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 et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE SUR LA LIGNE MINIERE EST DE TEBESSA A ANNABA DU PK114+925 AU PK115+300

Présenté par :
BENMOSTEFA Mohamed Akram
Abdelberi

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

Co-encadré par :
Mme. Soumiya MEDELCI CHIALI
Enseignante ENSTP.

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIMETS

***J**e voudrais dans un premier temps remercier **ALLAH** le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné courage, force et patience pour pouvoir accomplir ce Modeste travail.*

***J**e tiens à saisir également cette occasion et adresser mes profonds remerciements et mes profondes reconnaissances à **Mr BABAKHOUYA Youcef**, consultant ouvrage d'arts chez B.I.E.S.T.A, mon encadrant de mémoire de fin d'études, pour son orientation et ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter ma réflexion, pour sa confiance et surtout sa patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.*

***J**e tiens à exprimer mes sincères remerciements à **Mme Soumiya MEDELCI-CHIALI**, enseignante ENSTP, mon Co-encadrant de mémoire de fin d'études, de m'avoir accordé sa confiance et accepté de m'aider.*

***J**e souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif de l'école nationale supérieure des travaux publics, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.*

***M**es vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet de fin d'études, en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.*

***E**nfin, je tiens à témoigner toute ma gratitude à l'ensemble des personnes qui m'ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

Merci à tous et à toutes.

DEDICACES

Je dédie ce travail,…

A MON DEFUNT PERE: BENMOSTEFA ALY BEY,

A l'âme pure de mon père, qui a veillé à mon éducation, et m'a donné tous les soins nécessaires pour devenir ce que je suis, A celui qui m'a toujours poussé à poursuivre mes études et m'a encourager, A celui qui attendait ce jour, espérant me voir atteindre ce que je voulais, mais le destin en a voulu autrement. Tu es le soutien et tu le resteras. Puisse dieu le tout puissant te compter parmi ses proches, et que le FERDAOUS soit ton éternelle demeure.

***A MA TRES CHERE MERE : MAOUDJ Wafa**,*

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes et expressives soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, Quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.

A MA TRES CHERE SŒUR Serine,

En souvenir d'une enfance dont nous avons partagé les meilleurs et les plus agréables moments. Pour toute la complicité et l'entente qui nous unissent.

A MON CHER FRERE Ramzi,

Pour toute l'ambiance dont tu nous entoures, pour toute la spontanéité et la bonne humeur qui te caractérisent, Je te dédie ce travail. Puisse Dieu le tout-puissant exhausser tous tes vœux.

***A MA GRANDE FAMILLE** paternelle et maternelle : mes grands-parents, mes tantes, mes oncles ainsi que mes cousins et cousines, sans Oublier Mr MESSAOUDI Miloud et sa femme Sabrina.*

A MON CHER ENCADREUR BABAKHOUYA Youcef,

Puisse Dieu, le tout puissant vous préserver du mal, vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie.

***A MES AMIS**, Abidine, Amine, Foued, Islem, Sadek, Zinou et Besma.*

***A TOUTE LA FAMILLE ENSTP :** Enseignants-Etudiants.*

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

Enfin,

A vous …

ملخص :

مشروع نهاية الدراسة الذي سيكون اول خطوة للعالم المهني يهدف إلى تطوير استقلالية ومسؤولية المهندس الشاب وإعطاء نظرة مستقبلية مبسطة عن القدرات المكتسبة للمهندس المبتدئ وتجسيدها في العالم المهني من خلال تطبيق هذه المكتسبات في دراسة مشروع الجسر الثاني لخط السكة الحديدية للجهة الشرقية الرابط بين عنابة وتبسة.

تبدأ هذه المذكرة بعرض العمل الذي تمت دراسته بالإضافة إلى المتغيرات المختلفة وتحليلها لاختيار الأنسب وفقا لدراسة متعددة المعايير، يليها تعريف الحمولات والحمولات الزائدة التي سيخضع لها الجسر بدراسة محتملة للسطح مصحوبة بدراسة البنية التحتية المتمثلة في الأرصفة والدعامات، وسيتم وضع نماذج لأجزاء مختلفة من المشروع باستخدام برنامج 'Autodesk Robot Structural Analysis version étudiant'

الكلمات المفتاحية : الجسر، سابقة الاجهاد، قاعدة، الاسمنت المسلح،

Résumé :

Ce projet de fin d'études qui sera un avant-gout du monde professionnel, aura pour objectif de développer la capacité d'autonomie et la responsabilité du jeune ingénieur, et ce, tout au long de l'élaboration de ce mémoire qui traite le deuxième viaduc ferroviaire de la ligne minière Est d'Annaba à Tébessa. Ce rapport commencera par une présentation de l'ouvrage mit en étude ainsi que les différentes variantes à analyser pour en choisir la plus convenable selon une étude multicritères, suivi de la définition des charges et surcharges auxquelles sera soumis l'ouvrage pour une éventuelle étude du tablier, accompagnée de l'étude de l'infrastructure à savoir, les piles et les culées. La modélisation des différentes parties du projet sera établie avec logiciel de MEF à savoir Autodesk Robot Structural Analysis version étudiant.

Mots clés : pont, précontrainte, fondation, béton armé.

Abstract :

This master thesis, which will represent a foretaste of the professional world, will aim to grow the autonomy and responsibility of the young engineer .Throughout the development of this thesis, which deals with the second railway viaduct of the eastern mining line from Annaba to Tebessa. This report will begin with a presentation of the work under study as well as the different variants that will be analyzed in order to choose the most suitable according to a multi-criteria study, followed by the definition of the loads and overloads to which the work will be subjected for a possible study of the deck, accompanied by the study of the infrastructure, namely the piers and abutments , The modeling of the different parts of the project will be established with MEF software, namely Autodesk Robot Structural Analysis student version.

Keywords : bridge, prestressing, foundation, reinforced concrete.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE. 01

Chapitre I : Recherche Bibliographique

I.1. INTRODUCTION. 02
I.2. QU'EST-CE QU'UN PROJET ?. 02
I.2.1. Définition d'un projet. 02
I.2.2. Les caractéristiques d'un projet. 02
I.2.2.1. Spécifique (Specific). 03
I.2.2.2. Mesurable (Measurable). 03
I.2.2.3. Acceptable ou atteignable (Achievable). 03
I.2.2.4. Réaliste (Realistic). 03
I.2.2.5. Temporellement défini (Time-bound). 03
I.2.3. Composantes de base d'un projet. 03
I.2.4. Les différents types de projet. 04
I.2.4.1. Le projet ouvrage. 04
I.2.4.2. Le projet produit