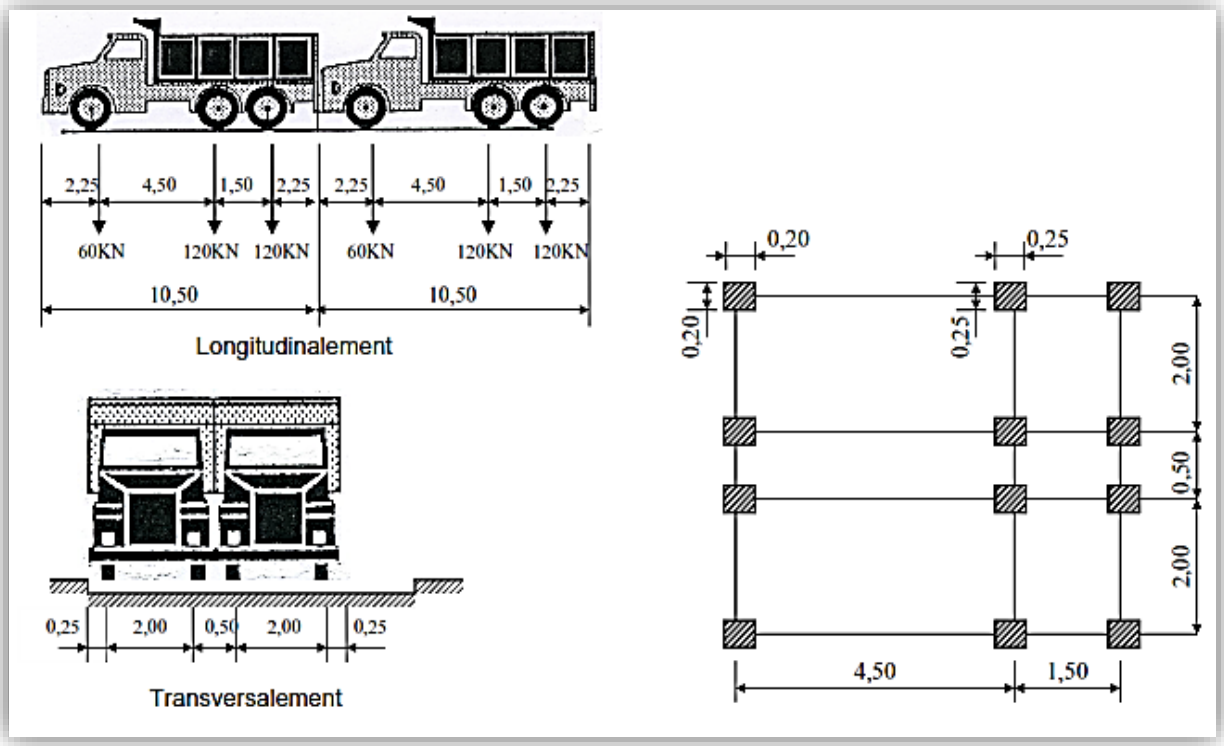


Figure IV.4 : Système de charge B_c.

➢ **Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR :**

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système $\mathbf{B_t}$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_t = 1.2}$ (pont de classe 1).

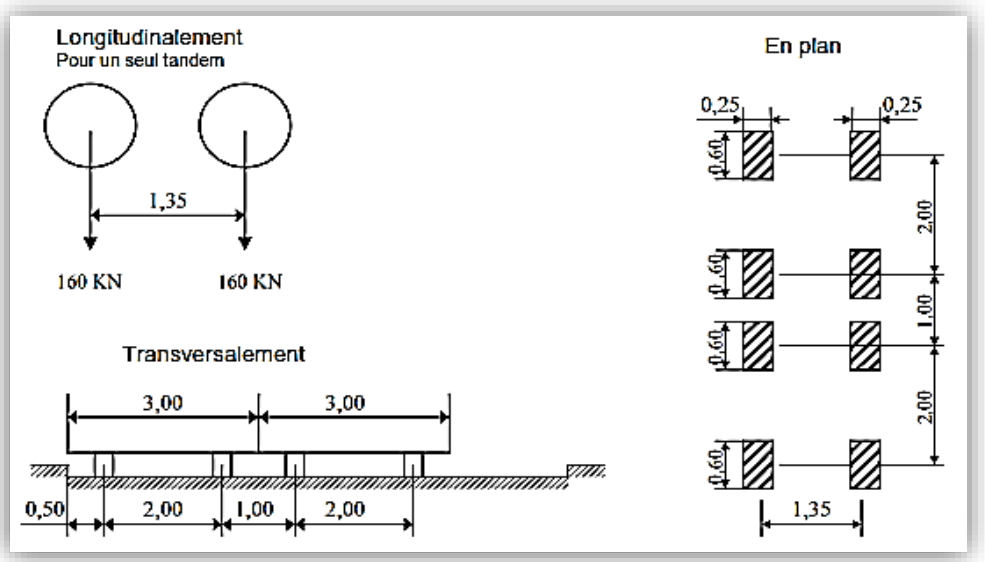


Figure IV.5 : Système de charge Bt.

- **Coefficient de majoration dynamique :**

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

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

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

IV.5.2.4. 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.**

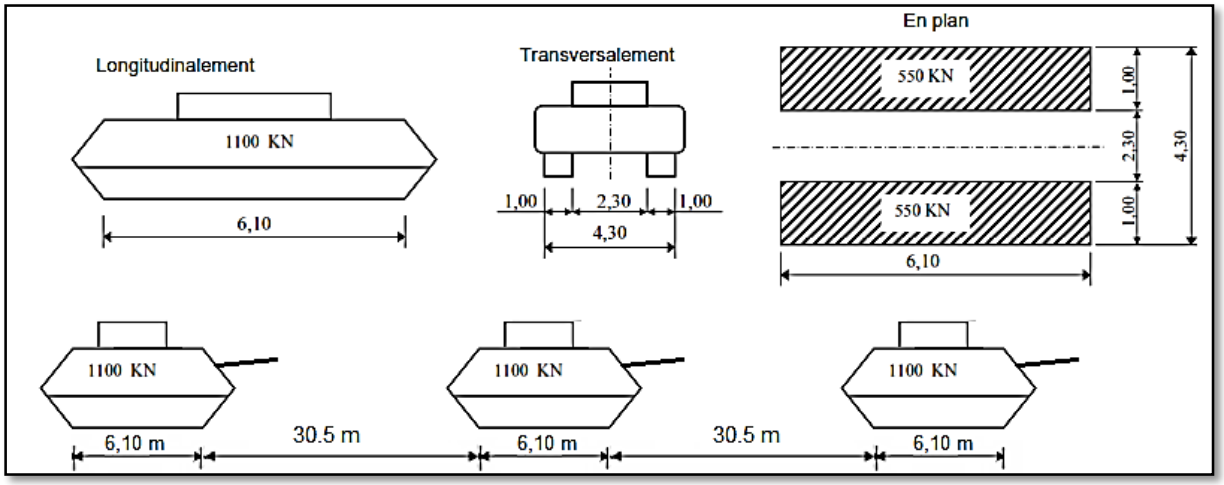


Figure IV.6 : Convois Mc120.

Les valeurs du coefficient de majoration dynamique pour les deux systèmes de charge sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau IV.8 : Valeur de δ.

Système de chargement	δ
B_c	1.086
B_t	1.061
Mc120	1.08

IV.5.2.5. 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.

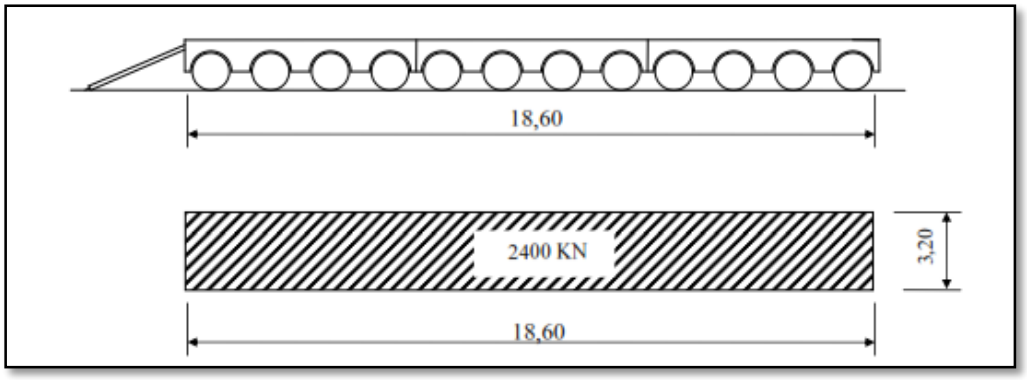


Figure IV.7 : Convois exceptionnelle D240.

IV.5.3. Autres surcharges

IV.5.3.1. 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.5.3.2. Effort 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 :

$$\mathbf{F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}\ (kN)} \rightarrow \mathbf{F_{max} = 257.59\ kN.}$$ **S** : surface chargée en m^2.

IV.5.3.3. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le tableau 3.2 -RCPR ΔT ($\Delta\Theta$) = ± 7°C.

On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C.

IV.5.3.4. Action sismique

L'ouvrage se situe dans la wilaya d'Annaba qui est classée dans la zone IIa (sismicité moyenne) selon « RPOA 2008 ».

Le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice sera A = 0.20. **(**Groupe 2 : pont important**).**

IV.6. CONCLUSION

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

CHAPITRE : V

ETUDE LONGITUDINALE

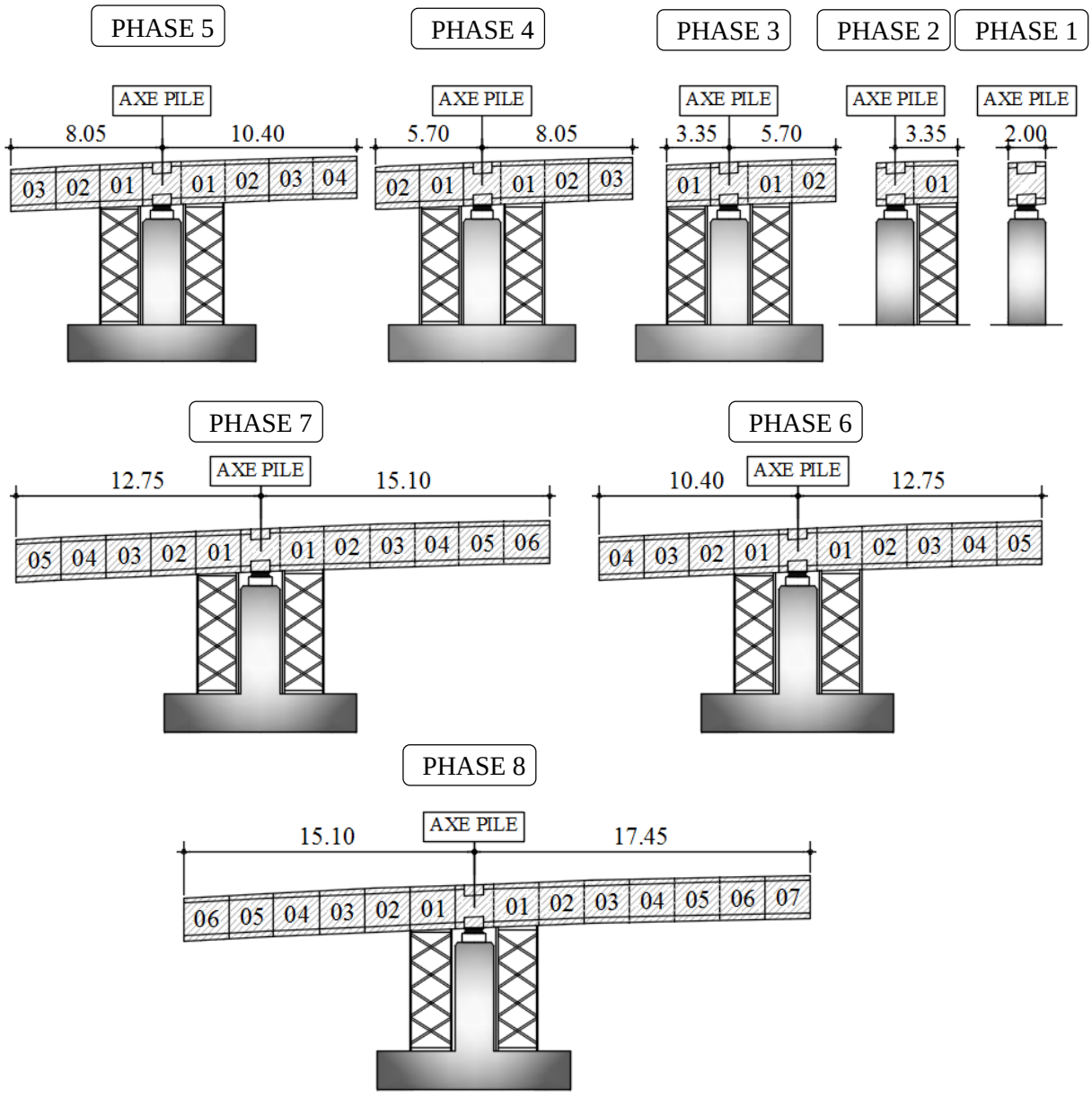
V.1. INTRODUCTION

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

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. Les différentes phases d'exécution



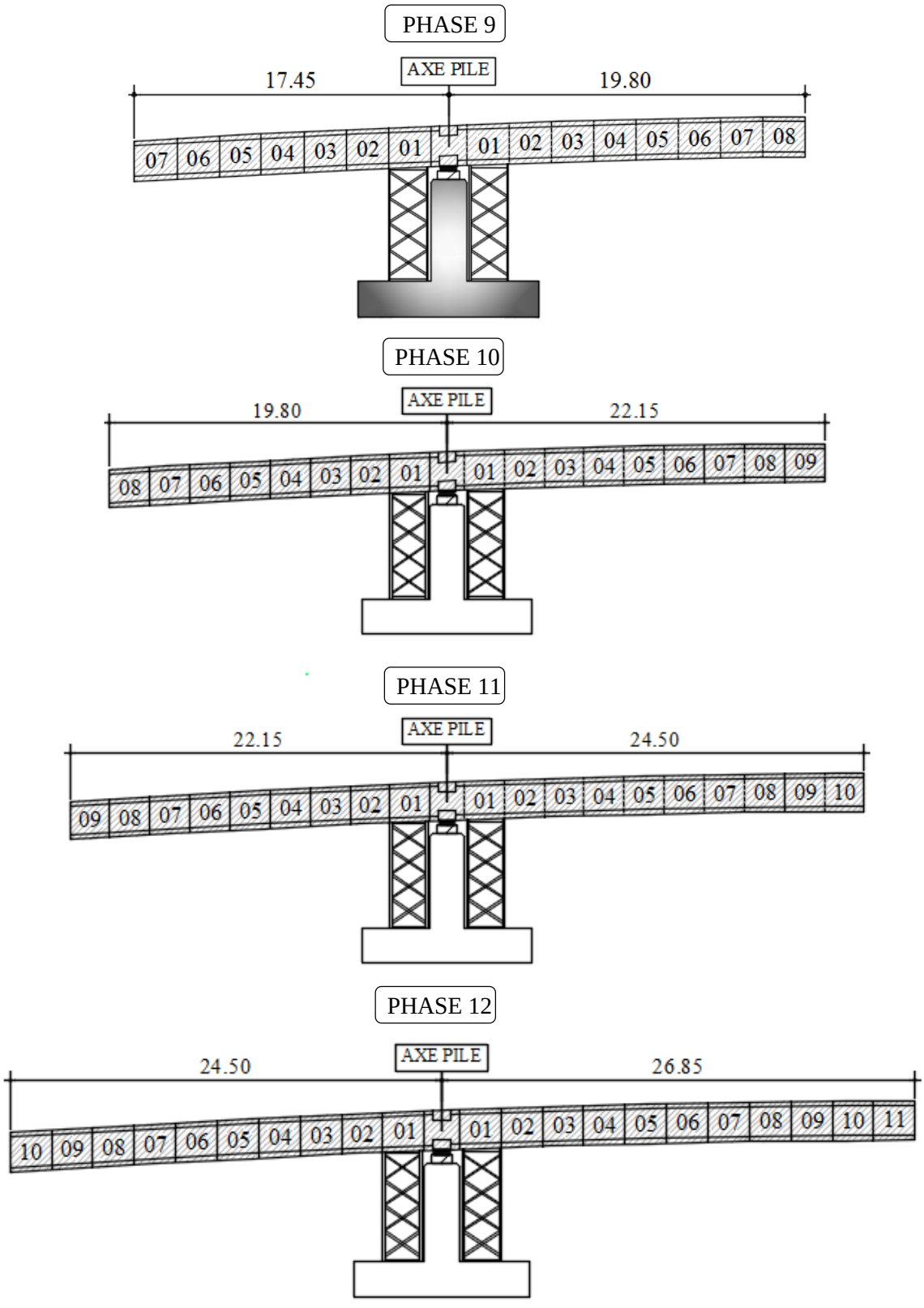


Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA.

V.2.2.1. Poids propre du fléau

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

$$\mathbf{G_{max} = G \times 1.02} \qquad \mathbf{G_{min} = G \times 0.98}$$

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 pour les ouvrages de portée <120 m.

$$\mathbf{Q_{PRA1} = 1.8\ KN/ml.}$$

Une charge concentrée de (50+5b) KN appliquée à l'extrémité du dernier voussoir terminé

$$\mathbf{Q_{PRA2} = 95\ KN}.$$

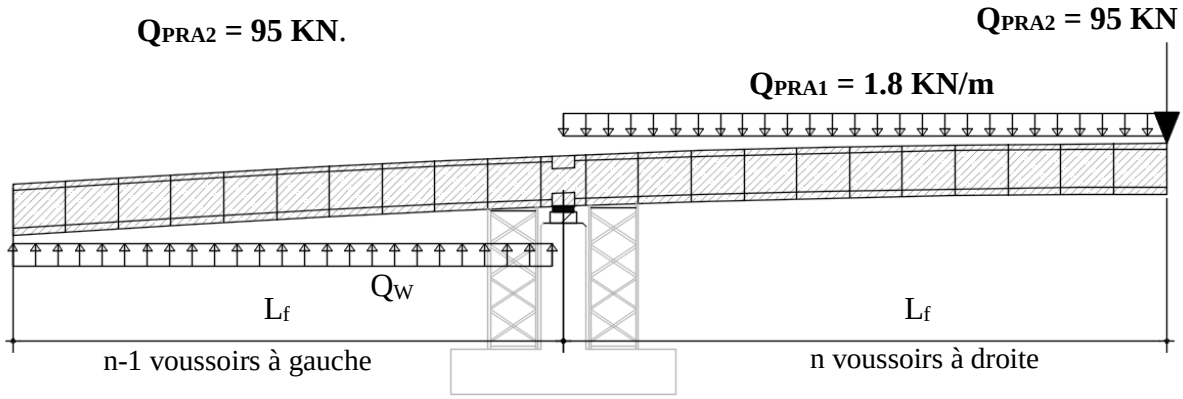


Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

V.2.2.3. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose F_A 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.

$$\mathbf{F_A = -\ 348.98\ KN.}$$

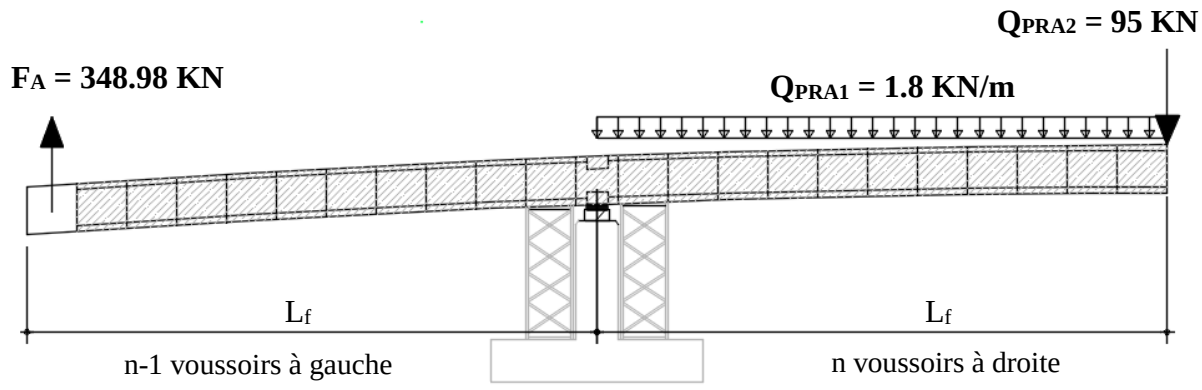


Figure V.3 : Situation accidentelle de construction à considérer.

V.2.3. Combinaisons d'action

Selon les documents SERTA, les différentes combinaisons sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau V.1 : Combinaison d'action en phase construction.

Type de combinaison		G_{max}	G_{min}	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}	F_A
Type A	A1	1.1	1.1	1.25	1.25	/
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	/
Type B	B1	1.1	1.1	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	1	1

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.

- **Situation temporaire :**

Tableau V.2 : Evaluation des efforts en situation temporaire.

Position	Combinaison A1		Combinaison A2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Axe VSP	62 183.46	4 515.20	50 967.09	3 726.83
Fin VSP	57 840.38	4 351.36	47 503.95	3 592.37
Fin V1	47 959.59	3 966.57	39 433.3	3 276.58
Fin V2	39 171.22	3 581.79	32 251.95	2 960.80
Fin V3	31 250.58	3 197.01	25 774.2	2 645.02
Fin V4	24 206.59	2 812.23	20 007.37	2 329.23
Fin V5	18 047.32	2 427.45	14 958.04	2 013.45
Fin V6	12 779.81	2 042.66	10 631.99	16 97.67
Fin V7	8 410.22	1 675.88	7 034.27	1 381.88
Fin V8	4 943.74	1 273.10	4 169.15	1 066.1
Fin V9	2 384.55	888.31	2 040.07	750.32
Fin V10	735.88	503.53	649.73	434.53
Fin V11	0	118.75	0	118.53

- **Situation accidentelle :**

Tableau V.3 : Evaluation des efforts en situation temporaire.

Position	Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Axe VSP	60 640.5	4 479.37	50 184.28	3 691.00
Fin VSP	56 473.98	4 315.97	47 562.49	3 556.98
Fin V1	46 782.75	3 932.25	38 763.75	3 242.26
Fin V2	38 166.01	3 548.52	31 658.40	2 927.53
Fin V3	30 404.42	3 164.80	25 254.86	2 612.81
Fin V4	23 509.73	2 781.07	19 560.34	2 298.08
Fin V5	17 486.85	2 397.35	14 581.37	1 983.36
Fin V6	12 343.66	2 013.62	10 323.62	1 668.63
Fin V7	8 086.18	1 629.90	6 792.10	1 353.90
Fin V8	4 719.48	1 246.17	3 990.97	1 039.18
Fin V9	2 247.62	862.45	1 923.64	724.45
Fin V10	673.74	478.73	592.71	409.73
Fin V11	0	95	0	95

V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis Robot structural Analysis 2014.

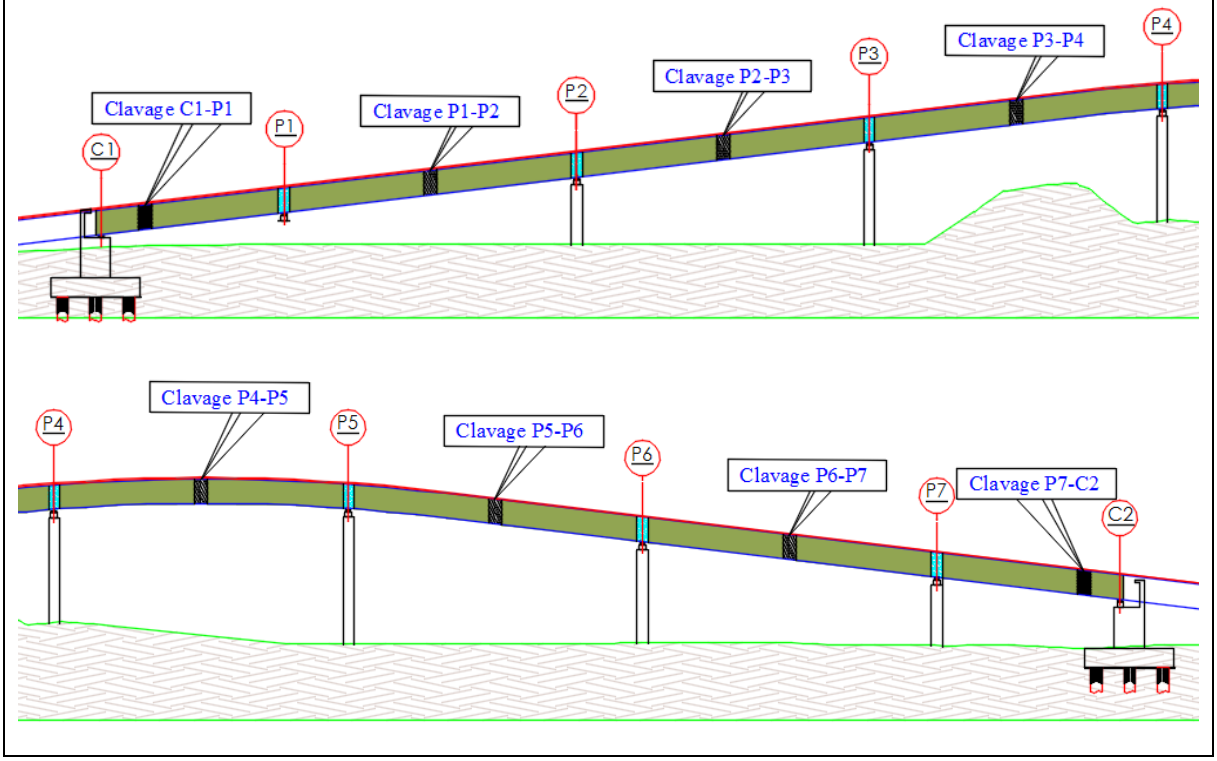
V.3.1. Phases de réalisation du tablier

On illustre ci-dessous les différentes phases de construction du tablier.

Tableau V.4 : Phases de réalisation du tablier.

Phases	Description
Phase N°1	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1 et des voussoirs de la culée C1 par cintrage à partir du sol.
Phase N°2	Clavage de la travée de rive (P1-C1).
Phase N°3	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2.
Phase N°4	Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2).

Phase N°5	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P3
Phase N°6	Clavage de la travée intermédiaire (P2-P3).
Phase N°7	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P7 et des voussoirs de la culée C2 par cintrage à partir du sol.
Phase N°8	Clavage de la travée de rive (P7-C2).
Phase N°9	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P6.
Phase N°10	Clavage de la travée intermédiaire (P6-P7).
Phase N°11	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P5.
Phase N°12	Clavage de la travée intermédiaire (P5-P6).
Phase N°13	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P4.
Phase N°14	Clavage de la travée intermédiaire (P3-P4) - (P4-P5).



V.3.2. Modélisation

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.

- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier…etc.).
- La définition des conditions d'appuis.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- Résultats de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres précédents.
- 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.

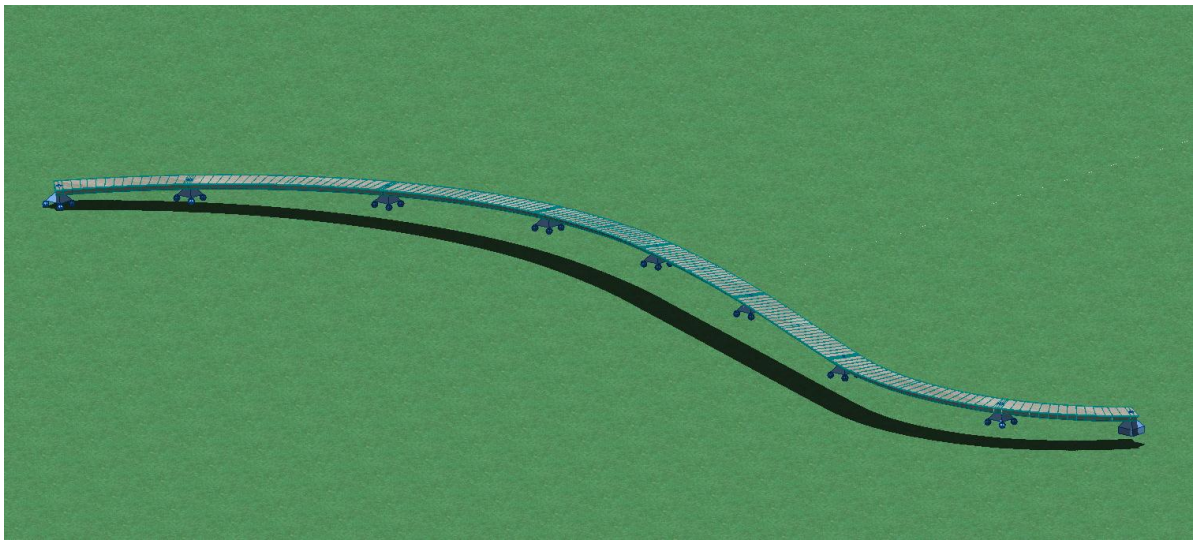


Figure V.4 : Modèle de calcul.

V.3.3. Combinaison d'action

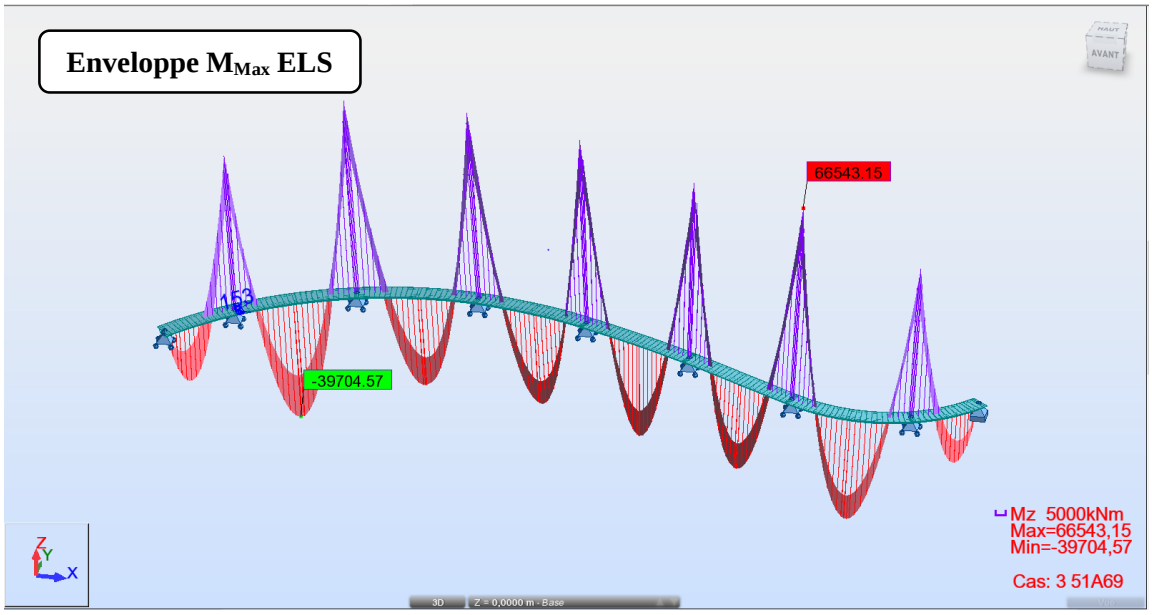
Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

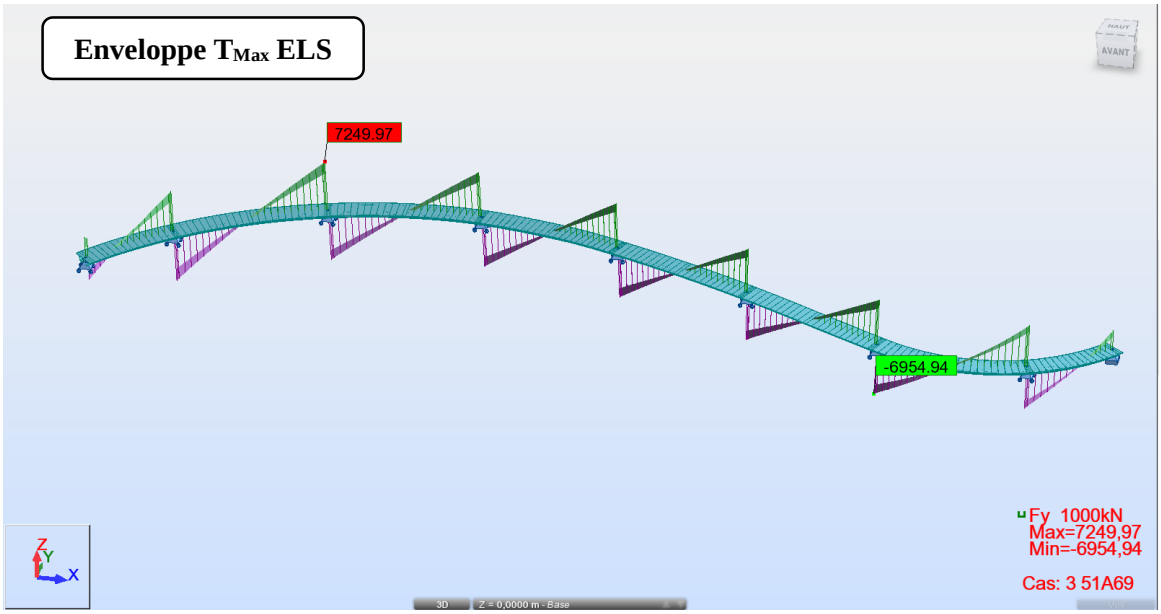
Tableau 5 : Combinaisons de charge en phase de service.

Action	ELU	ELS	ELA
Poids propre	1.35	1	1
Surcharge A(l)	1.6	1.2	0.2
Système B	1.6	1.2	0.2
Système Mc120	1.35	1	0.2
Système D240	1.35	1	0.2
charge thermique	0.9	0.6	0.4
Surcharge sur trottoir	1.6	1	0
Séisme (E)	/	/	1

V.3.4. Résultats

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





V.4. CONCLUSION

On a vu dans le présent chapitre que l'étude du tablier d'un pont voussoirs construit en encorbellements successifs, est partagée en deux phases. L'une est avant l'achèvement des fléaux là où l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire. Le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment maximum est celui à l'encastrement sur les piles.

Dans la seconde phase, le schéma statique est devenu hyperstatique. Elle est considérée après la réalisation de clavage et la mise en tension des câbles de continuité qui seront étudiés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE : VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

Les ponts construits par encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile, aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage ou bien clavage, entre les extrémités des fléaux adjacents dits de clavage, puis mise en tension par des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour reperdre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier, et en service pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

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

$$\mathbf{n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P)P_0}}$$

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de **13T15s** peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine : $\boldsymbol{\sigma_{p0} = \min(0.8\, f_{prg} ; 0.9\, f_{peg})}$ ➔ σ_{p0} = 1 488 MPa.

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

$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble13T15s}}$, s = 1 950 mm² ➔ **$P_0$ = 2 900 kN**

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

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

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

M : le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges de construction.

Application Numérique :

M = 62 183.46 kN.m (combinaison **A1**, phase construction).
I = 5.31 m⁴
S = 11.19 m²
v = 0.98 m

P = 47.32 MN

D'ou : **n ≥ 21.74**

On prend : **n = 22 câbles de 13T15s**

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

Position	M (kN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
Axe VSP	62 183.46	0.98	5.31	11.19	0.83	47.32	21.74	22
Fin VSP	57 840.38	0.96	4.07	5.94	0.81	37.96	17.44	22
Fin V01	47 959.59	0.96	4.07	5.94	0.81	31.48	14.46	22
Fin V02	39 171.22	0.96	4.07	5.94	0.81	25.71	11.81	20
Fin V03	31 250.58	0.96	4.07	5.94	0.81	20.51	9.42	18
Fin V04	24 206.59	0.96	4.07	5.94	0.81	15.89	7.30	16
Fin V05	18 047.32	0.96	4.07	5.94	0.81	11.84	5.44	14
Fin V06	12 779.81	0.96	4.07	5.94	0.81	8.39	3.85	12
Fin V07	8 410.22	0.96	4.07	5.94	0.81	5.52	2.54	10
Fin V08	4 943.74	0.96	4.07	5.94	0.81	3.24	1.49	8
Fin V09	2 384.55	0.96	4.07	5.94	0.81	1.56	0.72	6
Fin V10	735.88	0.96	4.07	5.94	0.81	0.48	0.22	4
Fin V11	0	0.96	4.07	5.94	0.81	0.00	0.00	2

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

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

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \times \Phi_g}$ ➔ $e_h \geq 18$ cm
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \times \Phi_g}$ ➔ $e_v \geq 18$ cm
- L'enrobage : **C = max (3/4 a, Φ, d)** ➔ C ≥ 15 cm.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
Φ : diamètre de la gaine = 9 cm.
d : 4 cm pour les ouvrages courants.

La disposition finale des câbles est représentée dans les figures VI.3 et VI.4.

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.

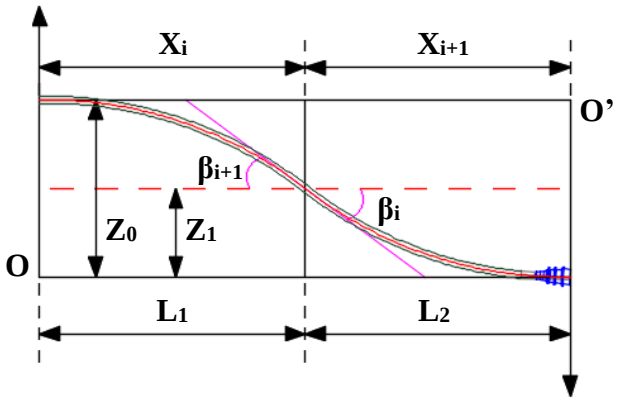


Figure VI.1 : Tracé en plan des câbles.

➢ **Allure en plan des câbles du fléau :**

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

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

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

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

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure, mais en ses 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.

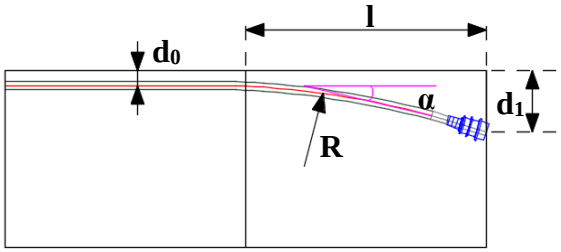


Figure VI.2 : Tracé en élévation des câbles.

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

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

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

$\mathbf{d_1}$: distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
$\mathbf{d_0}$: distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles **13T15S**, $\mathbf{R_{min} = 3\ m}$.

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 (rad)	Z(x)
C3 - C4 - C6 - C7	0.18	0.09	2.35	30.68	0.076	0.18 - 0.016 x^2
C8 - C9	0.36	0.18	3.53	34.52	0.102	0.36 - 0.014 x^2
C10 - C11	0.54	0.27	4.7	40.9	0.114	0.54 - 0.012 x^2
C1 - C2 - C5	Rectiligne					

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)
C2 - C3 - C4	2.35	0.33	0.6	10.23	0.21	0.33 + 0.049 x^2
C5 - C6 - C7 - C8 - C9 - C10 - C11	4.70	0.15	0.6	24.55	0.16	0.15 + 0.02 x^2
C1	Rectiligne					

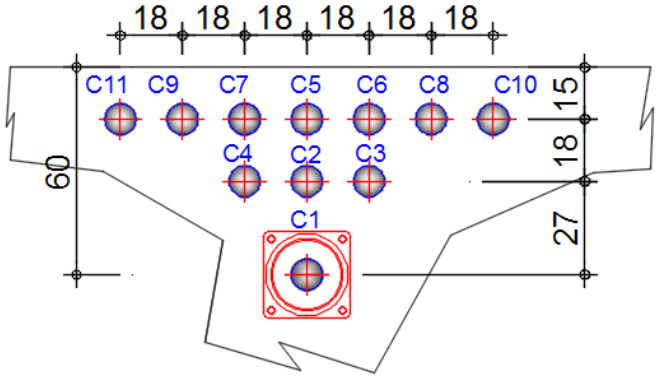


Figure IV.3 : Disposition transversale des câbles de fléau.

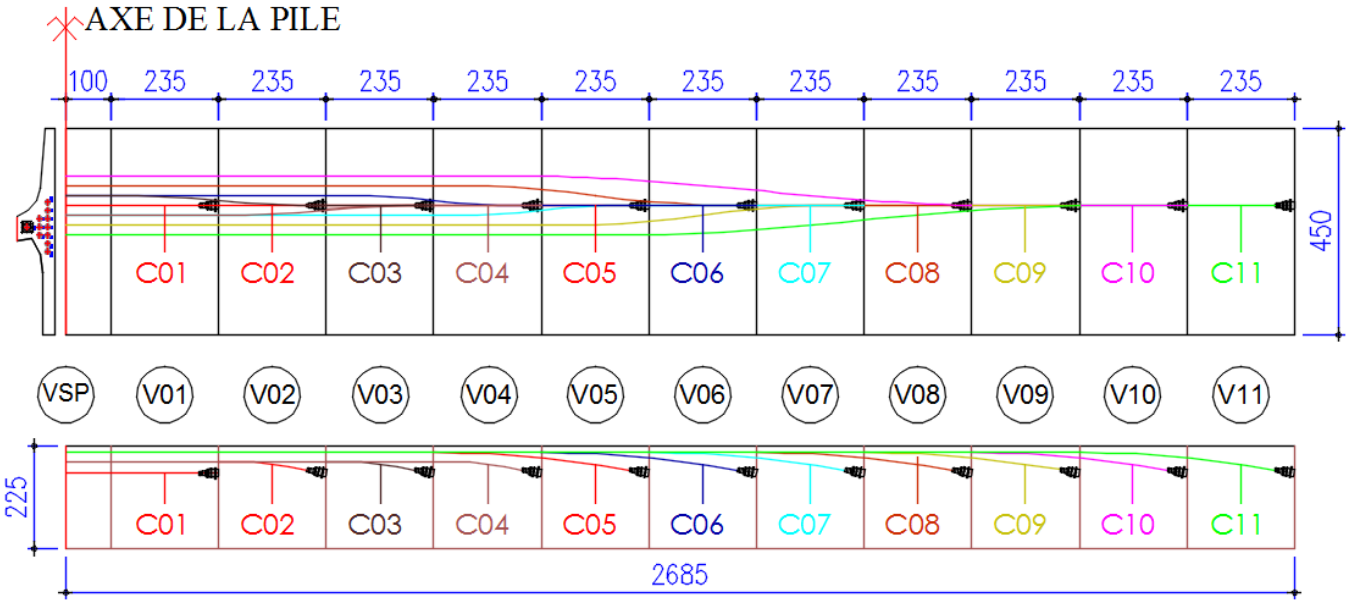


Figure VI.4 : Tracé en plan et élévation des câbles des fléaux.

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

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

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

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

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}{\left(\frac{\mathbf{e} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}} + \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}}\right)} \; ; \; \mathbf{e = v' - d} \text{ et } \mathbf{P} = \frac{\mathbf{P}}{(1 - \Delta\mathbf{P}) \times \mathbf{P_0}}$$

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

Application Numérique :

M = 42 727.84 kN.m (combinaisons ELS : G + D240).
I = 4.07 m^4 ; S = 5.94 m^2 ; v' = 1.29 m ; e = 1.14 m
P_0 = 2.90 MN ; ΔP = 24.37 %

P = 25.57 MN
D'ou : **n ≥ 11.6** On prend : **n = 12 câbles de 13T15s**

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.

Position	M (kN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nbr câbles	Nbr retenus (passants)
Fin V3	-	1.29	4.07	5.94	1.14	-	-	0
Fin V4	3 786.41	1.29	4.07	5.94	1.14	2.27	1.03	2
Fin V5	13 370.69	1.29	4.07	5.94	1.14	8.00	3.65	4
Fin V6	21 656.52	1.29	4.07	5.94	1.14	12.96	5.91	6
Fin V7	28 588.25	1.29	4.07	5.94	1.14	17.11	7.80	8
Fin V8	34 152.27	1.29	4.07	5.94	1.14	20.44	9.31	10
Fin V9	38 347.83	1.29	4.07	5.94	1.14	22.95	10.46	12
Fin V10	41 130.69	1.29	4.07	5.94	1.14	24.61	11.22	12
Fin V11	42 530.83	1.29	4.07	5.94	1.14	25.45	11.60	12
VSCP1-P2	42 536.83	1.29	4.07	5.94	1.14	25.50	11.61	12
Fin V11	42 728.02	1.29	4.07	5.94	1.14	25.57	11.65	12
Fin V10	41 953.28	1.29	4.07	5.94	1.14	25.10	11.44	12
Fin V9	39 789.64	1.29	4.07	5.94	1.14	23.81	10.85	12

Fin V8	36 259.36	1.29	4.07	5.94	1.14	21.70	9.89	12
Fin V7	31 337.42	1.29	4.07	5.94	1.14	18.75	8.55	10
Fin V6	25 095.60	1.29	4.07	5.94	1.14	15.02	6.84	8
Fin V5	17 552.82	1.29	4.07	5.94	1.14	10.50	4.79	6
Fin V4	8 722.01	1.29	4.07	5.94	1.14	5.22	2.38	4
Fin V3	-	1.29	4.07	5.94	1.14	-	-	2
Fin V2	-	1.29	4.07	5.94	1.14	-	-	0

VI.3.2. Détermination du nombre des 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 = 22 350.71 kN.m (combinaisons ELS : G + D240).
I = 4.07 m^4 ; S = 5.94 m^2 ; v' = 1.29 m ; e = 1.14 m
P_0 = 2.90 MN ; ΔP = 24.37 %

P = 13.57 MN
D'ou : **n ≥ 6.10** On prend : **n = 8 câbles de 13T15s**

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

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

Position	M (kN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câbles	N retenus (passants)
Fin VC1	-	-	-	-	-	-	-	0
Fin VC2	10 350.08	1.29	4.07	5.94	1.14	6.19	2.82	2
Fin VSC	15 766.26	1.29	4.07	5.94	1.14	9.43	4.30	4
Fin V11	18 724.41	1.29	4.07	5.94	1.14	11.20	5.11	6
Fin V10	21 345.91	1.29	4.07	5.94	1.14	12.77	5.82	6
Fin V9	22 350.71	1.29	4.07	5.94	1.14	13.37	6.10	8
Fin V8	22 258.35	1.29	4.07	5.94	1.14	13.32	6.07	8
Fin V7	21 646.63	1.29	4.07	5.94	1.14	12.95	5.90	6
Fin V6	19 450.86	1.29	4.07	5.94	1.14	11.64	5.30	6
Fin V5	15 684.15	1.29	4.07	5.94	1.14	9.39	4.28	4
Fin V4	10 385.97	1.29	4.07	5.94	1.14	6.21	2.83	2
Fin V3	3 586.52	1.29	4.07	5.94	1.14	2.15	0.98	0

VI.3.3. Tracé des câbles de continuité

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

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

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C2 - C4 – C5	0.2	0.1	1.175	6.90	0.169	0.2 - 0.072 x^2
C6	0.4	0.2	2.35	13.81	0.169	0.4 - 0.036 x^2
C1 – C3	Rectiligne					

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

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C1 - C2	2.35	0.35	0.7	7.89	0.26	0.35 + 0.35 x^2
C3 - C4 - C5 - C6	2.35	0.15	0.7	5.02	0.35	0.15 + 0.55 x^2

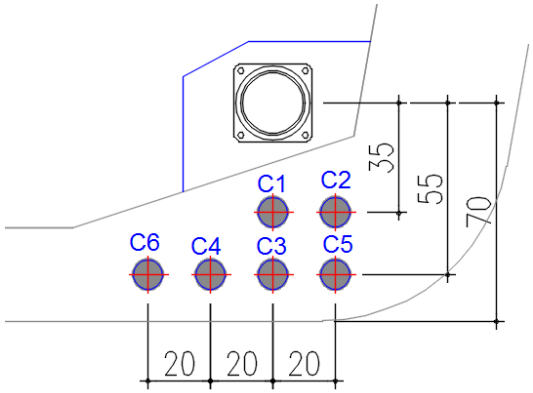


Figure IV.5 : Disposition transversale des câbles de continuité pour les travées principales.

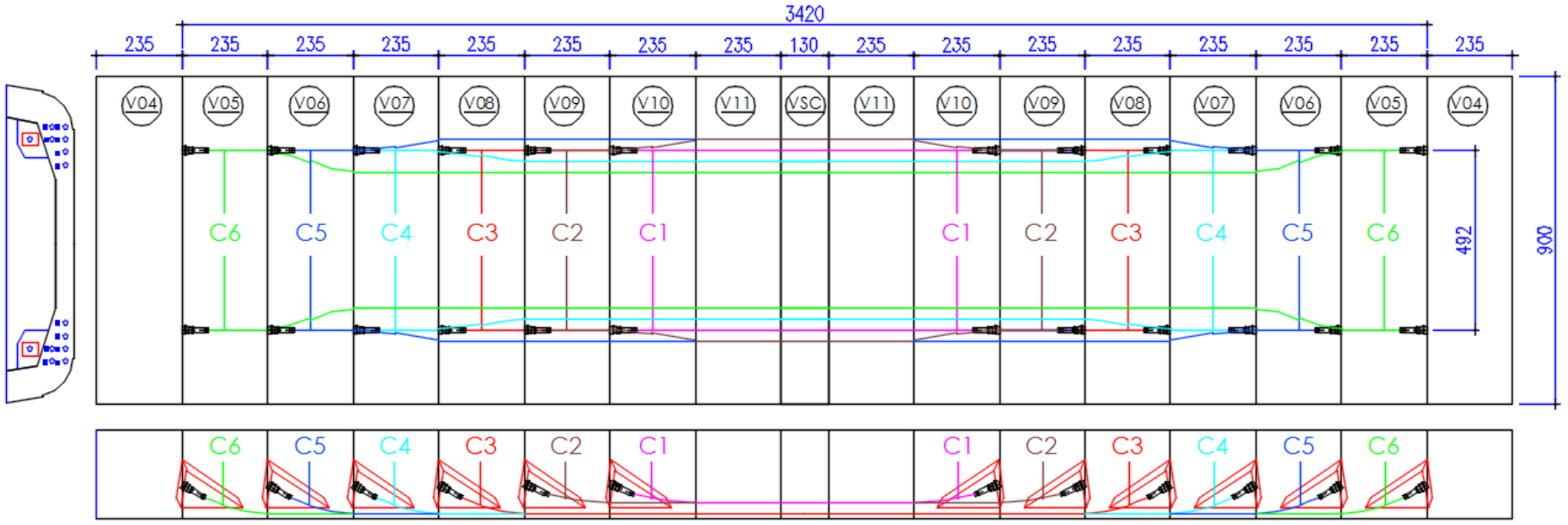


Figure VI.6 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité pour les travées principales.

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

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C3 - C4	0.2	0.1	1.175	6.90	0.169	0.2 - 0.072 x^2
C1 - C2	Rectiligne					

Tableau VI.9 : L'allure du tracé en élévation de continuité pour les travées principales.

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C1	2.35	0.35	0,7	7.8893	0,26	0.35+ 0.35x^2
C2 - C3 - C4	2.35	0.15	0,7	5.0205	0,35	0.15 + 0.55x^2

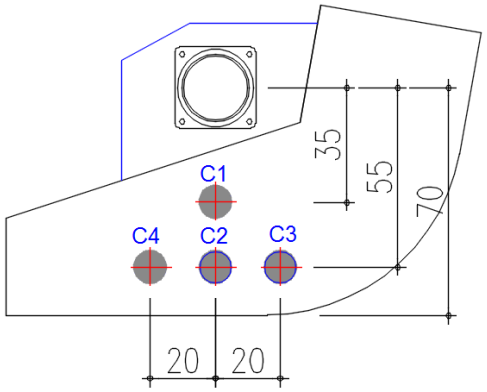


Figure IV.7 : Disposition transversale des câbles de continuité pour les travées de rives.

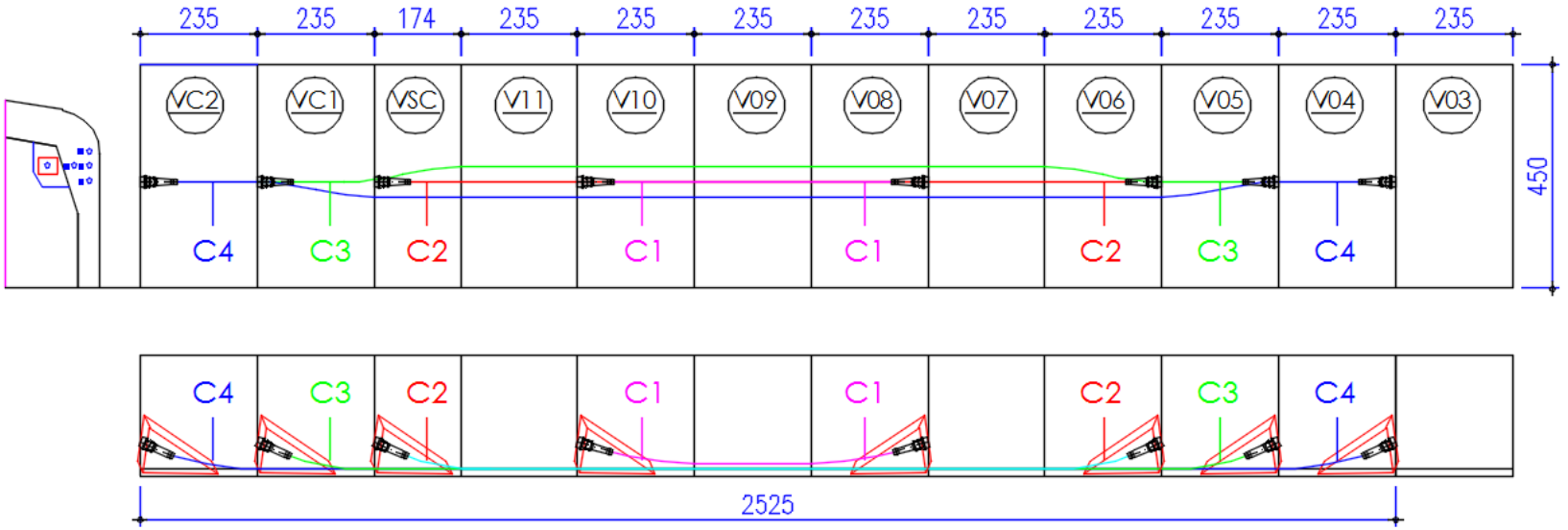


Figure VI.8 : Tracé en plan et élévation des câbles de continuité pour les travées de rives.

VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% de la tension initiale. Ils peuvent être rangés sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

VI.4.1. Pertes 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 présent des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

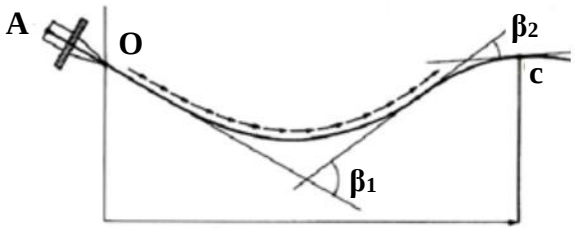


Figure VI.9 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

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

Avec :

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

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

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

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

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 définies comme suit :

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

Avec :

k : fonction croissante.
d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
σ_{p_0} : contrainte initiale.
g : l'intensité du recul d'ancrage, **g = 2 mm**.
E_p : module d'élasticité des aciers, **E_p = 190 000 MPa**.

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

Le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \text{ avec } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5.28$$

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

Avec :

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

VI.4.1.4. Pertes instantanées totales

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

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

VI.4.2. Pertes de tension différées

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

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 t0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : **ε_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 :

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

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

Application Numérique :

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

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

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \dfrac{E_p}{E_{ij}}$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.
E_{ij} : module d'élasticité instantanée du béton.

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 :

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

Avec :

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h.
μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.
$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

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 :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après.

Tableau VI.10 : Les pertes par frottement.

X	Câbles	L	α_1	α_2	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
3.35	C1	-	0.000	0.000	14.88	0.00	0.00										
5.7	C2	2.35	0.000	0.211	85.59	81.37	71.42	0.00									
8.05	C3	2.35	0.153	0.211	108.48	104.34	94.55	71.42	0.00								
10.40	C4	2.35	0.153	0.211	118.17	114.06	104.34	94.55	71.42	0.00							
12.75	C5	2.35	0.000	0.156	99.81	95.64	85.79	75.87	65.88	55.82	0.00						
15.10	C6	2.35	0.153	0.156	126.21	122.12	112.46	102.72	92.92	65.88	55.82	0.00					
17.45	C7	2.35	0.153	0.156	135.78	131.72	122.12	112.46	102.72	92.92	65.88	55.82	0.00				
19.80	C8	2.35	0.204	0.156	155.23	151.22	141.76	132.24	122.65	112.99	103.26	65.88	55.82	0.00			
22.15	C9	2.35	0.204	0.156	164.59	160.61	151.22	141.76	132.24	122.65	112.99	103.26	65.88	55.82	0.00		
24.50	C10	2.35	0.229	0.156	179.14	175.21	165.92	156.57	147.15	137.66	128.11	118.49	108.80	65.88	55.82	0.00	
26.85	C11	2.35	0.229	0.156	188.34	184.43	175.21	165.92	156.57	147.15	137.66	128.11	118.49	108.80	65.88	55.82	0.00
Moyenne					125.11	120.07	111.34	105.35	99.06	91.88	86.25	78.59	69.80	57.62	40.57	27.91	0.00
EN (%)					8.41	8.07	7.48	7.08	6.66	6.17	5.80	5.28	4.69	3.87	2.73	1.88	0.00

Tableau VI.11 : Les pertes par recul d'ancrage.

X	Câbles	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
3.35	C1	3.350	-	0.003	9.22	40.41	61.39	82.37										
5.70	C2	4.700	0.21	0.012	4.62	-	-	80.83	164.51									
8.05	C3	4.700	0.26	0.014	4.28	-	-	-	80.06	177.74								
10.40	C4	4.700	0.26	0.014	4.28	-	-	-	-	80.06	177.74							
12.75	C5	7.050	0.16	0.007	5.87	-	-	-	-	-	77.66	129.57						
15.10	C6	7.050	0.17	0.008	5.68	-	-	-	-	-	-	78.44	133.76					
17.45	C7	7.050	0.17	0.008	5.68	-	-	-	-	-	-	-	78.44	133.76				
19.80	C8	7.050	0.19	0.008	5.56	-	-	-	-	-	-	-	-	78.91	136.66			
22.15	C9	7.050	0.19	0.008	5.56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	78.91	136.66		
24.50	C10	7.050	0.19	0.008	5.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	79.16	138.29	
26.85	C11	7.050	0.19	0.008	5.50	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	79.16	138.29
Moyenne						3.67	5.58	14.84	24.46	28.64	31.92	34.67	35.37	42.54	53.89	71.94	108.72	138.29
En (%)						0.25	0.38	1.00	1.64	1.92	2.15	2.33	2.38	2.86	3.62	4.83	7.31	9.29

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

Position	Nbr câbles	υ (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I m^4)	S (m^2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	22	0.98	0.240	0.73	5.31	11.19	62.18	2.65	6.64	0.45
Fin VSP	22	0.96	0.240	0.72	4.07	5.94	57.84	2.66	18.62	1.25
Fin V1	22	0.96	0.240	0.72	4.07	5.94	47.96	2.66	23.21	1.56
Fin V2	20	0.96	0.231	0.73	4.07	5.94	39.17	2.65	23.28	1.56
Fin V3	18	0.96	0.220	0.74	4.07	5.94	31.25	2.65	23.18	1.56
Fin V4	16	0.96	0.229	0.73	4.07	5.94	24.21	2.66	22.20	1.49
Fin V5	14	0.96	0.240	0.72	4.07	5.94	18.05	2.67	20.71	1.39
Fin V6	12	0.96	0.255	0.71	4.07	5.94	12.78	2.68	18.81	1.26
Fin V7	10	0.96	0.276	0.68	4.07	5.94	8.41	2.68	16.33	1.10
Fin V8	8	0.96	0.308	0.65	4.07	5.94	4.94	2.68	13.38	0.90
Fin V9	6	0.96	0.360	0.60	4.07	5.94	2.38	2.68	9.98	0.67
Fin V10	4	0.96	0.465	0.50	4.07	5.94	0.74	2.64	6.12	0.41
Fin V11	2	0.96	0.600	0.36	4.07	5.94	0.00	2.63	2.78	0.19

Tableau VI.13 : Les pertes totales instantanées.

Position	**Axe VSP**	**FIN VSP**	**FIN V1**	**FIN V2**	**FIN V3**	**FIN V4**	**FIN V5**	**FIN 6**	**FIN V7**	**FIN V8**	**FIN V9**	**FIN V10**	**FIN V11**
PERTES INSTANTANES (%)	**9.10**	**9.70**	**10.04**	**10.29**	**10.14**	**9.81**	**9.52**	**8.92**	**8.65**	**8.39**	**8.23**	**9.59**	**9.48**

Tableau VI.14 : Pertes dues au retrait.

Pertes dues au retrait	
Ep (Mpa) =	190 000
ε_r =	0.0002
Pertes (MPa)	en (%)
38	**2.55**

Tableau VI.15 : Pertes dues au fluage.

Position	Nbr câbles	υ (m)	d (m)	e_{moy} (m)	I (m^4)	S (m^2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	22	0.98	0.240	0.73	5.31	11.19	51.927	2.64	48.87	**3.28**
Fin VSP	22	0.96	0.240	0.72	4.07	5.94	48.202	2.62	107.58	**7.23**
Fin V1	22	0.96	0.240	0.72	4.07	5.94	39.760	2.61	125.61	**8.44**
Fin V2	20	0.96	0.231	0.73	4.07	5.94	32.266	2.60	123.53	**8.30**
Fin V3	18	0.96	0.220	0.74	4.07	5.94	25.538	2.61	120.87	**8.12**
Fin V4	16	0.96	0.229	0.73	4.07	5.94	19.582	2.62	114.04	**7.66**
Fin V5	14	0.96	0.240	0.72	4.07	5.94	14.406	2.63	105.07	**7.06**
Fin V6	12	0.96	0.255	0.71	4.07	5.94	10.016	2.64	94.40	**6.34**
Fin V7	10	0.96	0.276	0.68	4.07	5.94	6.416	2.65	81.20	**5.46**
Fin V8	8	0.96	0.308	0.65	4.07	5.94	3.612	2.66	65.98	**4.43**
Fin V9	6	0.96	0.360	0.60	4.07	5.94	1.606	2.66	48.81	**3.28**
Fin V10	4	0.96	0.465	0.50	4.07	5.94	0.401	2.62	29.66	**1.99**
Fin V11	2	0.96	0.600	0.36	4.07	5.94	0.000	2.63	13.28	**0.89**

Tableau VI.16 : Pertes dues à la relaxation des câbles.

Position	Nbr câbles	σ_{pi}	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (%)
Axe VSP	22	1 352.58	0.727	0.43	60.30	**4.05**
Fin VSP	22	1 343.74	0.722	0.43	58.94	**3.96**
Fin V1	22	1 338.61	0.720	0.43	58.17	**3.91**
Fin V2	20	1 334.91	0.718	0.43	57.61	**3.87**
Fin V3	18	1 337.11	0.719	0.43	57.94	**3.89**
Fin V4	16	1 341.99	0.722	0.43	58.68	**3.94**
Fin V5	14	1 346.38	0.724	0.43	59.35	**3.99**
Fin V6	12	1 355.23	0.729	0.43	60.70	**4.08**
Fin V7	10	1 359.34	0.731	0.43	61.34	**4.12**
Fin V8	8	1 363.10	0.733	0.43	61.92	**4.16**
Fin V9	6	1 365.51	0.734	0.43	62.30	**4.19**
Fin V10	4	1 345.24	0.723	0.43	59.17	**3.98**
Fin V11	2	1 346.93	0.724	0.43	59.43	**3.99**

Tableau VI.17 : 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**
Pertes différées	9.21	13.08	14.25	14.08	13.92	13.50	12.94	12.30	11.45	10.46	9.32	7.86	6.77
Pertes instantanées	9.10	9.70	10.04	10.29	10.14	9.81	9.52	8.92	8.65	8.39	8.23	9.59	9.48
Totales (%)	**18.32**	**22.78**	**24.29**	**24.37**	**24.06**	**23.32**	**22.46**	**21.22**	**20.09**	**18.85**	**17.55**	**17.46**	**16.26**

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

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

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

$$\sigma_y = \frac{P}{B} + (P \times e_0 + M) \times \frac{y}{I}$$

P : effort de précontrainte.
B : surface de la section considérée.
I : inertie de la section considérée.
$\mathbf{e_0}$: excentricité du câble de précontraint 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

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24$ **MPa**.

$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.0 = 4.50$ **MPa** - Hors section d'enrobage.

$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.0 = 3.00$ **MPa** - Section d'enrobage.

$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.18 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

	Nbr câbles	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
Axe VSP	22	62 183.46	1.27	0.98	5.31	11.19	0.73	48.28	-0.66	10.76	✓
Fin VSP	22	57 840.38	1.29	0.96	4.07	5.94	0.72	48.28	2.68	15.44	✓
Fin V01	22	47 959.59	1.29	0.96	4.07	5.94	0.72	48.28	5.01	12.31	✓
Fin V02	20	39 171.22	1.29	0.96	4.07	5.94	0.73	43.89	5.70	9.66	✓
Fin V03	18	31 250.58	1.29	0.96	4.07	5.94	0.74	39.50	6.17	7.29	✓
Fin V04	16	24 206.59	1.29	0.96	4.07	5.94	0.73	35.11	6.26	5.45	✓
Fin V05	14	18 047.32	1.29	0.96	4.07	5.94	0.72	30.72	6.13	3.88	✓
Fin V06	12	12 779.81	1.29	0.96	4.07	5.94	0.71	26.33	5.80	2.60	✓
Fin V07	10	8 410.22	1.29	0.96	4.07	5.94	0.68	21.94	5.25	1.60	✓
Fin V08	8	4 943.74	1.29	0.96	4.07	5.94	0.65	17.56	4.49	0.89	✓
Fin V09	6	2 384.55	1.29	0.96	4.07	5.94	0.60	13.17	3.52	0.47	✓
Fin V10	4	735.88	1.29	0.96	4.07	5.94	0.50	8.78	2.33	0.33	✓
Fin V11	2	0.00	1.29	0.96	4.07	5.94	0.36	4.39	1.11	0.24	✓

VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

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

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24$ **MPa**.

$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.0 = 4.5$ **MPa -** Hors section d'enrobage.

$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.0 = 3.0$ **MPa -** Section d'enrobage.

Les résultats sont présentés dans l'**annexe**.

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

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

- **Effort tranchant dû aux charges extérieures :**

C'est l'ensemble de l'action extérieure dont la résultante V équivaut à :

$$V = V_q + V_g = 7.29 \text{ MN}$$

V_g : effort tranchant dû au poids propre.
V_q : effort tranchant dû à la charge variable.

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

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

- Un effort tranchant positif.
- Une composante verticale de la précontrainte $P \times \sin\alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

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

Application Numérique :

$P_0 = 2.9$ MN ; $\Delta P = 24.37$ %
$\alpha_{moy} = 0.153$ rad
n = 22 câbles $\qquad V_P = 7.35$ **MN**

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

$$\mathbf{V_{red} = V_{ser} - V_P = 0.058\ MN}$$

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 :

$$\tau = \frac{V_{red}}{z \,.\, b_n}\ ;\ \overline{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right]\ ;\ \overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0.6 \times f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right]$$

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

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

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

b_{ng} : l'épaisseur nette de l'âme vaut : $b_{ng} = 2(e_a - m \times \Phi_g)$ et $m \geq 1$

Application Numérique :

f_{c28} = 40 MPa ; f_{t28} = 3.0 MPa
P_0 = 2.9 MN ; ΔP = 24.37%
V_{red} = 0.058 MN ; ρ = 55.32%
n = 22 câbles
b_n = 0.82 m ; z = 1.747 m

τ_{max} = 0.04 MPa
σ_x = 7.9 MPa
$\overline{\tau_1^2} = 13{,}08$ MPa
$\overline{\tau_2^2} = 26.32$ MPa

On constate que : $\tau_{max} < \overline{\tau}$ ➔ Condition 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.

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

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

Avec :

A_t : la section totale des sections d'un cours d'armatures transversales.
s_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
f_e : limite d'élasticité de l'acier.
γ_s **= 1.15** : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
b_n : largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

$V_{max\ comb\ -\ Elu}$ = 10.17 MN ; τ_u = 1.85 MPa
f_{t28} = 3 MPa ; f_e = 500 MPa
γ_s = 1.15 ; b_n = 0.82 m ; β_u = 30°

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{9.26\ cm^2\ /m}$$

- **Le pourcentage minimum a disposé :**

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 11.32\ cm^2/m$$

On retiendra un cadre HA 12 pour un espacement st=12.5 cm. La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6.67\ MPa.$$ Ce qui est vérifié. ✓

VI.7. CONCLUSION

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont voussoirs construit en encorbellement successif. Les déférents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi-travée on a déterminé le besoin des câbles de continuités, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.

CHAPITRE : VII

ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellements successifs est la section d'un caisson, du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieures et inférieures. Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

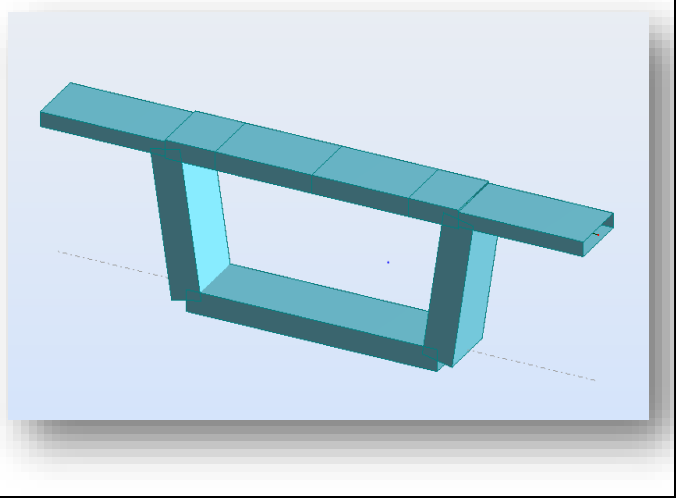
VII.2.1. Modélisation et combinaison

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

Tableau VII.1 : Combinaisons des charges appliquées.

Cas	Combinaisons
ELS	G + 1.2 A(l)
	G + D240
	G + 1.2 Bc
	G + Mc 120
ELU	1.35G + 1.6Al
	1.35 G + 1.35 D240
	1.35 G + 1.6 Bc
	1.35 G + 1.35 Mc 120



VII.2.2. Résultat

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII.2 : Moments extrêmes dans le voussoir courant.

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)		N_{max}	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}	N_{ult}	N_{ser}
Hourdis supérieur	185.36	137.31	- 304.18	- 225.31	77.92	57.72
Hourdis inférieur	20.10	37.67	- 50.85	- 14.88	-77.92	-57.72
Âme	291.29	192.74	- 24.03	- 17.1	404.41	302.15

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

➢ **Nappe supérieure :**

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

Application Numérique :

b = 1.00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire.

h = 0.25 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (sup) = 225.31 kN.m

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa ; $\overline{\sigma_s}$ = 250 MPa ; d = 0.9 h = 0.9 × 30 = 27 cm

$\mathbf{x = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} \times d} = 15.05$ cm ; $\mathbf{z = d - \frac{x}{3}} = 21.98$ cm

$\mathbf{M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z} = 347.37$ kN.m

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

$\mathbf{A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma_{st}}}} = 41 cm^2$ **➔ On propose deux nappes de 6HA32**

C.N.F : $\mathbf{A_{min}} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.73\ cm^2 \leq A_{ser}$ **➔ Condition vérifiée**.

➢ **Nappe inférieure :**

Application Numérique **:**

M_{ser} (sup) = 137.31 kN.m

$\mathbf{M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z} = 347.375$ kN.m

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

$\mathbf{A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma_{st}}}} = 25\ cm^2$ **➔ On propose deux nappes de 6HA25**

C.N.F : $\mathbf{A_{min}} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.73\ cm^2 \leq A_{ser}$ **➔ Condition vérifiée**.

➢ **Ferraillage longitudinal :**

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

Application Numérique :

$A_{sl} = \frac{A_{st}}{4} = 10.25\ cm^2$ ➔ **On propose une nappe de 8HA16**

C.N.F : $\mathbf{A_{min}} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 4.79\ cm^2 \leq A_{ser}$ ➔ **Condition vérifiée**.

VII.3.2. Ferraillage passif des voussoirs

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Ferraillage passif du VC.

		Transversal		Longitudinal
VC	**Hourdis supérieur**	Nappe Inf	**6HA25 / ml**	**6HA16**
		Nappe Sup	**6HA32 / ml**	**6HA16**
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	**6HA12 / ml**	**6HA12**
		Nappe Sup	**6HA16 / ml**	
	Âme	Nappe Interne	**6HA12 / ml**	**6HA12**
		Nappe Externe	**6HA16 / ml**	

VII.4. EFFET DE TORSION

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender, et parce que ses conséquences sont souvent sans importance.

Cependant, il convient de distinguer la torsion qui assure la stabilité de l'élément étudié. Ce fut le cas de notre voussoir chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera rajouté au niveau des âmes et ce, en rajoutant des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

On se propose de vérifier l'effet de la torsion là où il y a un rayon de 150m.

Le moment de torsion, Mt = $M_{max\text{-}Elu}$ = 5845.14 kN.m, engendré par la combinaison à l'Elu suivante : 1.35 G + 1.35 D240.



Figure VII.1 : Diagramme du moment de torsion.

La contrainte de cisaillement due à cette faible torsion est : $\boldsymbol{\tau = Mt / b\Omega}$

Avec :

Mt : moment de torsion maximal, Mt = 5845.14 kN.m.
b : épaisseur de deux âmes, b = 2 × 0.5 = 1 m.
Ω : surface de torsion, Ω = 13.02 m^2
U : périmètre du voussoir, U = 25.64 m.
$\bar{\tau}$: la contrainte de cisaillement admissible, $\bar{\tau} = 0.1 \times f_{c28} = 4.0$ MPa.
St : l'espacement des barres, St = 20 cm.
γ_s : coefficient de pondération pris égal à 1.15.

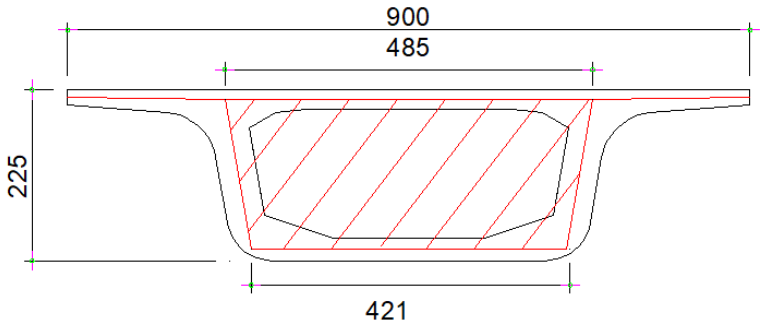


Figure VII.2 : L'aire Ω.

VII.4.1. Calcul du ferraillage

$$\tau = \frac{Mt}{b\Omega} = \frac{9367.22 \times 10^{-3}}{1 \times 10.96} = 0.53\text{MPa} < 4.0\text{ MPa} \rightarrow \tau_{max} < \bar{\tau}$$

$$\mathbf{A_l = \frac{Mt}{2.\Omega} \times \frac{U.\gamma_s}{f_e}} = 157\text{ cm}^2\ ;\ A_t = \frac{Mt}{2.\Omega} \times \frac{St.\gamma_s}{f_e} = 1.34\text{ cm}^2$$

Ces sections sont à diviser par deux, car le calcul se fait pour les deux âmes.

Alors on rajoute : 78.5 cm^2/âme longitudinalement soit **16HA25** par âme et 0.67 cm^2/âme transversalement (négligeable).

VII.4.2. Croquis de ferraillage

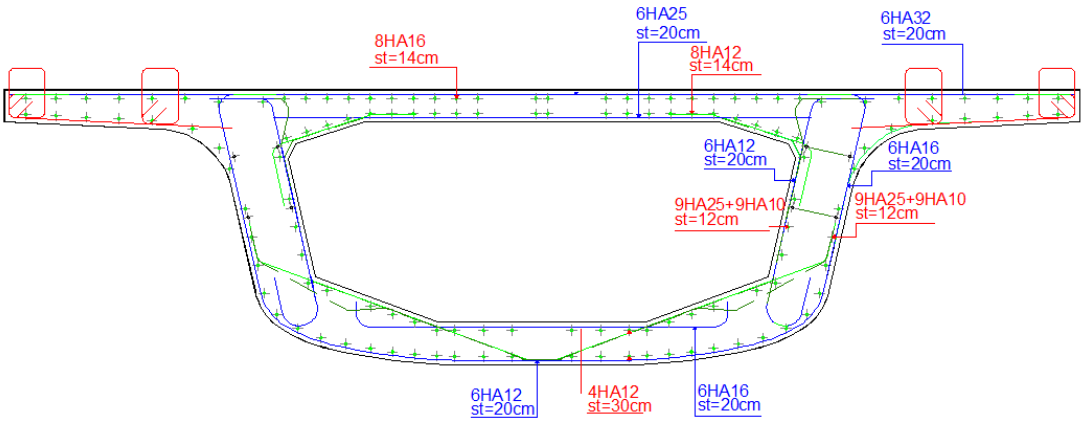


Figure VII.3 . Schéma du ferraillage passif du voussoir courant.

VII.5. CONCLUSION

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

CHAPITRE : VIII

EQUIPEMENTS

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

On désigne par équipement l'ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

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

Pour mon pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fretté qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

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

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

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

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

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

Combinaisons	$R_{culées\text{-}max}$ (MN)	$R_{piles\text{-}max}$ (MN)
1.35G + 1.6A(l) + 1.6St	5.024	**18.136**
1.35G + 1.6Bc + 1.6St	5.039	17.838
1.35G + 1.6Bt + 1.6St	4.030	15.716
1.35G + 1.35Mc120	4.620	17.426
1.35G + 1.35D240	**5.488**	17.140

VIII.2.2. Dimensionnement d'appareil d'appuis

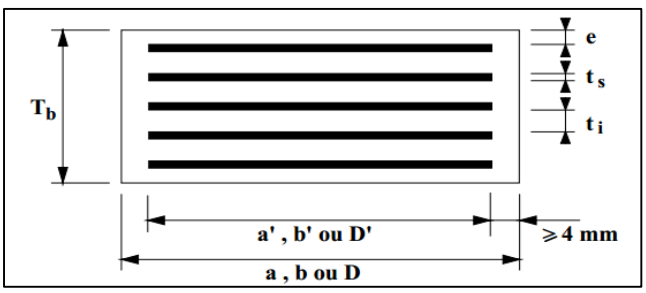


Figure VIII.1 : Géométrie d'un appareil d'appui.

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure VIII.1, avec :

a, b, a', b' : sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire.
$\mathbf{T_b}$: hauteur totale.
e : enrobage extérieur.
$\mathbf{T_s}$: épaisseur d'une frette métallique.
$\mathbf{T_i}$: épaisseur d'une feuille élastomère.

- **Aire l'appareil d'appui :**

La condition de non-cheminement est :

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

Résultats :

Cas culées :
R_{max} = 5.49 MN ➔ a × b ≥ 1 372 cm^2
On prend : **a × b = 400 × 400 mm^2**

Cas piles :
R_{max} = 18.88 MN ➔ a × b ≥ 4 720 cm^2
On prend : **a × b = 700 × 700 mm^2**

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

Condition de non flambement : **a/10 ≤ T ≤ a/ 5**, **a** : est le grand côté de l'élastomère.

Résultats :

Cas culées :
a = 400 ➔ **40 ≤ T ≤ 80 (mm)**

Cas piles :
a = 700 ➔ **70 ≤ T ≤ 150 (mm)**

- **Dimensionnement des frettes :**

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

$$\begin{cases} \mathbf{t_s > \dfrac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}} \\ \mathbf{t_s \geq 2\ mm} \end{cases} ;\ \boldsymbol{\sigma_m} = \frac{\mathbf{N_{max}}}{\mathbf{a \times b}} ;\ \boldsymbol{\beta} = \frac{\mathbf{a \times b}}{\mathbf{2 \times G \times (a + b)}} ;\ \sigma_e = 235\ Kg/mm^2 ;\ G = 0.9\ MPa$$

Résultats :

Cas culées :
σ_m = 17.15 MPa
β = 11.11 ➔ t_s > 2.63
➔ On prend : **ts = 3mm**

Cas piles :
σ_m = 17.78 MPa
β = 19.44 ➔ t_s > 2.72
➔ On prend : **ts = 3mm**

Les dimensions sont résumées ci-après :

Cas culées :
5 Feuilles d'élastomère : t_i = 10 mm.
6 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm
Enrobage des chants : 4 mm
Enrobage extérieur : 3 mm
Dimensions : **400 × 400 × 74 mm^3**

Cas piles :
6 Feuilles d'élastomère : t_i = 12 mm.
7 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm
Enrobage des chants : 4 mm
Enrobage extérieur : 3 mm
Dimensions : **700 × 700 × 99 mm^3**

VIII.2.3. Evaluation des déplacements horizontaux

➢ **Déplacements dus aux actions statiques :**

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{H_{sta}} = \frac{\Delta_x \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\boldsymbol{T}}$$

Où :

G : Module de déformation transversale d'appareil d'appui, **G = 0.9 MPa**.
Δ_x : déformation due à la force considérée.
a × b : Dimensions de l'appareil d'appuis.
T : épaisseur des feuillets d'élastomère.

Action due au retrait dans chaque appareil appui :

$$\mathbf{H_r} = \frac{\Delta_r \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T}} \; ; \; \Delta_r = \varepsilon_r \times |X_i|, \text{ avec : } \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}, \text{ coefficient de retrait.}$$

Action due à la variation de la température :

$$\mathbf{H_T} = \frac{\Delta_T \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T}} \; ; \; \Delta_T = \varepsilon_T \times |X_i|, \text{ où : } \varepsilon \times T = \Delta T \times \lambda,$$

$\Delta T = 35$ °C et $\lambda = 10^{-5}$; $\varepsilon_t = 3.5 \times 10^{-4}$.

Action due au fluage :

$$\mathbf{H_{fl}} = \frac{\Delta_{fl} \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T}}; \; \Delta_{Tfl} = \varepsilon_{fl} \times |X_i|, \text{ où : } \varepsilon_{fl} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : coefficient du fluage à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3, on prend : $K_{fl} = 2.5$ ➔ $\varepsilon_{fl} = 2.5 \times 10^{-4}$.

➢ **Déplacements dus aux actions dynamiques :**

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal :

- Dû à un camion Bc : F_{fr} = 300 KN.
- Dû à la charge Al : F_{fr} = 257.6 KN.

Il sera calculé comme suit :

$$\Delta_{fr} = \frac{\mathbf{F_{fr}} \times \mathbf{T_q}}{\Delta_x \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}$$

Les efforts de freinage sont répartis en fonction de la rigidité de chaque appui.

➢ **Centre de rigidité**

Le centre de rigidité par rapport à la culée C1 est : $\mathbf{X_{CR/C1}} = \frac{\sum \mathbf{X_i K_i}}{\sum \mathbf{K_i}} = 199.28$ **m**

K_i : raideur d'appui.
X_i : position des appuis.
$|X_i|$: la distance entre l'appui et le contre de rigidité.

Le tableau qui suit résume les efforts et déplacements horizontaux dans le tablier :

Tableau VIII.2 : Efforts et déplacement horizontal du tablier.

	K_i (MN/m)	$\|X_i\|$ (m)	Δ_r (cm)	Δ_{fl} (cm)	Δ_T (cm)	Δ_{fr} (cm)	H_r (MN)	H_{fl} (MN)	H_T (MN)	H_{fr} (MN)
C1	6.86	198.52	0.40	0.496	2.38	5.36	0.0102	0.01276	0.0613	0.0329
P1	15.06	164.24	0.33	0.411	1.97	4.43	0.0186	0.02322	0.1114	0.0722
P2	14.94	109.24	0.22	0.273	1.31	2.95	0.0124	0.01544	0.0741	0.0716
P3	14.60	54.24	0.11	0.136	0.65	1.46	0.0061	0.00767	0.0368	0.0700
P4	14.44	0.76	0.00	0.00	0.01	0.02	0.0001	0.00011	0.0005	0.0692
P5	15.52	55.76	0.11	0.139	0.67	1.51	0.0063	0.00788	0.0378	0.0672
P6	14.61	110.76	0.22	0.277	1.33	2.99	0.0125	0.01565	0.0751	0.0701
P7	14.94	165.76	0.33	0.414	1.99	4.48	0.0085	0.01066	0.0511	0.0716
C2	6.86	200.04	0.40	0.500	2.40	5.40	0.0103	0.01286	0.0617	0.0329

Résultats :

COMB ELS : $\Delta_{x\text{-max-pile}} = 0.072$ m

$\Delta_{x\text{-max-culée}} = 0.087$ m

VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement

Suivant la 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 :**

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{9.44}{0.70 \times 0.70} = 19.27 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Vérifiée}.$$

- **Cas de la culée :**

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{2.74}{0.40 \times 0.40} = 17.15 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Vérifiée}.$$

VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s \times Pu \leq Pc$

Où :

$\gamma_s = 3$: 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, $\mathbf{S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}}$.

Application Numérique :

Cas de la pile :	**Cas de la culée :**
S = 14.58 ; d = 0.017 m	S = 10.0 ; d = 0.013 m
h = 0.113 m ; B = 0.49 m^2	h = 0.074 m ; B = 0.16 m^2
Pc = 56.44 MN ; Pu = 9.44 MN	Pc = 10.12 MN ; Pu = 2.74 MN
$\gamma_s \times$ **Pu = 28.32 MN** $\leq$ **Pc**	$\gamma_s \times$ **Pu = 8.28 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 : $\delta c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$.

$p = Pu/Pc < 0.25$ on trouve : $\delta < 1.4\ (1-2p)$.

Tel que :

$\delta_0 = a/T$, borné par : $[0.7 < \delta_0 < 2]$.
a : petit côté de l'appui.
T : épaisseur totale d'élastomère.

Application Numérique :

Cas de la pile :	**Cas de la culée :**
a = 700 mm ; T = 100 mm	a = 400 mm ; T = 74 mm
p = 0.33	p = 0.27
δ_c = 0.48 ; δ = 0.431	δ_c = 0.64 ; δ = 2.44
➔ **Condition vérifiée**. ✓	➔ **Condition non vérifiée**.

D'où on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la culée.

VIII.2.4.4. Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{max}$$

$$f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}$$

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 = 4.93 MN	N = 2.62 MN
σ_m = 10.07 MPa ; f = 0.16	σ_m = 16.38 MPa ; f = 0.14
H = 5.40 MN	H = 0.17 MN
H < 4.93 × 0.16 = 0.79 MN	H < 2.62 × 0.14 = 0.36 MN
➔ **Condition non vérifiée**.	➔ **Condition vérifiée**. ✓

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

VIII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures (pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement) vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

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

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

A = B + 200 ; A = 700 + 200 ➔ A= 900 mm.
B = A + 200 ; B = 700 + 200 ➔ B = 900 mm.
$h \geq 2\ B_0 / P_0$; h ≥ 0.45 m ; On prend : h = 0.5 m.

Avec :

B_0 = A × B = 0.81 m^2.
P_0 =2 (A + B) = 3.6 m.

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

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

- **Armatures de chainage :**

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

$$\mathbf{A_c} = \frac{\mathbf{0.25 \times N}}{\boldsymbol{\sigma_s}} = \frac{0.25 \times 9.44}{434.78} \times 10^4 = 54.28\ cm^2$$; On opte pour **16HA20**

- **Armatures horizontale :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$\mathbf{A_h} = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 9.44}{434.78} = 27.14\ cm^2$$; On opte pour **14HA16**

➢ **Frette supérieure :**

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

$$\mathbf{A_s} = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 9.44}{434.78} = 8.68\ cm^2 \ ;\ \text{On opte pour}\ \mathbf{8HA12}$$

➢ **Frette inferieure :**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$\mathbf{A_i} = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 9.44}{434.78} = 21.70\ cm^2\ ;\ \text{On opte pour}\ \mathbf{10HA16}$$

VIII.3.3. Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis de la culée

On suit le même raisonnement que dans le cas de la pile. On trouve :

$(A \times B \times h) = (600 \times 600 \times 300)\ mm^3$.

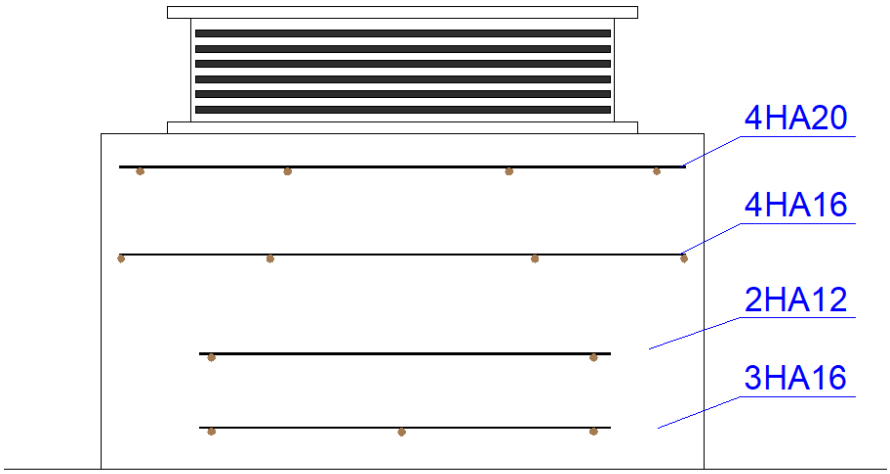


Figure VIII.2 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

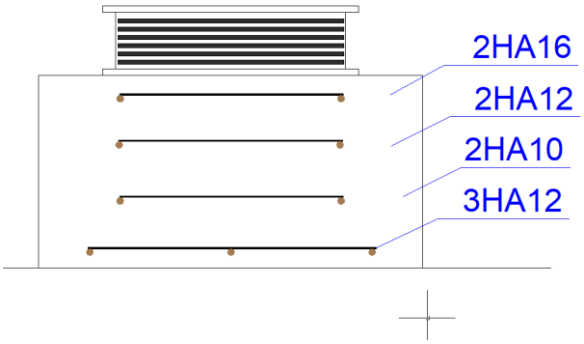


Figure VIII.3 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

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

VIII.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont : la température et déformations différées du béton (retrait, fluage).

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

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

Les souffles 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 (W_s = 9.6 cm).

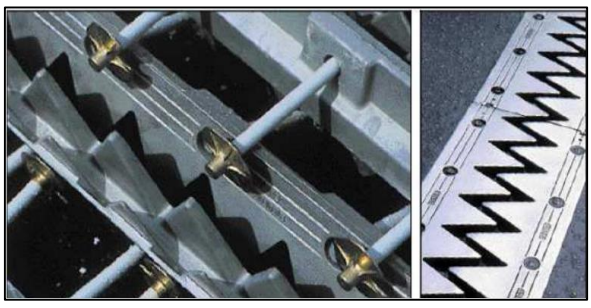
Donc : W = **4.82 cm**.

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 4.82 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.

Tableau VIII.3 : 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 **Wd60**.

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. GARDE-CORPS ET DISPOSITIF DE RETENU

Les trottoirs prévus sur l'ouvrage sont destinés au passage de service et il est donc envisagé d'installer les garde-corps pour la sécurité des passagers. Puisque la dimension de garde-corps est un élément important dans l'aspect architectural de l'ouvrage, le type approprié est adopté afin de ne pas masquer la vue.

Le dispositif de retenu pour les véhicules permet de retenir les véhicules, de contrôler la trajectoire du véhicule après le choc et de prévenir l'accident surgit.

VIII.6. DRAINAGE DE L'OUVRAGE :

Le tablier doit être équipé des dispositifs de drainages appropriés tels que les avaloirs, les caniveaux ainsi que les tuyaux de drainage afin d'assurer l'assainissement des eaux superficielles et d'éviter la stagnation des eaux pluviales sur chaussées en cas de pluie.

VIII.7. ETANCHEITE DU TABLIER :

L'étanchéité des tabliers a pour objectif d'augmenter la durabilité de l'hourdis par intermédiaire de la prévention contre la corrosion des armatures et de la détérioration du béton causée par l'infiltration des eaux pluviales.

Pour l'étanchéité des tabliers, on pourrait faire appel à différentes techniques telles que l'étanchéité à base d'asphalte coulé, l'étanchéité par filme mince adhérent et l'étanchéité en feuille préfabriquée. Pour le présent projet, l'étanchéité par filme mince est choisie, ce qui est plus efficace et économique pour un pont à poutre-caisson en béton précontraint.

VIII.8. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passée à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

CHAPITRE : IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Dans le présent, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré. Les piles reçoivent donc des efforts verticaux dans le premier cas, verticaux et horizontaux dans d'autres cas où les efforts séismiques, de freinage ou du vent sont pris en considération.

IX.2.1. Conception de la pile

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

Tableau XI.1 : Implantation et hauteurs des piles.

Pile	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Hauteur	2.9	6.2	9.4	10.4	12.4	9.3	6.2
Position PK	0+111.31	0+166.31	0+221.31	0+276.31	0+331.31	0+386.31	0+441.31

IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

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

$$K_{A\text{-}app} = \frac{G \times a \times b}{T}$$

$$K_{pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{A\text{-}app}}}$$

Avec :

(a, b, T) : sont respectivement les dimensions en plan de l'appareil d'appuis et l'épaisseur d'élastomère.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.

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

Tab XI.2 : Raideurs statiques transversales.

Piles	k_{voile} (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	8 690.91	7.54	2	15.07
P2	8 636.04	7.54	2	15.05
P3	2 478.03	7.54	2	14.99
P4	1 829.74	7.54	2	14.95
P5	1 079.50	7.54	2	14.87
P6	2 558.83	7.54	2	14.99
P7	8 636.04	7.54	2	15.05

Tab XI.3 : Raideurs statiques longitudinales.

Piles	k_{voile} (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	691.77	7.54	2	15.04
P2	643.86	7.54	2	14.73
P3	184.75	7.54	2	13.94
P4	136.42	7.54	2	13.58
P5	80.48	7.54	2	12.70
P6	190.77	7.54	2	13.97
P7	643.86	7.54	2	14.73

IX.2.3. Etude sismique

IX.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

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

- Le présent pont est de 2eme groupe.
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble).
- l'ouvrage est classé en zone IIa.
- L'accélération de zone A= 0.2.

IX.2.3.2. Méthode de calcul

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire des conditions, parmi ces conditions il y a :

La courbure (Angle balaye en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades. Dans mon pont, il y a un arc avec L=161.77 m et R= 156 m ➔ $\alpha = L/R = 1.04$ rad = 66.02 grades.

Donc 66.02 grades > 30 grades ➔ **Condition non vérifiée.** Alors on utilise « la méthode du spectre de réponse ».

IX.2.3.3. 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 horizontal :**

Pour les deux directions longitudinale et transversale on utilise le spectre montré dans la figure :

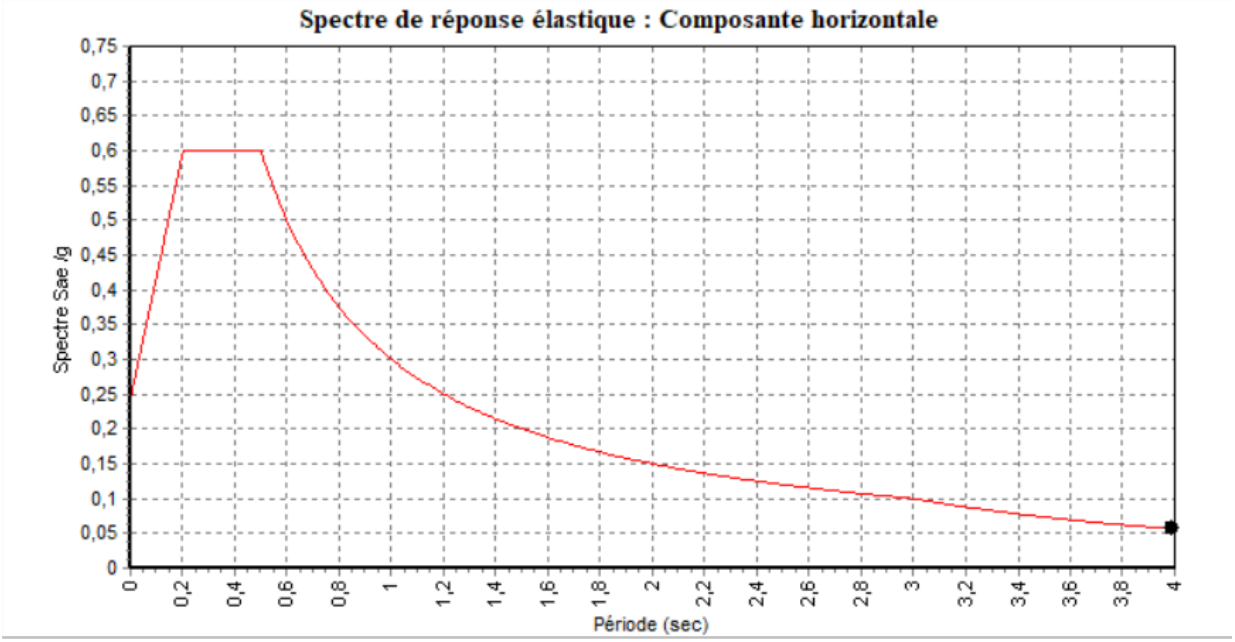


Figure IX.1 : Spectre de réponse horizontal.

- **Spectre de réponse vertical :**

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone séismique classée (I) ou (IIa**)** selon le R.P.O.A, est négligeable ; donc on n'a pas besoin d'un spectre de réponse vertical.

IX.2.3.4. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

L'évaluation de l'effort sismique est faite à l'aide d'un logiciel élément finit a donné les résultats suivant :

Tableau IX.4 : Distribution de forces longitudinales sur chaque appui.

Appuis	C1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	C2
F_L (kN)	789.37	1762.44	1778.87	1715.86	1714.47	1636.55	1735.34	1991.17	636.2

Avec un déplacement maximal du tablier égal à 9.6 cm

IX.2.3.5. Evaluation de l'effort sismique transversal

L'évaluation de l'effort sismique c'est fait à l'aide d'un logiciel élément finit a donné les résultats suivant :

Tableau IX.5 : Distribution de forces transversales sur chaque appui.

Appuis	C1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	C2
FL (kN)	1176.65	275.41	994.88	1751.9	2192.26	1890.49	1109.54	234.66	894.7

IX.2.3.6. Combinaison d'actions à l'état limite accidentel (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 5

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

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort séismique (pile4) kN
Ex (Longitudinal)	1	0.3	0.3	1 832.47
Ey (Transversal)	0.3	1	0.3	1 407.46

IX.2.4. Evaluation des efforts de la pile la plus sollicitée

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

Désignation	N (kN)	H (kN)	Moment
Voile	2 568.19	/	/
G Tablier	8 531.50	/	/
Al	1 383.91	/	/
Bc	1 316.62	/	/
Mc120	2 760.58	/	/
D240	2 528.51	/	/
St	1 117.93	/	/
Hf+r	/	85.10	1 106.30
HT°	/	18.08	235.04
Freinage Al	/	31.05	403.65
Freinage Bc	/	18.08	235.04
Séisme longitudinal	/	1 832.47	16 847.89
Séisme transversale	/	1 407.46	12 951.73

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

- Bas de la pile
- Centre de la pile.

Combinaison a l'état limite accidentel.

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 5 :

$E1 = Ex + 0.2Ey = 1\,832.47$

$E2 = Ey + 0.2Ex = 1\,407.46$

IX.2.5. Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le tableau suivant :

Tableau IX.8 : Combinaison des efforts.

Cas	Combinaisons
ELS	$G + 1.2\ A(l) + St + 0.6H_T + F_{flv}$
	$G + D240 + 0.6\ H_T + H_{flv}$
	$G + 1.2\ Bc + St + 0.6T + H_{flv}$
	$G + Mc\ 120 + 0.6\ H_T + H_{flv}$
ELU	$1.35G + 1.6Al + 1.6St + 0.9H_T + H_{flv}$
	$1.35\ G + 1.35\ D240 + 0.9\ H_T + Hflv$
	$1.35\ G + 1.6\ Bc + 1.6St + 0.9\ H_T + H_{flv}$
	$1.35\ G + 1.35\ Mc\ 120 + 0.9\ H_T + H_{flv}$

Cas	Combinaisons
ELA Longitudinal	$G + Ex + 0.2Al + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + Ex + 0.2\ D240 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + Ex + 0.2\ Bc + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + Ex + 0.2\ Mc120 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
ELA Transversal	$G + Ey + 0.2Al + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + Ey + 0.2\ D240 + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + Ey + 0.2\ Bc + 0.4\ H_T + H_{flv}$
	$G + Ey + 0.2\ Mc\ 120 + 0.4\ H_T + H_{flv}$

IX.2.6. Ferraillage de la pile

➢ **Ferraillage de la pile**

La section de la pile prise en compte est rectangulaire pleine (1.5 × 5.5 m), les sollicitations les plus défavorable sont présenter dans le tableau suivant :

Tableau IX.9 : Sollicitation les plus défavorables pour la pile-5-.

Etat	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
ELU	26 288.32	180.84	2 350.88
ELS	19 286.31	133.21	1 731.7
ELA	11 657.8	1397	10 031.2

Etat	N (kN/ml)	M (kN.m/ml)
ELU	4779.49	427.43
ELS	3506.6	314.85
ELA	2119.6	1823.86

Résultats :

Le ferraillage a était obtenu en utilisant le logiciel ROBOT-EXPERT a donné les résultats suivant : As = 20 cm²

Condition de non fragilité :

$\mathbf{A_{s,min} \geq 0.23\ h \times b \times f_{tj}/f_e}$ ➔ $A_{s,min}$ = 20.42 cm² ➔ 8 HA20/ml

➢ **Vérification de l'effort tranchant :**

$V_u = P_{horizontal}$ (ELU) = 32.88 kN

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd}} = \frac{0.03288}{1.8} = 0.0018 \text{ MPa.}$$

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

$\boldsymbol{\tau_u' \geq \tau_u}$ ➔ **Vérifiée**

On opte pour des cadres horizontales de **HA14** avec St = 20 cm.

➢ **Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :**

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus sollicité « Pile 5 » :

I_x = **1.54 m⁴**, I_y = **20.79 m⁴, S = 8.25 m², h = 12.4 m.**

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

$$\boldsymbol{\lambda = l_f/i \leq 70}$$

Avec :

$\mathbf{l_f}$: la longueur du flambement de la pile la plus haute : $\mathbf{l_f = 2 \times h = 24.8\ m.}$
i : rayon de giration.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1.59 \text{ m} \rightarrow \lambda = 39.4 < 70 \textbf{ Vérifiée } ✓$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0.43 \text{ m} \rightarrow \lambda = 57.4 < 70. \textbf{ Vérifiée } ✓$$

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

IX.3.1. Choix de type de culée

Vu les données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).

IX.3.2. Choix de la morphologie

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. Raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai. La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- ✓ Un sommier d'appuis sur lequel repose le tablier. Ce sommier étant la semelle elle-même.
- ✓ Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- ✓ Deux murs en retour : qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève.
- ✓ La dalle de transition : elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers, ainsi qu'elle diminue les tassements à l'entrée de l'ouvrage.
- ✓ Le corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- ✓ Mur de frontal : Transmission des charges verticales et soutien des remblais.
- ✓ Mur cache : Protection des appareils d'appuis.
- ✓ Semelle : Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier.

IX.3.3. Pré dimensionnement de la culée

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.CAlGARO ; intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »

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

Mur frontal	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Longueur : 9 m Epaisseur : 3.3 m Hauteur : 4.45 m	Longueur : 9 m Epaisseur : 0.5 m Hauteur : 2.95 m	Surface : 63.47 m² Epaisseur : 0.5 m	Longueur : 4.5 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 7.9 m	Longueur : 9.6 m Epaisseur : 2 m Largeur : 9.60 m

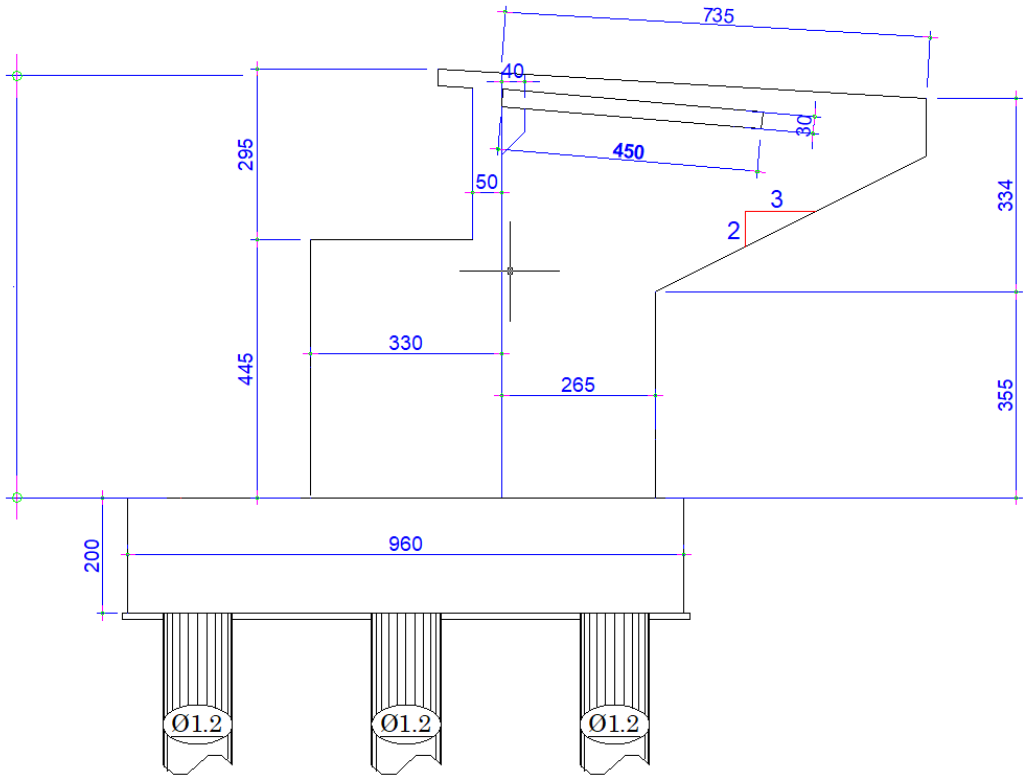


Figure IX.2 : Les **dimensions des éléments de la culée.**

IX.3.4. Vérification de la stabilité de la culée

Après avoir terminé le pré dimensionnement, passant maintenant à la vérification de la stabilité de la culée, qui sera vérifiée à vide et en service, dans les conditions normales et sismiques.

➢ **Evaluation des efforts dus aux poussées :**

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dû aux poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres qu'on va les traiter en détaille au-dessous.

➢ **Calcul du coefficient de poussée :**

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques $\mathbf{k_h}$; $\mathbf{k_v}$:

$$k_h = 0.2 \; ; \; k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$$

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.

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{k_H}{1 \pm k_v}\right).$$

On a fait les calculs sur quatre cas favorables de séismes correspondant à :

- ✓ **1ère cas** : cas normal sans séisme : $k_h = k_v = 0$
- ✓ **2ème cas** : cas de séisme « horizontal + vertical vers le bas » : $k_h = 0.25$, $k_v = 0.075$
- ✓ **3ème cas** : cas de séisme « horizontal » : $k_h = 0.25$ $k_v = 0$
- ✓ **4ème cas** : cas de séisme « horizontal + vertical vers le haut » : $k_h = 0.25$ $k_v = -0.075$

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

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

Action du séisme	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0.333
séisme horizontal	0.2	0	11.31	0.473
séisme «horizontal ; 1+kv»	0.2	0.06	10.68	0.464
séisme «horizontal ; 1-kv »	0.2	-0.06	12.01	0.484

IX.3.5. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.5.1. Ferraillage du mur garde grève

➢ **Evaluation des efforts :**

Moment des poussées des terres :

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

Avec :

H : hauteur des remblais, **H = 2.9 m**.
$\mathbf{K_a}$: coefficient de poussée des terres, $\mathbf{K_a = 0.33}$.
L : longueur des remblais, L = **1m**.

Résultats :

➔ $\mathbf{M_{P\text{ - }ELS} = 24.15\ kN.m/ml}$.

➔ $\mathbf{M_{P\text{ - }ELU} = 32.60\ kN.m/ml}$.

Moment due à la force de freinage Mf_{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.

Résultats :

➔ $\mathbf{M_{f\text{ - }ELS} = 69.02\ kN.m/ml}$.

➔ $\mathbf{M_{f\text{ - }ELU} = 92.03\ kN.m/ml}$.

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.

Résultats :

➔ **M_{P-ELS} = 47.75 kN.m/ml**.

➔ **M_{P-ELU} = 63.67 kN.m/ml**.

- **Combinaison d'actions sur le MGG :**

➔ **$M_{ELS}=M_G+1.2M_Q$ = 140.92 kN.m/ml.**

➔ **$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q$ = 188.30 KN.m/ml**.

- **Ferraillage de mur garde-grève :**

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

Section d'acier **:** avec logiciel de calcul on trouve A_s = 13.7 cm², **On prend 5 HA20/ml** avec St = 20 cm.

Armatures horizontales **:** A_{st} = As/4 = 3.43 cm² ; Soit : **5HA12/ml**, St = 20 cm.

Armatures de construction **:** A's = As/3 = 4.57 cm² ; Soit : **5 HA12/ml**, St = 20 cm.

IX.3.5.2. 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 : $G_{remblais} = 20 \times 0.4$ ➔ $G_{remblais}$ = 10.8 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 = 10 kN/ml.

- **Combinaison d'actions sur la dalle de transition :**

Tableau IX.12 : 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	186.59	86.59
ELS	G + 1.2Q	64.44	64.44

- **Ferraillage de la dalle de transition :**

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

Section d'acier **:** A_s = 11.5 cm² **;** On prend 6 HA16/ml, St = 17.5 cm.

Armatures longitudinales **:** barres de HA12, St = 20 cm (nappe supérieur et nappe inferieure).

Armatures de construction : A's = As/3 = 3.82 cm² ; Soit : 6 HA12/ml, St = 17.5 cm.

IX.3.5.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

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

- **Evaluation des efforts :**

Réaction due au poids des charges - permanentes :

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

$$\mathbf{R_{Rem}=\frac{ql}{2}}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition.
q : charges des remblais ; $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p\ dalle}$.

➔ $R_{Rem} = \frac{20.22 \times 4}{2} = 40.44$ kN/ml

Réaction des surcharges sur remblais :

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

$$\mathbf{R_{Dal\text{-}T} = \frac{ql}{2}}$$

q : charge due au poids de la dalle de transition.

➔ $R_{Dal\text{-}T} = \frac{10 \times 4}{2} = 20$ kN/ml

- **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$\mathbf{R_{ELU} = 1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q = 86.59}$ **kN/ml.**

$\mathbf{R_{ELS} = M_G + 1.2 \times M_Q = 64.44}$ **kN/ml.**

- **Ferraillage du corbeau :**

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérer préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 8$ cm² ; On prend : 5HA16/ml avec St = 20 cm.

Armatures de construction : A's = As/3 = 2.67 cm² ; Soit : 5HA10/ml, St = 20 cm.

IX.3.5.4. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitations).

➢ **Combinaison d'actions :**

La combinaison la plus défavorable est comme suit : (détail de calcul voir annexe).

Tableau IX.13 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Cas	Combinaison	N (kN)	T (kN)	M (kN.m)
ELS max	G + D240	8 202.73	1 257.34	7 557.19
ELU max	1.35 G + 1.35 D240	14 094.72	1 702.93	10 382.73

➢ **Ferraillage mur frontal :**

Tableau IX.14 : Combinaisons des moments et efforts normaux pour le mur frontal.

Cas	Combinaison	N (kN/ml)	M (kN.m/ml)
ELS	G + D240	1 843.41	1 698.25
ELU	1.35G+1.35D240	3 167.35	2 333.2

Résultats :

Section d'acier **:** Avec Robot expert A_s = 33.0 cm² **;** On prend 8HA25/ml.

Armatures longitudinales **:** H14, esp = 20 cm

Armature de construction **:** A's = As/3 = 11 cm² ; Soit : 8HA14/ml.

IX.4. ETUDE DES FONDATION

IX.4.1. Etude de la semelle

Le dimensionnement de la semelle est fait auparavant est de (B×A) = (9.6 × 10) m², la semelle est sollicitée par un moment M et un effort normal N.

➢ **Ferraillage de la fondation :**

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 :

L : entraxe entre les pieux.
b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

➢ **Cas de la culée :**

Tableau IX.15 : La vérification des conditions de la méthode des bielles –culée.

L (m)	b (m)	h (m)	$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$ (m)	$\alpha = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°)$	Conditions
3.6	3.3	1.9	0.975	62.83	Vérifiées ✓

N_{max} = 1.76 MN.m

$$A_S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h} = 27.00 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ MPa}$$

Armatures transversales inférieure :

As = As /3.1 (Φ+h) ; Soit : 5HA20/ml, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure :

As_2 = As/3 ; Soit : 5HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales inférieures :

As_1 = As/3 ; Soit : 5HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

As_3 = As/4 ; Soit : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

As_4 = As/10 = 2.33 cm^2/ml ; Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.

➢ **Cas de la pile :**

Tableau IX.16 : La vérification des conditions de la méthode des bielles –pile.

L (m)	b (m)	h (m)	$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$ (m)	$\alpha = \text{arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°)$	Conditions
3.6	2	1.9	1.3	55.61	Vérifiées ✓

N_{max} = 3.87 MN.m

$$A_S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h} = 79.43 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales inférieures :

As = As /3.1 = 25.62 cm^2/ml ; Soit : 6HA25, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures transversales supérieures :

As_2 = As/3 ; Soit : 6HA16, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures longitudinales inférieures :

As_1 = As/3 cm^2/ml ; Soit : 6HA16, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

As_3 = As/4 ; Soit : 6HA12, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures latérales :

As_4 = As/10 = 4.42 cm^2/ml ; Soit : 6HA10, avec un espacement de 17.5 cm.

- **Nombre de pieux :**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier.

$$\mathbf{n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}}$$

Avec :

$\mathbf{N_{max}}$: l'effort normal maximal à l'ELS.
$\mathbf{Q_p}$: capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Cas de la culée :

$\mathbf{N_{max\text{-}ELS}}$ = 15 264.35 kN

$\mathbf{Q_p}$ = 5 594 KN

$\mathbf{n_p = 2.73}$

On prend 9 pieux de 32 m de profondeur

Cas de la pile :

$\mathbf{N_{max\text{-}ELS}}$= 22 583.19 kN

$\mathbf{Q_p}$= 5 233 kN

$\mathbf{n_p = 4.32}$

On prend 6 pieux de 35 m de profondeur

IX.4.2. Ferraillage

➢ **Ferraillage culée :**

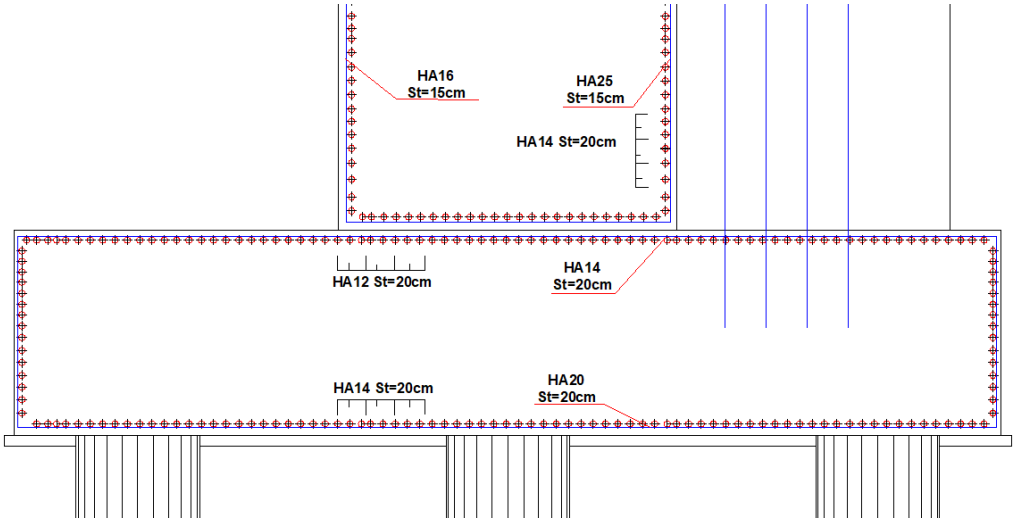


Figure IX.3 : Ferraillage de la culée.

➢ **Ferraillage pile :**

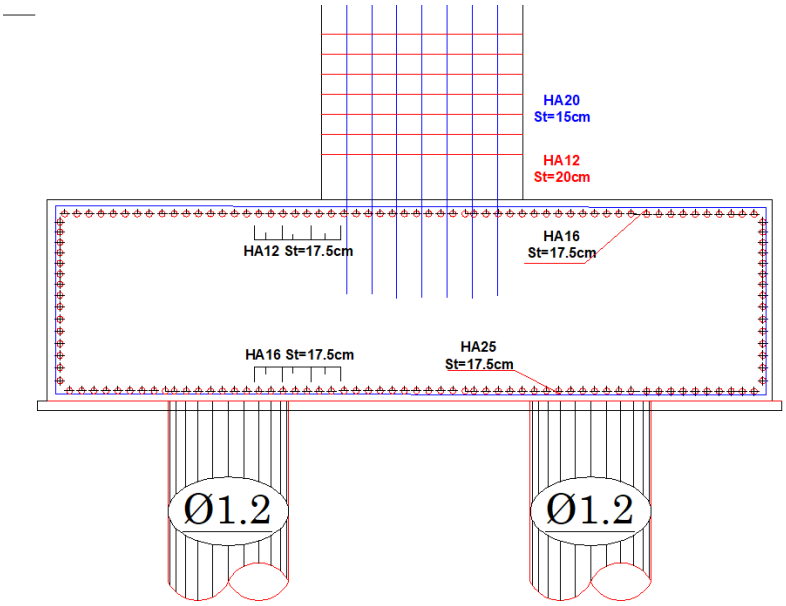


Figure IX.4 : Ferraillage de la pile.

IX.5. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenant compte de l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé, pour notre cas.

INTRODUCTION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière que j'ai acquis pendant mes trois années à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

L'approche a été effectuée en énonçant préalablement les contraintes liées à l'ouvrage et au site proprement dit dans le but de mettre en avant des principes conceptuels. La suite a consisté à utiliser ces principes pour concevoir un pont respectant au mieux les contraintes énoncées précédemment.

Vu la complexité géométrique et mécanique de la structure, la conception et le dimensionnement de cet ouvrage ont nécessité une modélisation en trois dimensions par le logiciel ROBOT. Cette modélisation nous a permis non seulement d'étudier le comportement global mais aussi le comportement local de chaque élément le constituant en termes de déformations et d'efforts.

La conception d'un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs est très exigeante pour l'ingénieur car celui-ci doit vérifier le comportement de la pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et durant sa construction.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

AFNOR (2012). Calcul des fondations profondes – NF P 94 282, Norme française. Saint-Denis, France: AFNOR Groupe.

BENREDOUANE Mustapha, Cours de Béton Armé. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2017)

CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) **« Conception des ponts ».** Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J, (1992) **« La précontrainte »**. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

CHAUSSIN. R, (1992) **« Béton précontraint »**. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, (1987) **« Projet et construction des ponts »**, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

Document SETRA, (septembre 2009) **« Ponts mixtes acier-béton »**. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France).

Document SETRA, (juin 2003) **« Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs »**. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).

Document Technique Règlementaire DTR **« REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET EPREUVE DES PONT ROUTES»**, 2009, état, Algérie.

Document Technique Règlementaire DTR **« REGLES PARASISMIQUE APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGE D'ART»,** RPOA2008, état, Algérie.

Document SETRA, (Février 1996) **« Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension »**. Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

Mr Belaoura, Cours de Béton Précontraint. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2019).

Mme OUMOUSSA, Cours calcul d'ouvrage. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2019).

Robert Charlier. Géotechnique Théorie - Mécanique des sols. Centrale des cours, ULg, 2011.

Frank, R., Zhao, S. R. (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins. Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées.N°119.

E De Beer. Méthodes de déduction de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats des essais de pénétration. Annales des travaux publics de Belgique, Fascicules 4-5-6, vol 1971-2, 1972.

Bustamante M., Gianeselli L. (2006). Règles de calcul de la portance des pieux aux ELU – Méthode pressiométrique, Congrès ELU-ULS 2006, Droniuc, Magnan et Mestat (ed.), Ed. du LCPC.

Bustamante, M. and Gianeselli, L. (1981) Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale – Règles pressiométriques et pénétrométriques. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées,N° 113.

THONIER. H, (1992) **« Le béton précontraint aux états limites »**. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France).

ANNEXES

ANNEXE A : IMPLANTATION DU PROJET

Listing Axe En Plan

Date du listing 13/02/2020

Eléments caractéristiques				Points de Contacts		
Nom	Paramètres		Longueur	Abscisse	X	Y
Droite 1	Gisement	18,3618	15,982	0,000	389453,585	4082849,186
Droite 2	Gisement	18,3584	1,530	15,982	389458,130	4082864,508
Droite 3	Gisement	18,3383	1,530	17,511	389458,565	4082865,974
Droite 4	Gisement	18,2980	1,530	19,041	389459,000	4082867,440
Droite 5	Gisement	18,2376	1,530	20,570	389459,434	4082868,907
Droite 6	Gisement	18,1571	1,530	22,100	389459,866	4082870,374
Droite 7	Gisement	18,0564	1,530	23,629	389460,296	4082871,842
Droite 8	Gisement	17,9356	1,530	25,159	389460,724	4082873,311
Droite 9	Gisement	17,7946	1,530	26,688	389461,149	4082874,780
Droite 10	Gisement	17,6336	1,530	28,218	389461,571	4082876,250
Droite 11	Gisement	17,4523	1,530	29,747	389461,990	4082877,721
Droite 12	Gisement	17,2510	1,530	31,277	389462,404	4082879,194
Droite 13	Gisement	17,0295	1,530	32,806	389462,813	4082880,667
Droite 14	Gisement	16,7879	1,530	34,336	389463,217	4082882,143
Droite 15	Gisement	16,5261	1,530	35,866	389463,616	4082883,619
Droite 16	Gisement	16,2442	1,530	37,395	389464,009	4082885,098
Droite 17	Gisement	15,9422	1,530	38,925	389464,395	4082886,578
Droite 18	Gisement	15,6200	1,530	40,454	389464,774	4082888,059
Droite 19	Gisement	15,2777	1,530	41,984	389465,145	4082889,543
Droite 20	Gisement	14,9153	1,530	43,513	389465,509	4082891,029
Droite 21	Gisement	14,5327	1,530	45,043	389465,864	4082892,517
Droite 22	Gisement	14,1300	1,530	46,572	389466,210	4082894,006
Droite 23	Gisement	13,7072	1,530	48,102	389466,547	4082895,498
Droite 24	Gisement	13,2642	1,530	49,631	389466,874	4082896,993
Droite 25	Gisement	12,8011	1,530	51,161	389467,190	4082898,489
Droite 26	Gisement	12,3179	1,530	52,690	389467,495	4082899,988
Droite 27	Gisement	11,8145	1,530	54,220	389467,790	4082901,489
Droite 28	Gisement	11,2910	1,530	55,750	389468,072	4082902,992
Droite 29	Gisement	10,7473	1,530	57,279	389468,342	4082904,498
Droite 30	Gisement	10,1835	1,530	58,809	389468,599	4082906,005
Droite 31	Gisement	9,5996	1,530	60,338	389468,842	4082907,515
Droite 32	Gisement	8,9956	1,530	61,868	389469,072	4082909,028
Arc 1	Rayon	156,0000	175,400	63,397	389469,287	4082910,542
	Centre X	389314,738		**Début de projet**		
	Centre Y	4082931,763				
Droite 33	Gisement	336,7991	1,530	238,797	389400,606	4083062,003
Droite 34	Gisement	336,1950	1,530	240,327	389399,325	4083062,839
Droite 35	Gisement	335,6111	1,530	241,857	389398,036	4083063,662
Droite 36	Gisement	335,0473	1,530	243,386	389396,739	4083064,474
Droite 37	Gisement	334,5037	1,530	244,916	389395,436	4083065,274
Droite 38	Gisement	333,9802	1,530	246,445	389394,126	4083066,063
Droite 39	Gisement	333,4768	1,530	247,975	389392,809	4083066,841
Droite 40	Gisement	332,9935	1,530	249,504	389391,486	4083067,609

ANNEXE A

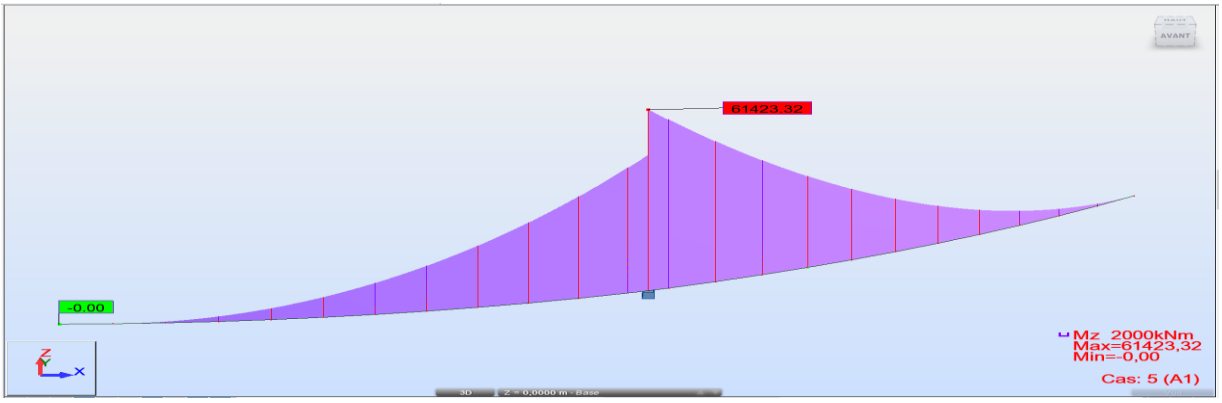
Droite 41	Gisement	332,5304	1,530	251,034	389390,157	4083068,367
Droite 42	Gisement	332,0875	1,530	252,563	389388,823	4083069,115
Droite 43	Gisement	331,6646	1,530	254,093	389387,484	4083069,854
Droite 44	Gisement	331,2619	1,530	255,622	389386,139	4083070,583
Droite 45	Gisement	330,8793	1,530	257,152	389384,791	4083071,305
Droite 46	Gisement	330,5169	1,530	258,681	389383,438	4083072,018
Droite 47	Gisement	330,1746	1,530	260,211	389382,080	4083072,723
Droite 48	Gisement	329,8525	1,530	261,741	389380,719	4083073,421
Droite 49	Gisement	329,5504	1,530	263,270	389379,355	4083074,113
Droite 50	Gisement	329,2685	1,530	264,800	389377,987	4083074,797
Droite 51	Gisement	329,0068	1,530	266,329	389376,617	4083075,476
Droite 52	Gisement	328,7652	1,530	267,859	389375,243	4083076,149
Droite 53	Gisement	328,5437	1,530	269,388	389373,867	4083076,817
Droite 54	Gisement	328,3423	1,530	270,918	389372,489	4083077,480
Droite 55	Gisement	328,1611	1,530	272,447	389371,108	4083078,139
Droite 56	Gisement	328,0000	1,530	273,977	389369,726	4083078,793
Droite 57	Gisement	327,8591	1,530	275,506	389368,342	4083079,445
Droite 58	Gisement	327,7383	1,530	277,036	389366,957	4083080,093
Droite 59	Gisement	327,6376	1,530	278,565	389365,570	4083080,738
Droite 60	Gisement	327,5570	1,530	280,095	389364,182	4083081,382
Droite 61	Gisement	327,4966	1,530	281,625	389362,794	4083082,023
Droite 62	Gisement	327,4564	1,530	283,154	389361,405	4083082,664
Droite 63	Gisement	327,4362	1,530	284,684	389360,015	4083083,303
Droite 64	Gisement	327,4329	90,924	286,213	389358,626	4083083,942
Droite 65	Gisement	327,4389	1,062	377,137	389276,013	4083121,921
Droite 66	Gisement	327,4753	1,062	378,199	389275,049	4083122,365
Droite 67	Gisement	327,5479	1,062	379,260	389274,085	4083122,809
Droite 68	Gisement	327,6569	1,062	380,322	389273,121	4083123,254
Droite 69	Gisement	327,8023	1,062	381,383	389272,158	4083123,701
Droite 70	Gisement	327,9839	1,062	382,445	389271,196	4083124,150
Droite 71	Gisement	328,2019	1,062	383,506	389270,236	4083124,601
Droite 72	Gisement	328,4563	1,062	384,568	389269,277	4083125,056
Droite 73	Gisement	328,7469	1,062	385,630	389268,319	4083125,515
Droite 74	Gisement	329,0739	1,062	386,691	389267,364	4083125,978
Droite 75	Gisement	329,4372	1,062	387,753	389266,411	4083126,447
Droite 76	Gisement	329,8369	1,062	388,814	389265,461	4083126,920
Droite 77	Gisement	330,2729	1,062	389,876	389264,514	4083127,400
Droite 78	Gisement	330,7452	1,062	390,937	389263,571	4083127,886
Droite 79	Gisement	331,2539	1,062	391,999	389262,630	4083128,379
Droite 80	Gisement	331,7989	1,062	393,060	389261,694	4083128,879
Droite 81	Gisement	332,3802	1,062	394,122	389260,763	4083129,388
Droite 82	Gisement	332,9979	1,062	395,183	389259,835	4083129,904
Droite 83	Gisement	333,6519	1,062	396,245	389258,913	4083130,430
Droite 84	Gisement	334,3422	1,062	397,306	389257,997	4083130,966
Droite 85	Gisement	335,0689	1,062	398,368	389257,086	4083131,511
Droite 86	Gisement	335,8318	1,062	399,429	389256,181	4083132,067
Droite 87	Gisement	336,6312	1,062	400,491	389255,284	4083132,633
Droite 88	Gisement	337,4668	1,062	401,552	389254,393	4083133,211
Droite 89	Gisement	338,3388	1,062	402,614	389253,510	4083133,800
Droite 90	Gisement	339,2471	1,062	403,675	389252,635	4083134,401
Droite 91	Gisement	340,1918	1,062	404,737	389251,769	4083135,015

ANNEXE A

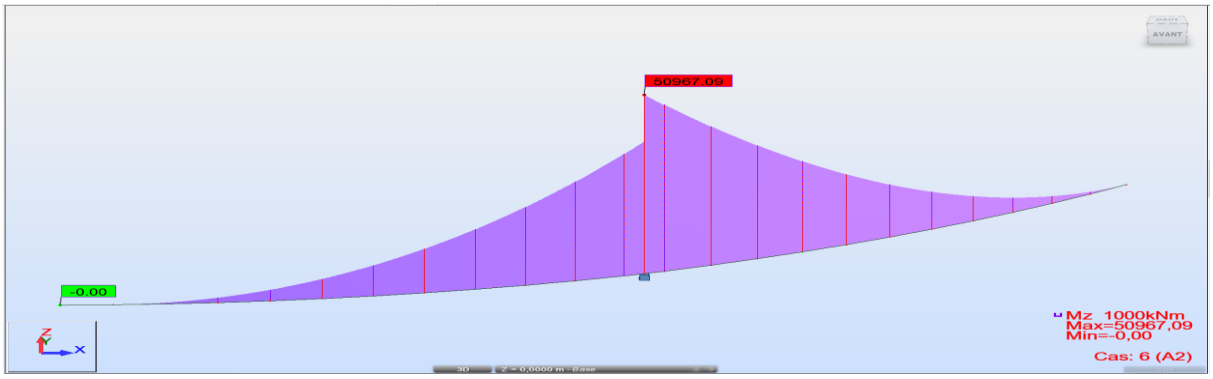
Droite 92	Gisement	341,1728	1,062	405,799	389250,912	4083135,642
Droite 93	Gisement	342,1901	1,062	406,860	389250,065	4083136,281
Droite 94	Gisement	343,2438	1,062	407,922	389249,228	4083136,934
Droite 95	Gisement	344,3337	1,062	408,983	389248,402	4083137,601
Arc 2	Rayon	-60,0000	61,337	410,045	389247,588	4083138,282
	Centre X	389286,477		**Fin du projet**		
	Centre Y	4083183,973				
				471,382	389227,211	4083193,333
Longueur totale de l'axe 471.382 mètres						

ANNEXE B : RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE

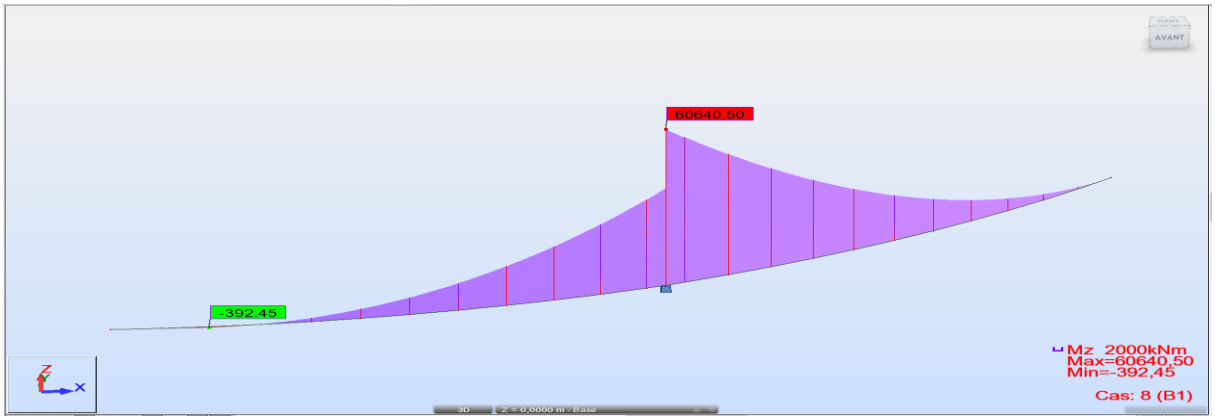
Etude du fléau



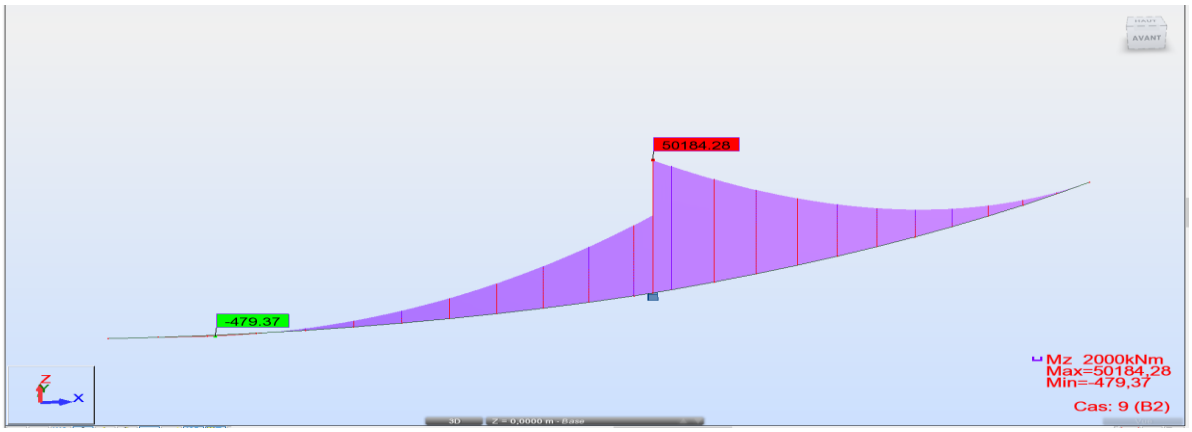
ANNEXE B 1 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1



ANNEXE B 2 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2

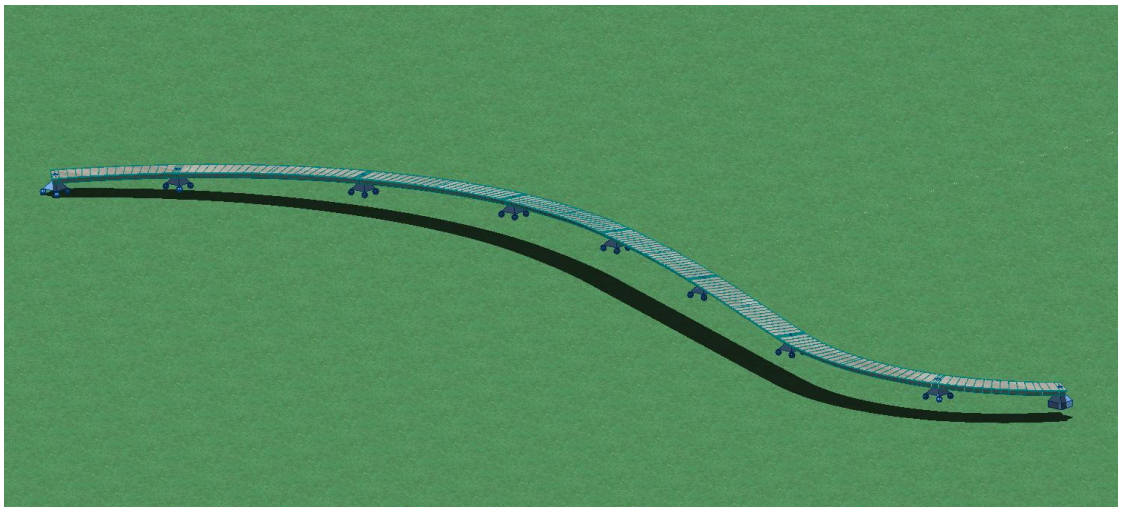


ANNEXE B 3 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1

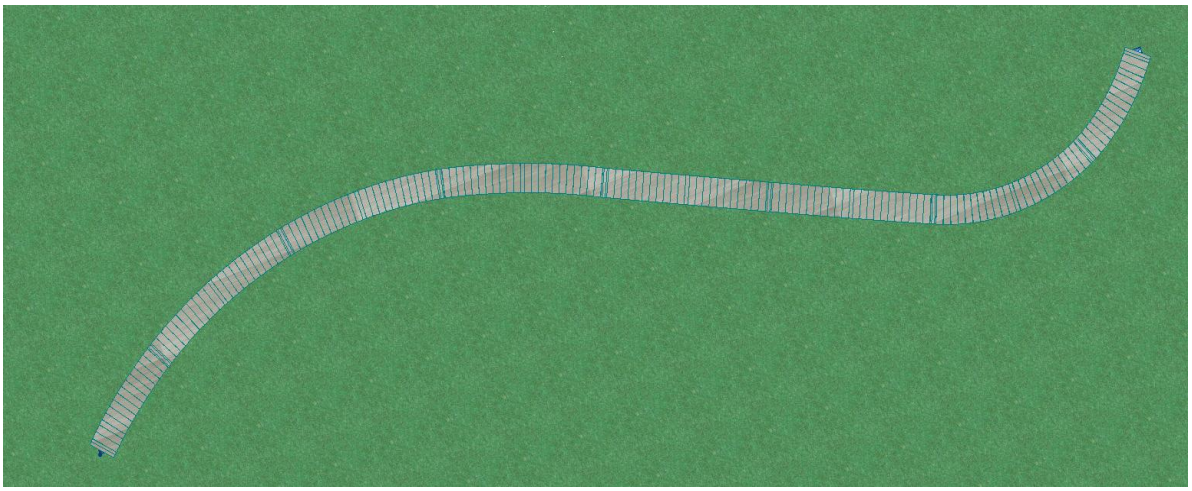


ANNEXE B 4 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2

Modele de calcul

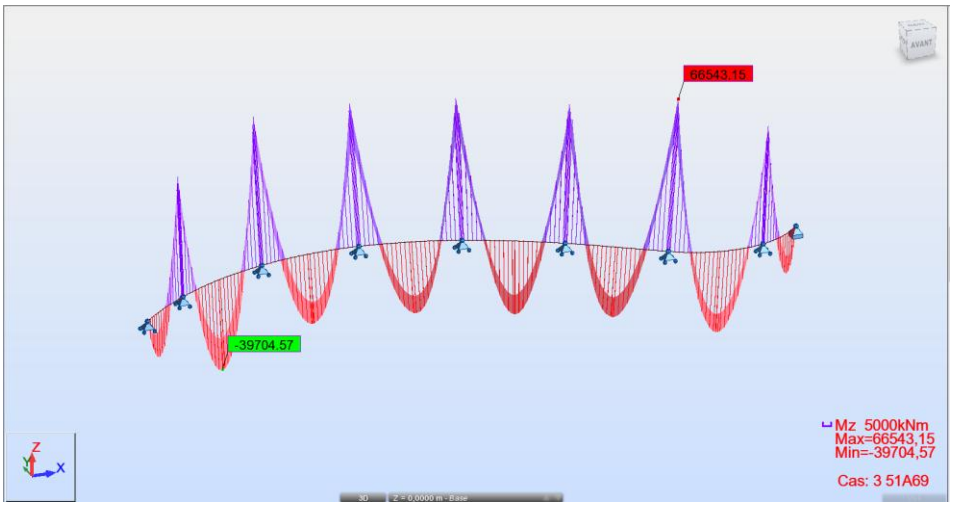


ANNEXE B 5 : modèle de calcul

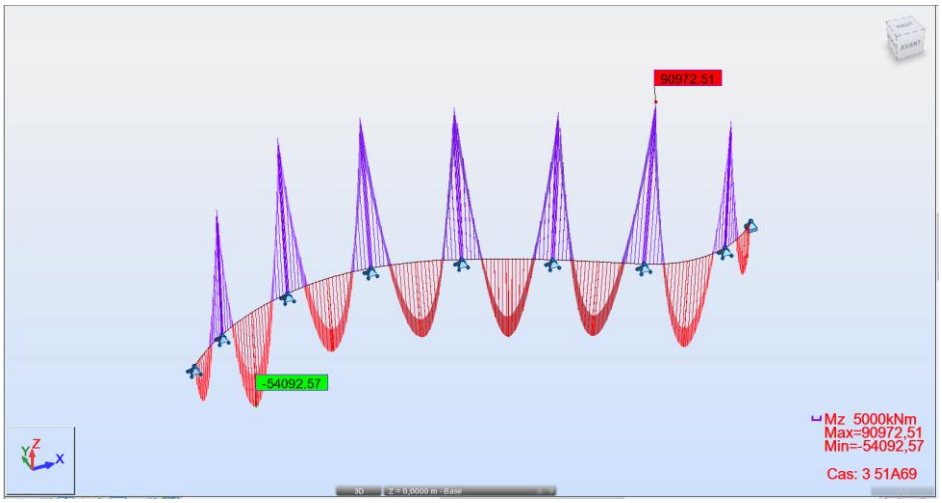


ANNEXE B 6 : vue en plan

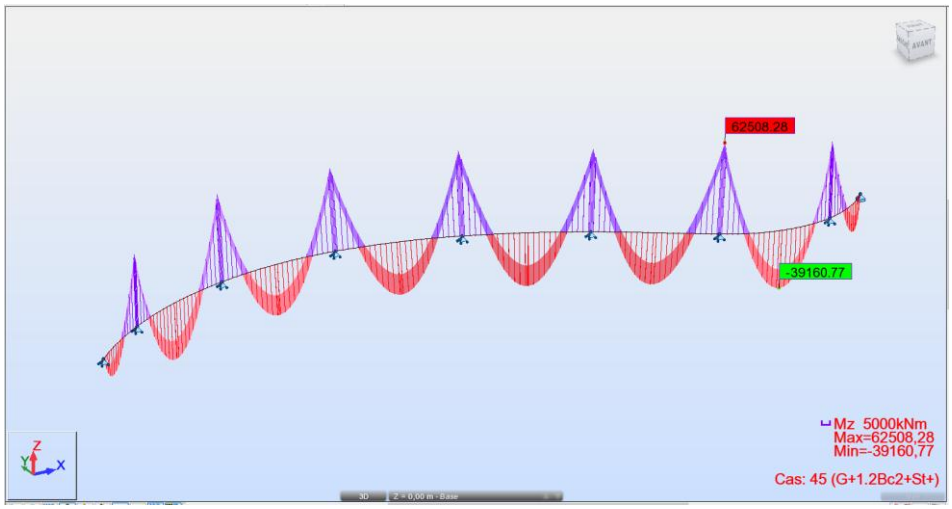
Etude longitudinal



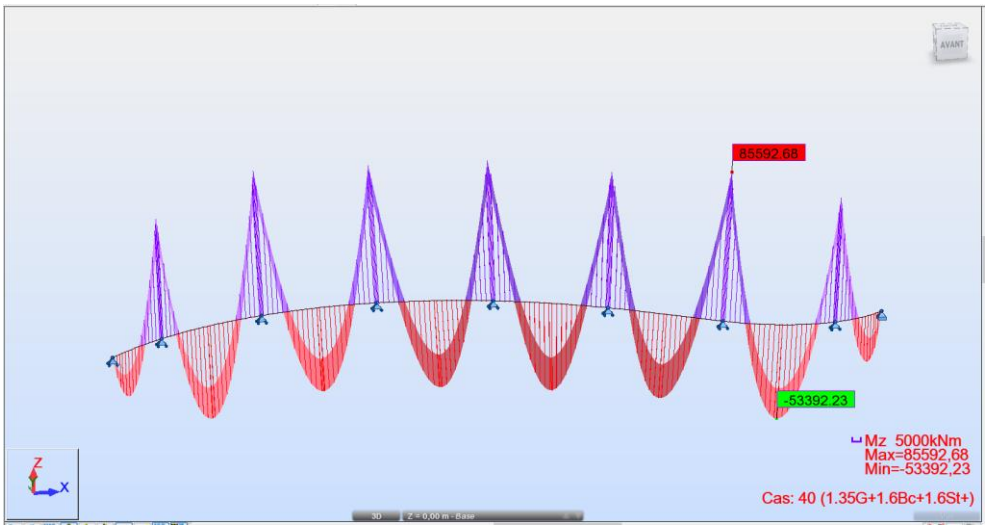
ANNEXE B 7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al+St.



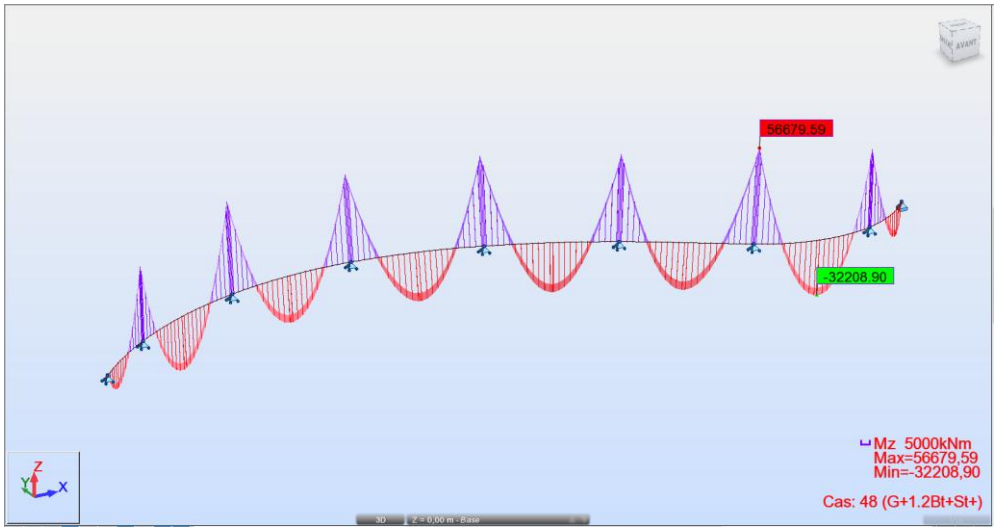
ANNEXE B 8 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al+1.6St



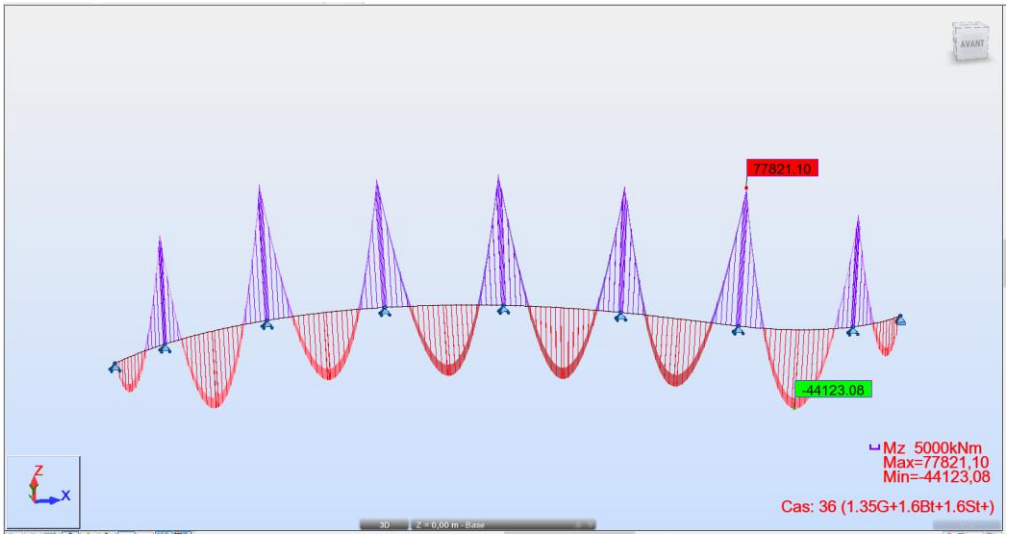
ANNEXE B 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



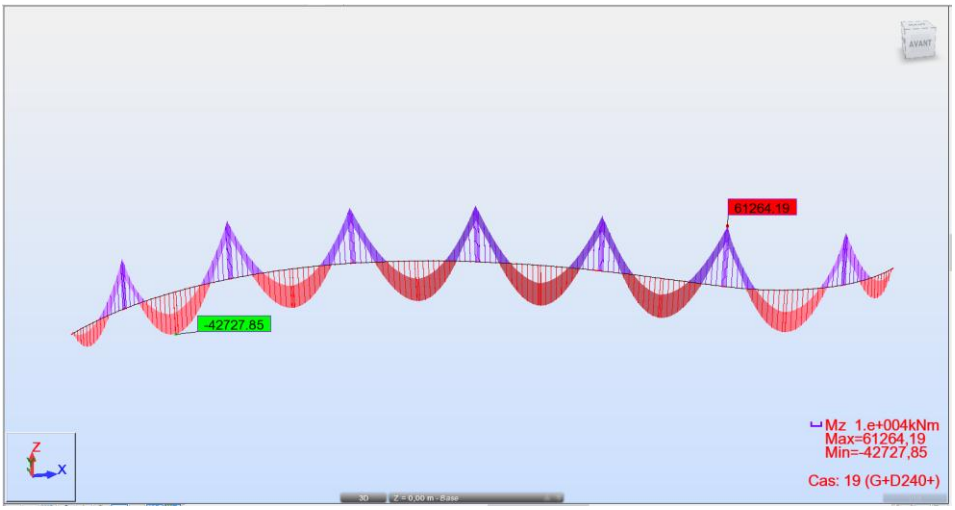
ANNEXE B 10 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St.



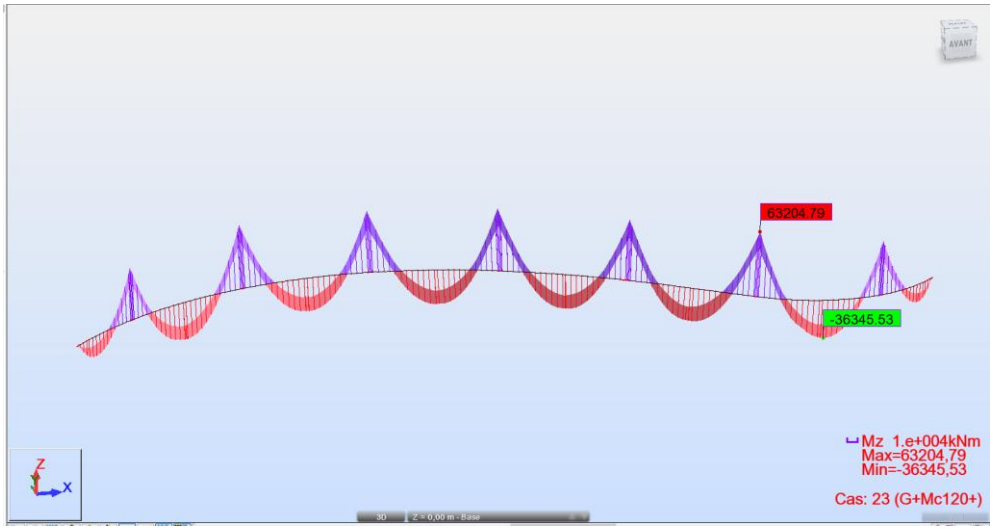
ANNEXE B 11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



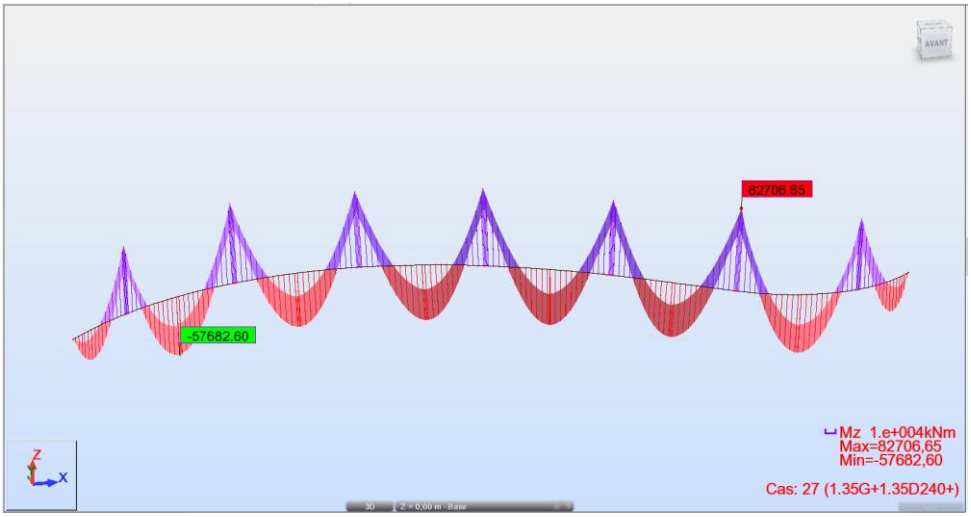
ANNEXE B 12 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.65Bt+1.6St



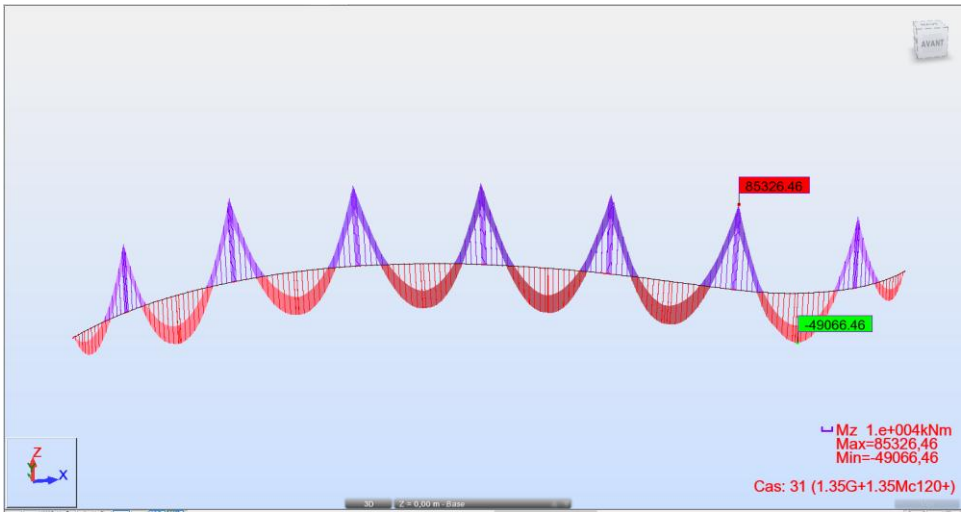
ANNEXE B 13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



ANNEXE B 14 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC120.

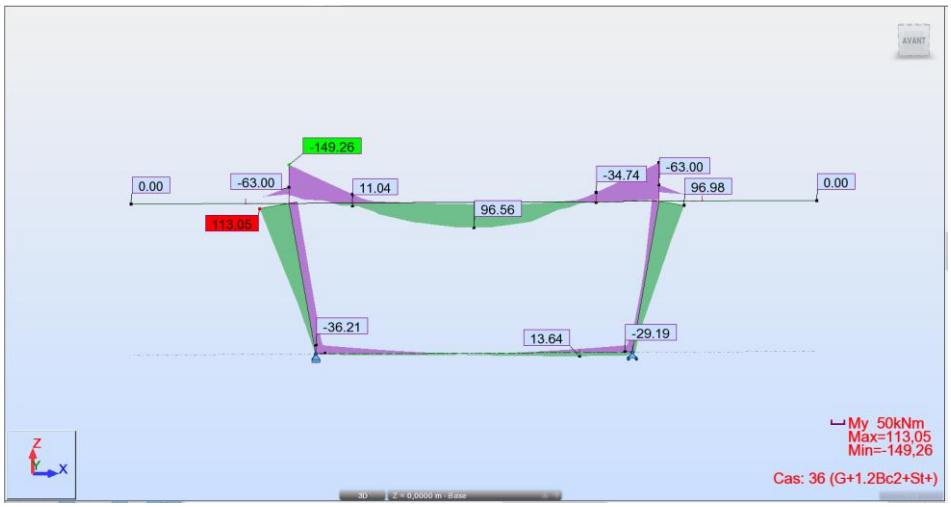


ANNEXE B 15 ; Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

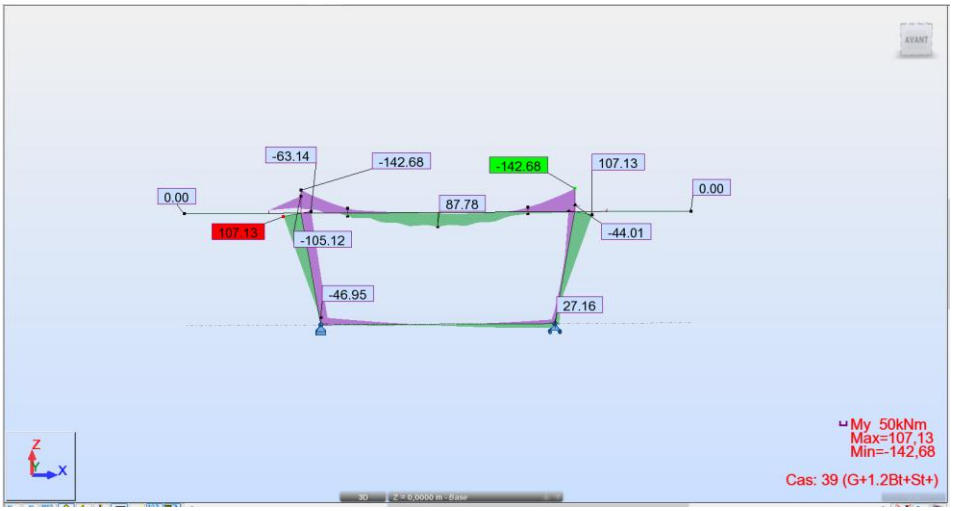


ANNEXE B 16 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.

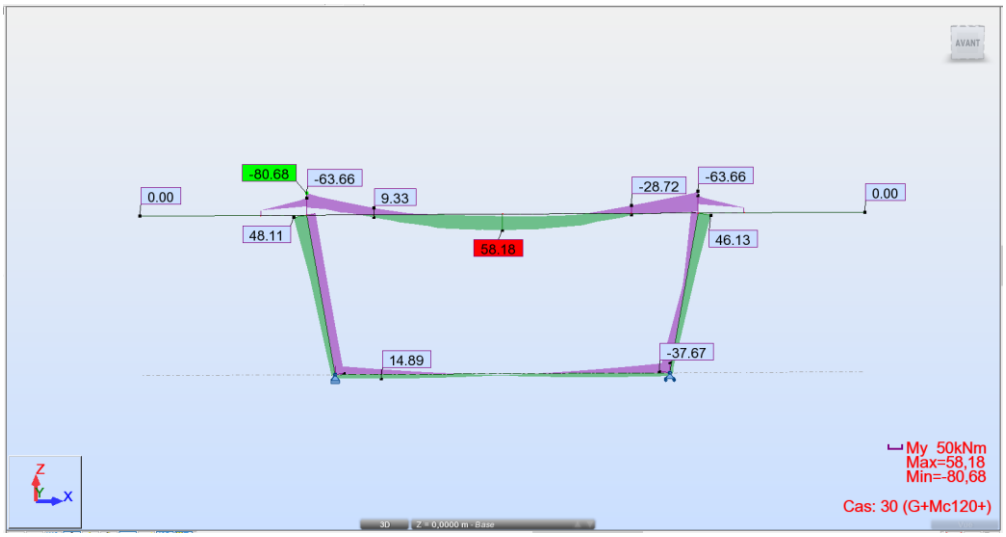
Etude transversale



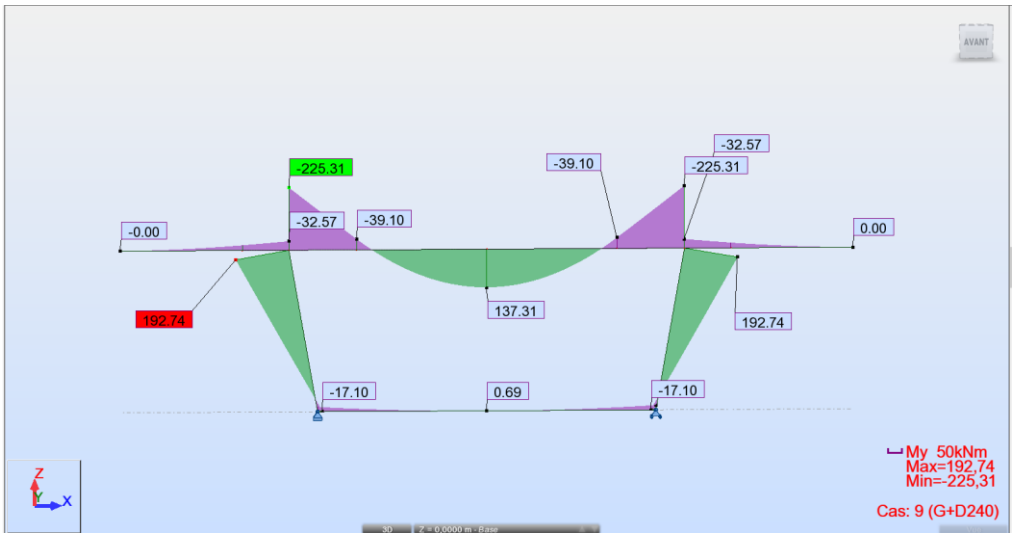
ANNEXE B 17 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



ANNEXE B 18 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



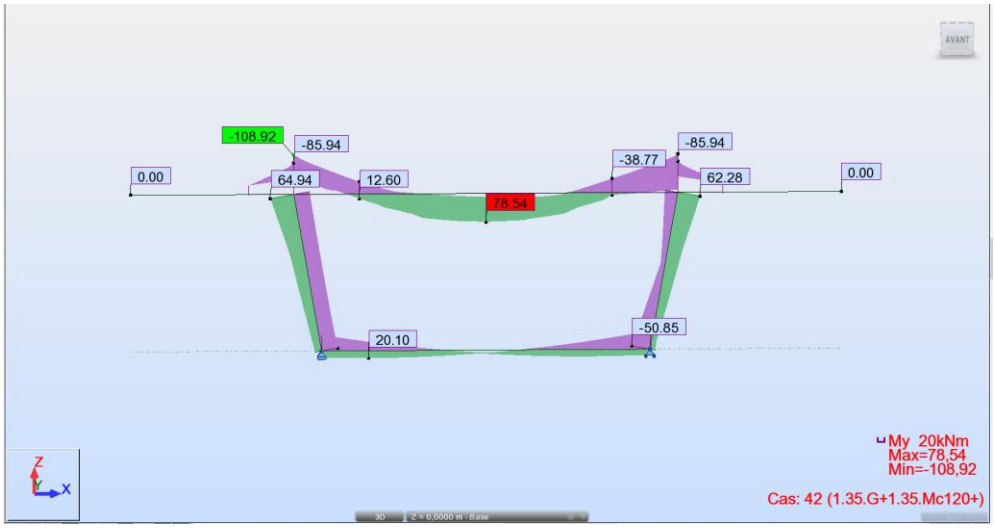
ANNEXE B 19 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+MC120. .



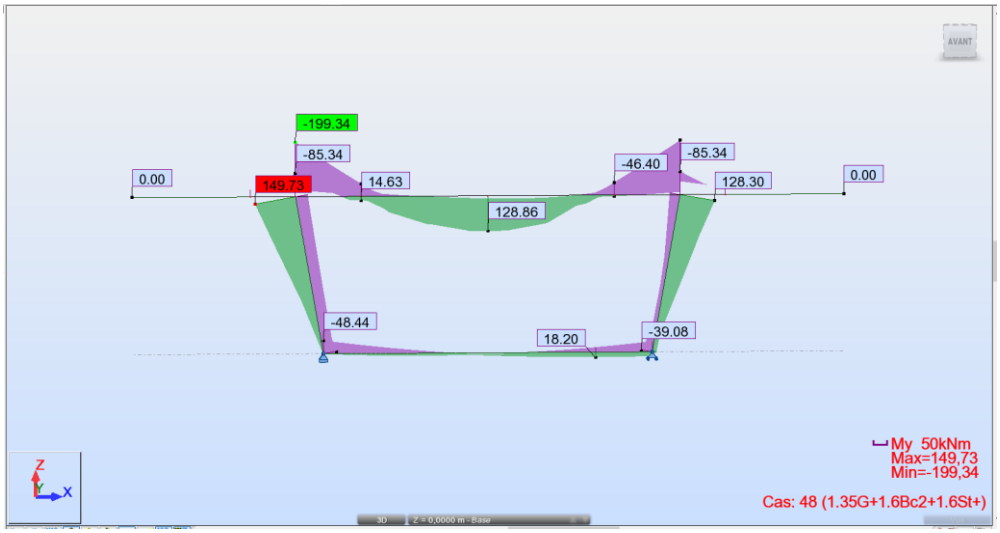
ANNEXE B 20 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D20. .



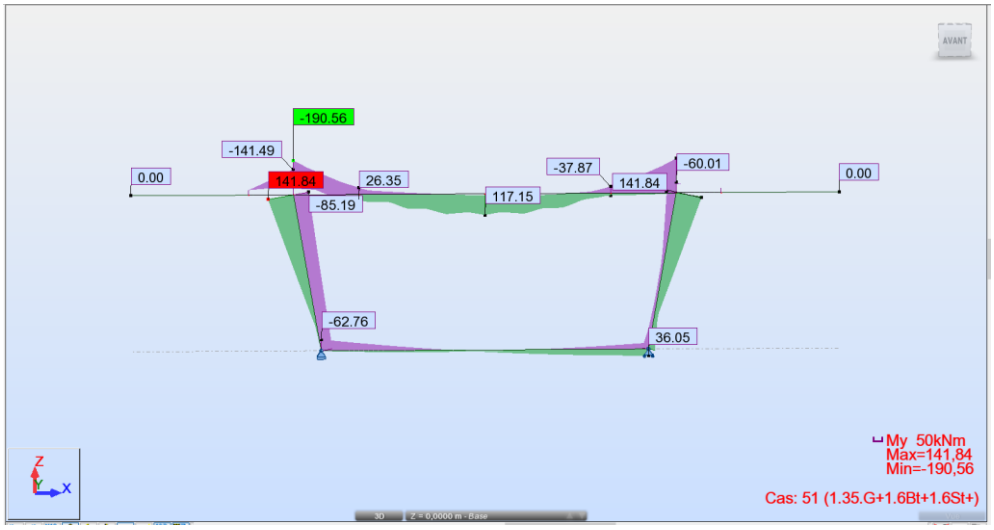
ANNEXE B 21 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



ANNEXE B 22 : Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



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 C

ETUDE DE LA PILE

Désignation	N (KN)	H (KN)	l_{FV}/o (x/o)	$l_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	8201,16	/	0,00	1,45	0,00	/
Fûts	3410,00	/	0,00	10,38	0,00	/
G Tablier	8211,63	/	0,00	20,25	0,00	/
H_{f+r}	/	13,88	/	20,25	/	281,07
$H_{T°}$	/	37,80	/	20,25	/	765,45
Somme	19822,79	36,56	/	/	0,00	740,34
(Al)	1101,64	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1314,30	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	2760,40	/	0,00	/	0,00	/
D240	2526,74	/	0,00	/	0,00	/
ST	1075,48	/	0,00	/	0,00	/
Freinage A(l) + Bc	/	67,20	/	20,25	/	1360,80

Combinaison ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	19822,79	36,56	740,34	0,00	740,34
G+1.2Al+St+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	22220,24	117,20	2373,30	0,00	2373,30
G+1.2Bc+St+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	22475,43	36,56	740,34	0,00	740,34
G+Mc120+0.6 $H_{T°}$ H_{f+r}	22583,19	36,56	740,34	0,00	740,34
G+D240+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	22349,53	36,56	740,34	0,00	740,34

Combinaison ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	26760,77	52,76	1068,35	0,00	1068,35
1.35G+1.6Al+1.6ST+0,9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	30244,16	160,28	3245,63	0,00	3245,63

1.35G+1.6B+1.6ST+0,9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	30584,41	52,76	1068,35	0,00	1068,35
1.35G+1.35Mc120+0,9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	30171,87	52,76	1068,35	0,00	1068,35
1.35G+1.35D240+0,9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	28212,66	52,76	1068,35	0,00	1068,35

Combinaison ELA

	EX	EY	EZ	E1	E2	E3
HL	1778,82	0	0	1859,08	909,28	632,71
HT	0	4083,39	0	1407,95	2224,91	1290,24
ML	4 089,00	0	0	12951,73	7135,6	3286,12
MT	0	16 215,20	0	16847,89	8357,24	4590,2
N	0	0	0	0	0	0

ETUDE DE LA CULEE

Evaluation des charges Statiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{Fv/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	4320	/	0	0	0	/
Mur F	3304,125	/	0	4,23	0	/
DDT	266,625	/	1,85	8,71	493,25625	/
Mur en R	273,025	/	3,215	5,944	877,77538	/
Corbeau	48	/	1,85	8,31	88,8	/
MGG	324,225	/	1,4	7,91	453,915	/
Poids des Terres Amont	2468,592	/	2,986	5,272	7371,2157	/
Poids des T sur DDT	194,103	/	1,85	8,71	359,09055	/
Poussée Mur Frontal	/	1069,77	/	-4,24	/	-4532,27
Poussée Semelle	/	1038,19	/	-1,00	/	-1038,19
Poussée DDT	/	11,64	/	-8,94	/	-104,12
Poids Sur 10kN/m²	252,00	/	3,23	/	812,70	/

Poussée Sur 10kN/m²	/	239,98	/	-4,55	/	-1090,69

Somme	11198,695	0	/	/	9644,0529	0

Rg	2256,66	/	-0,75	/	-1692,50	/
R(Al)	132,10	/	-0,75	/	-99,08	/
Rbc	210,95	/	-0,75	/	-158,21	/
RMc120	291,17	/	-0,75	/	-218,37	/
RD240	361,80	/	-0,75	/	-271,35	/
RST	47,34	/	-0,75	/	-35,51	/
Hf+r	/	138,90	/	-7,20	/	-1000,08
HT°	/	24,68	/	-7,20	/	-177,70
Frein Al	/	3,04	/	-7,20	/	-21,86
Frein Bc	/	3,54	/	-7,20	/	-25,46

Evalutaion des charges Sismique

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

1éme cas : cas de séisme «horizontal ; 1+kv» $K_{h=}$ 0,20

2éme cas : cas de séisme «horizontal ; 1-kv » $K_{h=}$ 0,20

3éme cas : cas de séisme «vertical» $K_{v=}$ 0,06

γ(kN/m³)	18,00
φ°=	30,00
ka=	0,33
kh =	0,20
kv=	0,06
θ1° (1+Kv)	10,68
θ2° (1-Kv)	12,01
Kad (1+kv)	0,464
Kad (1-kv)	0,484

$$k_H = A$$
$$k_V = 0{,}3k_H$$

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

$$tg\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_V}$$

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

ANNEXE C

Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**$I_{FV(x/o)}$**	**$I_{FH(y/o)}$**	**$M_{FV}/_o$**	**$M_{FH}/_o$**
Semelle	259,20	864,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mur F	198,25	660,83	0,00	4,23	0,00	2795,29
DDT	16,00	53,33	1,85	8,71	29,60	464,46
Mur en R	16,38	54,61	3,22	5,94	52,67	324,57
Corbeau	2,88	9,60	1,85	8,31	5,33	79,78
MGG	19,45	64,85	1,40	7,91	27,23	512,92
Poids des Terres Amot	148,12	493,72	2,99	5,27	442,27	2602,88
Poids des T sur DDT	11,65	38,82	1,85	8,71	21,55	338,13
Somme	671,92	2239,74	/	/	578,64	7118,03

Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique

Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**$F_{V(x/o)}$**	**$F_{H(y/o)}$**	**$M_{FV}/_o$**	**$M_{FH}/_o$**
P_{ad} (1+kv)	/	3127,37	/	3,133	/	9799,08
P_{ad} (1-kv)	/	2896,12	/	3,133	/	9074,51

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

	N2 (kN)	V2 (kN)	M_h (Kn.m)
P_{ad} Max	**0,00**	**3127,37**	**9799,08**
P_{ad} Min	**0,00**	**2896,12**	**9074,51**

1éme cas : cas de séisme «horizontal ; 1+kv»
2éme cas : cas de séisme «horizontal ; 1-kv »
3éme cas : cas de séisme «vertical»

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1	**0,00**	**5367,10**	**16917,11**
CAS 2	**0,00**	**5135,86**	**16192,54**
CAS 3	**671,92**	**0,00**	**578,64**

Evalutaion des charges Sismique due au tablier

ANNEXE C

Désignation	N (KN)	H (KN)	$l_{FV(x/o)}$	$l_{FH(y/o)}$	$M_{FV}/_{o}$	$M_{FH}/_{o}$
Seisme Tablier	**95,76**	**880,72**	**0,75**	**7,2**	**71,82**	**6341,184**

	Nt (kN)	Vt (kN)	M_v (Kn.m)	M_h (Kn.m)
Seisme Tablier	**95,76**	**880,72**	**71,82**	**6341,18**

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	**0,00**	**5438,89**	**18066,53**
CAS 2	**0,00**	**5210,83**	**17389,91**
CAS 3	**678,71**	**0,00**	**583,08**

1éme cas : cas de séisme «horizontal ; 1+kv»
2éme cas : cas de séisme «horizontal ; 1-kv »
3éme cas : cas de séisme «vertical»

Combinaisons de charges

Combinaison ELS

	N (KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	Δ*M*(KN.m)
G+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	13455,36	2295,53	-8031,90	7951,56	-80,34
G+1.2Q+ 0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	13757,76	2583,50	-9340,73	8926,80	-413,93
G+0.6T+1.2A(l)+ST+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	14484,66	2313,74	-8163,06	7144,08	-1018,98
G+0.6T+1.2Bc+ST+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	14957,77	2316,744	-8184,66	6789,24	-1395,41
G+0.6T+Mc120+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	14911,19	2295,53	-8031,90	6859,69	-1172,21
G+0.6T+D240+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	15264,35	2295,53	-8031,90	6594,82	-1437,08

Combinaison ELU

	N (KN)	H (KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	Δ*M*(KN.m)
1.35G+0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	18164,73	3104,52	-9410,61	10734,60	1323,99
1.35G+1.6Q+0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	18567,93	4575,06	-14449,43	15792,03	1342,60
1.35G+0.9T+1.6 (A(l) +ST) +0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	25957,90	4215,38	-12879,20	13415,07	535,87
1.35G+0.9T+1.6 (Bc+ST) +0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	26588,72	4219,38	-12908,00	12941,96	33,96
1.35G+0.9T+1.35Mc120 +0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	26487,75	3104,52	-9410,61	13017,69	3607,07

1.35G+0.9T+1.35D240+ 0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	26964,52	3104,52	-9410,61	12660,11	3249,50

Combinaison ELA

	N	V	M
P max - H + 0,3V	14020,766	5606,002241	-11274,258
P min - H - 0,3V	13431,182	5377,443353	-11087,865
P max + V - 0,3H	14495,864	1798,781872	1780,4683
P min - V - 0,3H	12956,084	1729,864206	676,9167

Effort utilise pour le dimensionnement de partie de structure de la culée

Evaluation des efforts dus au poids propre

Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**FV(x/o)**	**FH (y/o)**	**$M_{FV/o}$**	**$M_{FH/o}$**
Mur F	3304,125	/	0	1,73	0	/
DDT	266,625	/	1,85	6,21	493,25625	/
Corbeau	48	/	1,85	5,81	88,8	/
MGG	324,225	/	1,4	5,41	453,915	/
Poids des T sur DDT	194,103	/	1,85	6,21	359,09055	/
Poussée Mur Frontal	/	1069,773	/	-1,74	/	-4532,27
Poussée DDT	/	11,6424	/	-6,44	/	-104,1219
Poussée Sur 10kN/m²	/	248,0742	/	-4,94	/	-1090,691

Efforts dus au tablier

Rg	2256,66	/	-0,75	/	-1692,50	/
R(Al)	660,50	/	-0,75	/	-495,38	/
Rbc	1054,76	/	-0,75	/	-791,07	/
RMc120	1455,83	/	-0,75	/	-1091,87	/
RD240	1808,99	/	-0,75	/	-1356,74	/
RST	236,70	/	-0,75	/	-177,53	/
Hf+r	/	138,90	/	-4,70	/	-1000,08
HT°	/	61,70	/	-4,70	/	-444,24
Frein Al	/	15,18	/	-4,70	/	-109,30
Frein Bc	/	17,68	/	-4,70	/	-127,30

Combinaisons de charges

à L'ELS

	N (KN)	H(KN)	M_H(KN.m)	M_V(KN.m)	ΔM(KN.m)
G+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	6393,74	1257,34	-5903,02	-297,43	-6200,45
G+1.2Q+ 0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	6393,74	1555,02	-7211,84	-297,43	-7509,28
G+0.6T+1.2A(l)+ST+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	7423,04	1275,55	-6034,17	-1104,91	-7139,08
G+0.6T+1.2Bc+ST+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	7896,15	1278,551	-6055,77	-1459,75	-7515,52
G+0.6T+Mc120+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	7849,57	1257,34	-5903,02	-1389,31	-7292,32
G+0.6T+D240+0.6 $H_{T°}$+ H_{f+r}	8202,73	1257,34	-5903,02	-1654,18	-7557,19

à L'ELU

	N (KN)	H(KN)	M_H(KN.m)	M_V(KN.m)	ΔM(KN.m)
1.35G+0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	8631,55	1702,96	-8009,05	-401,53	-8410,59
1.35G+1.6Q+0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	8631,55	2695,91	-12557,33	-542,07	-13099,40
1.35G+0.9T+1.6 (A(l) +ST) +0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	13088,11	2323,28	-10987,10	-1618,71	-12605,81
1.35G+0.9T+1.6 (Bc+ST) +0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	13718,92	2327,28	-11015,90	-2091,82	-13107,72
1.35G+0.9T+1.35Mc120+0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	13617,96	1702,96	-8009,05	-2016,10	-10025,15
1.35G+0.9T+1.35D240+0.9 $H_{T°}$+ H_{f+r}	14094,72	1702,96	-8009,05	-2373,67	-10382,73

ANNEXE D : VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

Desg	X (m)	M (MN.m)	n câbles fléau	n câbles Cont	P F	P C	S(m2)	I(m4)	V(m)	v'(m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	Obs
début VC cluee	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.00	0.00	0.00	0.00	✓
début VC 01	2.35	-6.04	0.00	2.00	0.00	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.00	1.08	1.05	0.33	✓
début VC 02	4.70	-10.55	0.00	4.00	0.00	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.00	1.08	1.73	1.14	✓
début VSC C01-P01	6.44	-11.64	0.00	6.00	0.00	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.00	1.08	1.61	3.03	✓
début V 01	8.79	-11.77	2.00	6.00	4.39	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	1.08	2.75	3.23	✓
début V 02	11.14	-11.61	4.00	8.00	8.78	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	1.08	3.72	5.39	✓
début V 03	13.49	-10.48	6.00	8.00	13.17	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	1.08	5.03	5.36	✓
début V 04	15.84	-8.24	8.00	8.00	17.55	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	1.08	6.08	5.68	✓
début V 05	18.19	-4.89	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	1.08	6.87	6.35	✓
début V 06	20.54	-0.44	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	1.08	7.78	5.13	✓
début V 07	22.89	5.12	14.00	6.00	30.72	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	1.08	8.04	6.51	✓
début V 08	25.24	11.78	16.00	4.00	35.11	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	1.08	8.43	5.99	✓
début V 09	27.59	19.54	18.00	2.00	39.50	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	1.08	8.56	5.82	✓
début V 10	29.94	27.20	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	8.52	5.87	✓
début V 11	32.29	38.36	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	7.28	9.27	✓
début VSP P 01	32.79	40.61	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	6.75	9.98	✓
AXE VSP P 01	33.79	42.87	22.00	0.00	48.27	0.00	11.19	5.31	0.98	1.27	0.73	0.00	2.91	6.14	✓
Fin VSP P 01	34.29	40.30	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	6.82	9.88	✓
début V 12	36.64	37.72	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	7.43	9.06	✓
début V 13	38.99	26.22	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	8.75	5.56	✓
début V 14	41.34	15.80	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	9.82	2.39	✓
début V 15	43.69	6.51	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	10.19	1.89	✓
début V 16	46.04	-1.68	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	10.30	1.75	✓
début V 17	48.39	-8.76	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	10.14	1.95	✓
début V 18	50.74	-14.71	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	9.75	2.49	✓
début V 19	53.09	-19.58	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	9.08	3.39	✓
début V 20	55.44	-22.57	6.00	12.00	13.17	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	7.97	4.88	✓
début V 21	57.79	-25.94	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	7.19	4.20	✓

ANNEXE D : VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

début V 22	60.14	-27.45	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	6.15	3.86	✓
début VSC P01-P02	61.44	-27.86	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	6.25	3.73	✓
début V 17	63.79	-26.25	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	5.87	4.24	✓
début V 18	66.14	-23.81	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	6.68	4.87	✓
début V 19	68.49	-20.26	6.00	10.00	13.17	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	7.66	3.56	✓
début V 20	70.84	-15.59	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	8.14	4.65	✓
début V 21	73.19	-9.82	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	8.59	4.04	✓
début V 22	75.54	-2.93	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	8.79	3.78	✓
début V 23	77.89	5.06	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	8.72	3.87	✓
début V 24	80.24	14.16	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	8.39	4.31	✓
début V 25	82.59	24.36	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	7.80	5.11	✓
début V 26	84.94	35.66	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	6.52	8.55	✓
début V 27	87.29	48.05	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	4.99	12.34	✓
début VSP P 02	87.79	50.84	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	4.33	13.22	✓
AXE VSP P 02	88.79	53.68	22.00	0.00	48.27	0.00	11.19	5.31	0.98	1.27	0.73	0.00	0.91	8.73	✓
Fin VSP P 02	89.29	50.91	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	4.32	13.25	✓
début V 23	91.64	48.21	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	4.95	12.39	✓
début V 24	93.99	36.16	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	6.40	8.71	✓
début V 25	96.34	25.21	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	7.60	5.38	✓
début V 26	98.69	15.36	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	8.10	4.70	✓
début V 27	101.04	6.61	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	8.34	4.38	✓
début V 28	103.39	-1.03	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	8.32	4.40	✓
début V 29	105.74	-7.56	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	8.06	4.75	✓
début V 30	108.09	-12.99	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	7.52	5.48	✓
début V 31	110.44	-17.31	6.00	12.00	13.17	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	6.73	6.55	✓
début V 32	112.79	-20.51	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	5.90	5.92	✓
début V 33	115.14	-22.61	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	5.01	5.39	✓
début VSC P02-P03	116.44	-23.68	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	5.26	5.05	✓
début V 28	118.79	-22.92	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	5.08	5.29	✓
début V 29	121.14	-21.07	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	6.04	5.74	✓

ANNEXE D : VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

début V 30	123.49	-18.10	6.00	10.00	13.17	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	7.15	4.24	✓
début V 31	125.84	-14.03	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	7.77	5.14	✓
début V 32	128.19	-8.85	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	8.36	4.35	✓
début V 33	130.54	-2.56	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	8.70	3.90	✓
début V 34	132.89	4.84	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	8.77	3.80	✓
début V 35	135.24	13.33	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	8.58	4.05	✓
début V 36	137.59	22.93	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	8.13	4.65	✓
début V 37	139.94	33.63	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	7.00	7.91	✓
début V 38	142.29	45.42	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.61	11.51	✓
début VSP P 03	142.79	50.78	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	4.35	13.21	✓
AXE VSP P 03	143.79	50.78	22.00	0.00	48.27	0.00	11.19	5.31	0.98	1.27	0.73	0.00	1.45	8.03	✓
Fin VSP P 03	144.29	48.04	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.00	12.34	✓
début V 34	146.64	45.33	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.63	11.48	✓
début V 35	148.99	33.38	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	7.06	7.83	✓
début V 36	151.34	22.53	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	8.23	4.53	✓
début V 37	153.69	12.78	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	8.71	3.88	✓
début V 38	156.04	4.14	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	8.92	3.60	✓
début V 39	158.39	-3.39	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	8.88	3.66	✓
début V 40	160.74	-9.82	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	8.59	4.04	✓
début V 41	163.09	-15.14	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	8.03	4.79	✓
début V 42	165.44	-19.33	6.00	12.00	13.17	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	7.20	5.91	✓
début V 43	167.79	-22.46	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	6.36	5.30	✓
début V 44	170.14	-24.45	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	5.44	4.81	✓
début VSC P003-P04	171.44	-25.39	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	5.66	4.51	✓
début V 39	173.79	-24.53	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	5.46	4.78	✓
début V 40	176.14	-22.59	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	6.39	5.26	✓
début V 41	178.49	-19.55	6.00	10.00	13.17	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	7.49	3.78	✓
début V 42	180.84	-15.40	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	8.09	4.71	✓
début V 43	183.19	-10.14	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	8.67	3.94	✓
début V 44	185.54	-3.77	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	8.98	3.51	✓

ANNEXE D : VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

début V 45	187.89	3.70	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	9.04	3.44	✓
début V 46	190.24	12.28	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	8.83	3.72	✓
début V 47	192.59	21.96	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	8.36	4.34	✓
début V 48	194.94	32.74	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	7.21	7.63	✓
début V 49	197.29	44.64	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.80	11.26	✓
début VSP P 04	197.79	48.93	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	4.78	12.62	✓
AXE VSP P 04	198.79	50.06	22.00	0.00	48.27	0.00	11.19	5.31	0.98	1.27	0.73	0.00	1.58	7.86	✓
Fin VSP P 04	199.29	47.35	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.16	12.12	✓
début V 45	201.64	44.71	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.78	11.28	✓
début V 46	203.99	32.99	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	7.15	7.70	✓
début V 47	206.34	22.37	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	8.27	4.47	✓
début V 48	208.69	12.85	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	8.70	3.90	✓
début V 49	211.04	4.43	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	8.85	3.69	✓
début V 50	213.39	-2.88	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	8.76	3.82	✓
début V 51	215.74	-9.09	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	8.42	4.27	✓
début V 52	218.09	-14.20	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	7.81	5.09	✓
début V 53	220.44	-18.20	6.00	12.00	13.17	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	6.94	6.26	✓
début V 54	222.79	-21.10	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	6.04	5.73	✓
début V 55	225.14	-22.89	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	5.07	5.30	✓
début VSC P04-P05	226.44	-23.58	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	5.24	5.08	✓
début V 50	228.79	-22.46	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	4.97	5.44	✓
début V 51	231.14	-20.32	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	5.86	5.98	✓
début V 52	233.49	-17.09	6.00	10.00	13.17	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	6.91	4.56	✓
début V 53	235.84	-12.75	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	7.47	5.55	✓
début V 54	238.19	-7.31	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	8.00	4.83	✓
début V 55	240.54	-0.76	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	8.27	4.47	✓
début V 56	242.89	6.89	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	8.29	4.45	✓
début V 57	245.24	15.64	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	8.04	4.78	✓
début V 58	247.59	25.70	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	7.48	5.53	✓
début V 59	249.94	36.46	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	6.34	8.80	✓

ANNEXE D : VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

début V 60	252.29	48.52	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	4.88	12.49	✓
début VSP P 05	252.79	51.96	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	4.07	13.58	✓
AXE VSP P 05	253.79	54.00	22.00	0.00	48.27	0.00	11.19	5.31	0.98	1.27	0.73	0.00	0.85	8.80	✓
Fin VSP P 05	254.29	50.85	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	4.33	13.23	✓
début V 56	256.64	47.79	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.05	12.26	✓
début V 57	258.99	34.15	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	6.88	8.07	✓
début V 58	261.34	21.83	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	8.39	4.31	✓
début V 59	263.69	10.83	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	9.17	3.26	✓
début V 60	266.04	1.14	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	9.63	2.64	✓
début V 61	268.39	-7.23	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	9.78	2.44	✓
début V 62	270.74	-14.29	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	9.65	2.62	✓
début V 63	273.09	-20.03	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	9.18	3.24	✓
début V 64	275.44	-24.45	6.00	12.00	13.17	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	8.41	4.28	✓
début V 65	277.79	-27.57	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	7.57	3.68	✓
début V 66	280.14	-29.36	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	6.60	3.25	✓
début VSC P05-P06	281.44	-29.86	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	6.72	3.09	✓
début V 61	283.79	-28.00	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	6.28	3.68	✓
début V 62	286.14	-25.12	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	6.99	4.46	✓
début V 63	288.49	-20.93	6.00	10.00	13.17	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	7.82	3.34	✓
début V 64	290.84	-15.43	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	8.10	4.70	✓
début V 65	293.19	-8.61	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	8.31	4.42	✓
début V 66	295.54	-0.48	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	8.21	4.56	✓
début V 67	297.89	8.97	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	7.80	5.11	✓
début V 68	300.24	19.73	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	7.07	6.08	✓
début V 69	302.59	31.80	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	6.04	7.47	✓
début V 70	304.94	45.20	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	4.27	11.57	✓
début V 71	307.29	59.90	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	2.20	16.10	✓
début VSP P 06	307.79	62.60	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	1.56	16.95	✓
AXE VSP P 06	308.79	66.54	22.00	0.00	48.27	0.00	11.19	5.31	0.98	1.27	0.73	0.00	-1.46	11.80	✓
Fin VSP P 06	309.29	62.15	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	1.67	16.81	✓

ANNEXE D : VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

début V 67	311.64	59.76	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	2.23	16.05	✓
début V 68	313.99	44.67	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	4.40	11.41	✓
début V 69	316.34	30.85	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	6.27	7.16	✓
début V 70	318.69	18.31	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	7.41	5.63	✓
début V 71	321.04	7.08	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	8.23	4.52	✓
début V 72	323.39	-2.85	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	8.75	3.83	✓
début V 73	325.74	-11.27	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	8.94	3.58	✓
début V 74	328.09	-18.72	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	8.88	3.66	✓
début V 75	330.44	-24.65	6.00	12.00	13.17	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	8.46	4.22	✓
début V 76	332.79	-29.22	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	7.96	3.16	✓
début V 77	335.14	-32.45	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	7.33	2.27	✓
début VSC P06-P07	336.44	-34.77	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	7.88	1.54	✓
début V 72	338.79	-34.52	2.00	12.00	4.39	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	0.95	7.82	1.62	✓
début V 73	341.14	-32.91	4.00	12.00	8.78	26.33	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	0.95	8.83	1.99	✓
début V 74	343.49	-29.96	6.00	10.00	13.17	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	0.95	9.95	0.48	✓
début V 75	345.84	-25.65	8.00	10.00	17.55	21.94	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	0.95	10.51	1.46	✓
début V 76	348.19	-19.99	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	0.95	10.99	0.81	✓
début V 77	350.54	-13.01	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	0.95	11.16	0.59	✓
début V 78	352.89	-4.69	14.00	4.00	30.72	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.95	11.02	0.78	✓
début V 79	355.24	4.71	16.00	2.00	35.11	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.95	10.62	1.32	✓
début V 80	357.59	15.88	18.00	0.00	39.50	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	0.00	9.80	2.42	✓
début V 81	359.94	28.10	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	8.31	6.15	✓
début V 82	362.29	44.53	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.82	11.23	✓
début VSP P 07	362.79	45.38	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.62	11.49	✓
AXE VSP P 07	363.79	47.74	22.00	0.00	48.27	0.00	11.19	5.31	0.98	1.27	0.73	0.00	2.01	7.30	✓
Fin VSP P 07	364.29	45.34	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	5.63	11.48	✓
début V 78	366.64	43.02	22.00	0.00	48.27	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	0.00	6.18	10.74	✓
début V 79	368.99	32.83	20.00	0.00	43.89	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	0.00	7.19	7.65	✓
début V 80	371.34	23.64	18.00	2.00	39.50	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0.74	1.08	7.59	7.12	✓
début V 81	373.69	15.58	16.00	4.00	35.11	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0.73	1.08	7.53	7.19	✓

ANNEXE D : VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

début V 82	376.04	8.52	14.00	6.00	30.72	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.72	1.08	7.24	7.58	✓
début V 83	378.39	2.66	12.00	6.00	26.33	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.71	1.08	7.05	6.12	✓
début V 84	380.74	-2.21	10.00	8.00	21.94	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.68	1.08	6.24	7.20	✓
début V 85	383.09	-5.91	8.00	8.00	17.55	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.65	1.08	5.53	6.42	✓
début V 86	385.44	-8.50	6.00	8.00	13.17	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.60	1.08	4.57	5.98	✓
début V 87	387.79	-9.97	4.00	8.00	8.78	17.55	5.94	4.07	0.96	1.29	0.50	1.08	3.34	5.91	✓
début V 88	390.14	-10.21	2.00	6.00	4.39	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.36	1.08	2.38	3.73	✓
début VSC C02-P07	391.88	-10.32	0.00	6.00	0.00	13.17	5.94	4.07	0.96	1.29	0.00	1.08	1.30	3.45	✓
début VC 02	394.23	-9.55	0.00	4.00	0.00	8.78	5.94	4.07	0.96	1.29	0	1.08	1.49	1.46	✓
début VC 01	396.58	-5.59	0	2	0.00	4.39	5.94	4.07	0.96	1.29	0	1.08	0.94	0.47	✓
début VC culée	398.93	0.00	0	0	0.00	0.00	5.94	4.07	0.96	1.29	0	0	0.00	0.00	✓

ANNEXE D FERAILLAGE

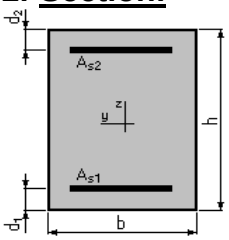
Ferraillage de La voile (Calcul de Section en Flexion Composée)

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	4779,49	427,43
2.	ELS	3506,60	314,85
3.	ELA	2119,60	1823,86

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 20,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 40,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1000,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 4779,49 (kN) M = 427,43 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 6,18 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 232,4 (cm)
Bras de levier: Z = 102,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,17 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 3506,60 (kN) M = 314,85 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 7,57
Position de l'axe neutre: y = 489,8 (cm)
Bras de levier: Z = 103,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 31,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 2119,60 (kN) M = 1823,86 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,63 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 74,7 (cm)
Bras de levier: Z = 165,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 5,64 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500,0 (MPa) comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

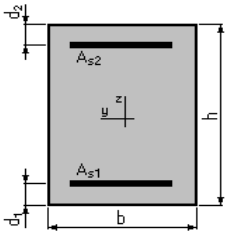
Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 330,0 (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	3167,35	2333,20
2.	ELS	1843,41	1698,25

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 33,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 33,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 66,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1650,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 3167,35 (kN) M = 2333,20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,95 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 251,3 (cm)

Bras de levier: Z = 224,5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,03 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 205,4 (MPa) comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 1843,41 (kN) M = 1698,25 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10,74
Position de l'axe neutre: y = 238,3 (cm)
Bras de levier: Z = 245,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 4,4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 20,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

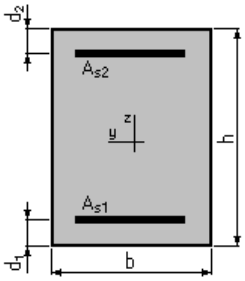
Mur Garde Greve (Calcul de Section en Flexion Simple)

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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	188,30	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	140,92	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 13,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,6 (cm2)		
théorique	ρ = 0,30 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 188,30 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 43,1	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,21	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 140,92 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 11,7 (cm)
Bras de levier:	Z = 41,1 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 5,9 (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)

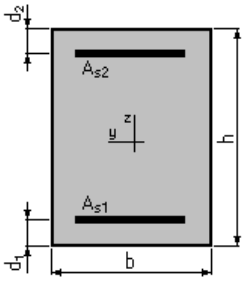
Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

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)	86,59	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	64,44	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 11,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)
théorique ρ = 0,46 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 86,59 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,1 (cm)
Bras de levier: Z = 23,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,95 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 64,44 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 7,7 (cm)
Bras de levier: Z = 22,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

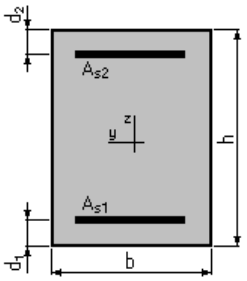
Corbeau (Calcul de Section en Flexion Simple)

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)	86,59	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	64,44	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 8,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,8 (cm2)		
théorique	ρ = 0,23 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 86,59 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,8 (cm)
Bras de levier: Z = 33,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,88 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 64,44 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,0 (cm)
Bras de levier: Z = 32,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

ANNEXE F : DONNES GEOTECHNIQUE

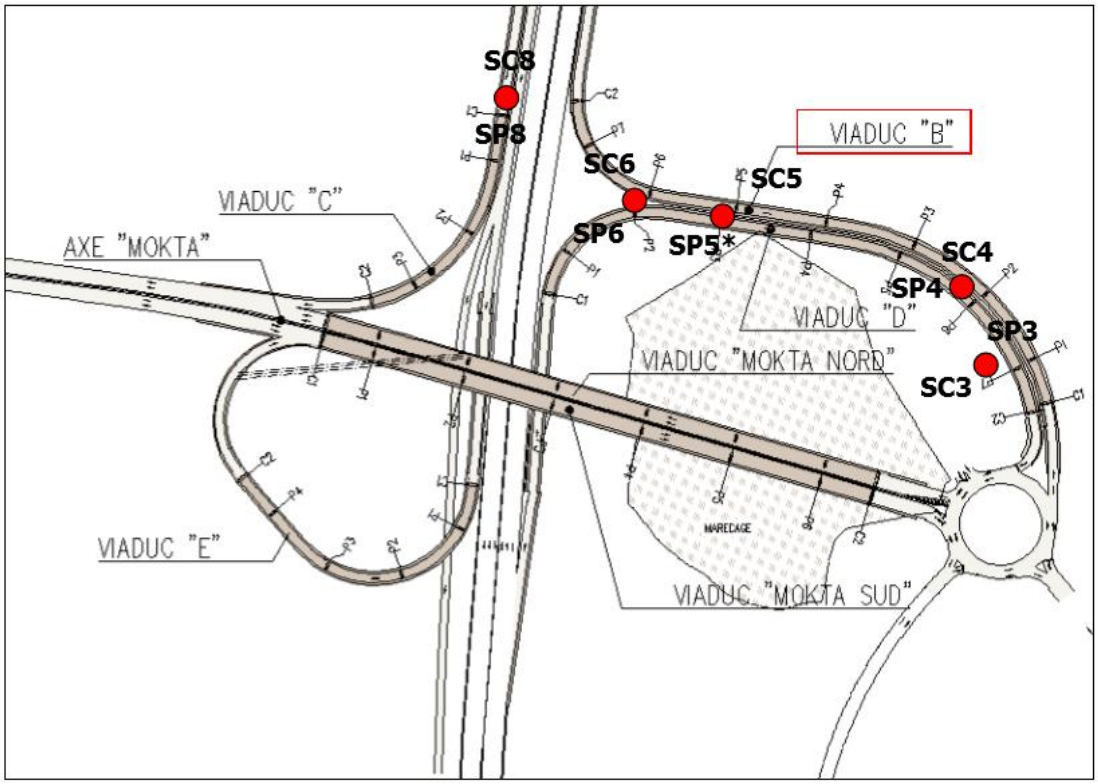


Figure F 1 / plan de sondage

Description du sol	*Prof. du TN (m)*	*γ (kN/m³)*	N_{SPT}	E_M^* *(bar)*	PL_M^* *(bar)*	E_M/PL_M	Pf_M^* *(bar)*
UNITE 0: Remblai	0.0 ÷ -5.0	20	13.5	22.09	2.83	7.8	1.42
UNITE 1: Argile et limon	-5.0 ÷ -18.8	20	14.0	60.32	9.35	6.4	4.68
UNITE 2: Sable et limon	-18.8 ÷ -50.0	20	18.5	136.38	22.56	6.0	11.28

** valeurs moyennes dans l'unité*

Figure F 2 : résultat du SC03

Description du sol	*Prof. du TN (m)*	*γ (kN/m³)*	N_{SPT}	E_M^* *(bar)*	PL_M^* *(bar)*	E_M/PL_M	Pf_M^* *(bar)*
UNITE 0: Remblai	0.0 ÷ -3.0	20	13.0	17.22	3.08	5.6	1.54
UNITE 1: Sable limoneux	-3.0 ÷ -10.0	20	14.5	50.54	6.13	8.2	3.07
UNITE 2: Argile limoneuse	-10.0 ÷ -18.5	20	17.0	105.64	13.49	7.8	6.75
UNITE 3: Sable limoneux	-18.5 ÷ -48.0	20	17.0	89.87	14.88	6.0	7.44
UNITE 4: Argile limoneuse	-48.0 ÷ -50.0	20	21.0	87.06	18.24	4.8	9.12

** valeurs moyennes dans l'unité*

Figure F 3 : résultat du SC04

ANNEXE F

Description du sol	*Prof. du TN (m)*	*γ (kN/m³)*	*N_{SPT}*	*E_M^* (bar)*	*PL_M^* (bar)*	*E_M/PL_M*	*Pf_M^* (bar)*
UNITE 0: Remblai	0.0 ÷ -3.0	20	/	14.19	2.87	5.0	1.43
UNITE 1: Sable	-3.0 ÷ -15.0	20	13.0	74.19	10.46	7.1	5.23
UNITE 2: Argile et sable	-15.0 ÷ -20.0	20	17.0	74.74	11.14	6.7	5.57
UNITE 3: Sable et limon	-20.0 ÷ -29.0	20	13.0	75.47	13.56	5.6	6.78
UNITE 4: Sable	-29.0 ÷ -50.0	20	14.5	84.24	15.34	5.5	7.67

Figure F 4 : résultat du SC06

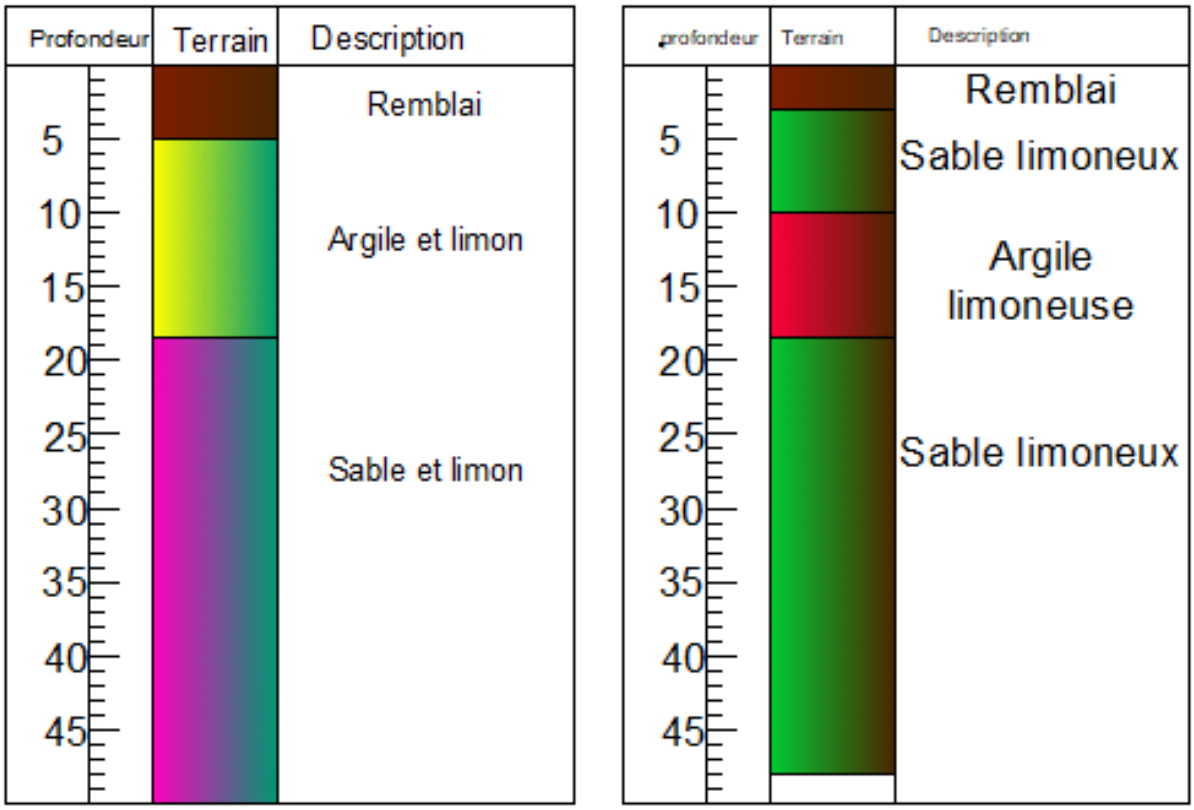


Figure F 5 : coupe lithologique du sondage SC03 et SC04

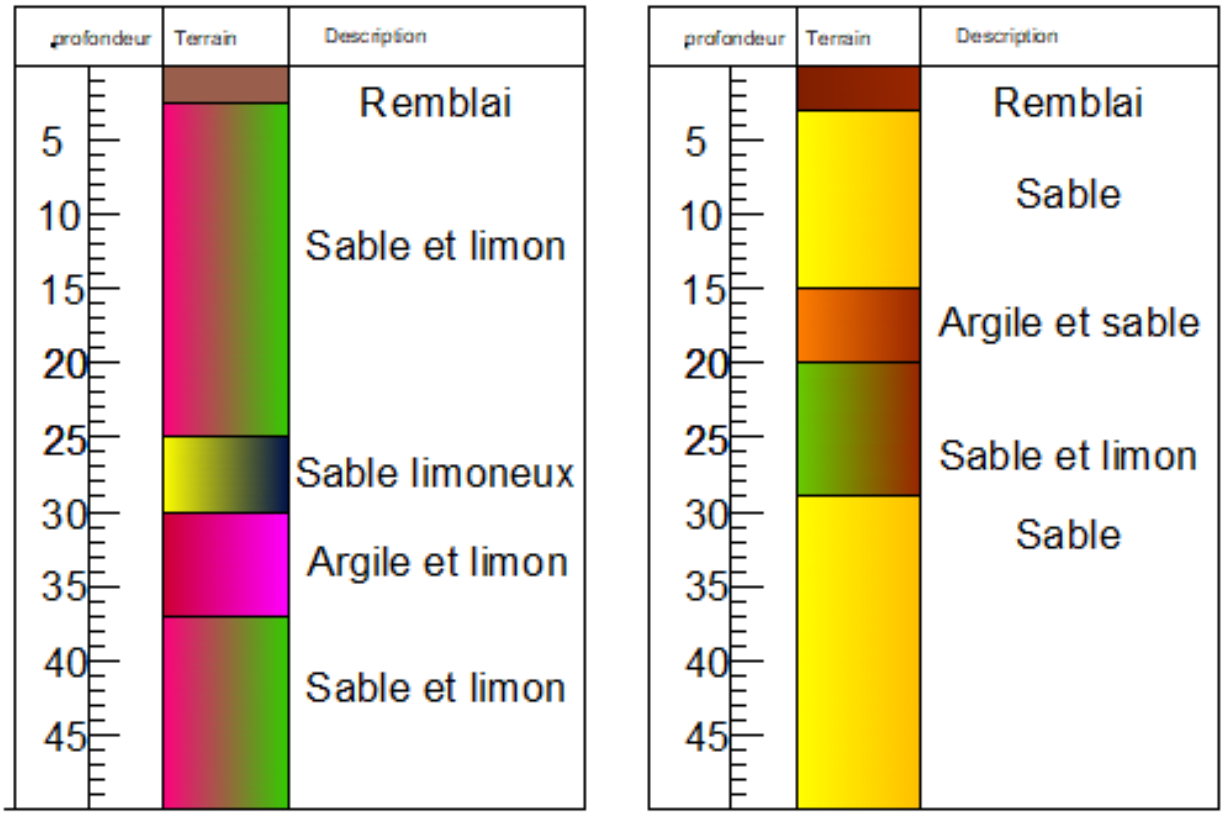


Figure F 6 : coupe lithologique du sondage SC05 et SC06

Niveau d'eau :

Date	N° du SC	Niveau d'eau
02/02/2014	Sc2	1,50m
	Sc3	1,55m
05/03/2014	Sc2	1,5m
	Sc3	1,4m
	Sc4	1,8m
06/04/2014	Sc2	1,0m
	Sc3	0,7m
	Sc4	0,7m
	Sc6	1,55m
	Sc7	1,50m
	Sc8	1,60m
04/05/2014	Sc2	1,0m
	Sc3	0,7m
	Sc4	0,7m
	Sc6	1,40m
	Sc7	1,50m
	Sc8	1,58m
01/06/2014	Sc2	1,45m
	Sc3	1,30
	Sc4	1,30
	Sc6	1,80m
	Sc7	1,82m
	Sc8	1,80m

Figure F 7 : niveau de la nappe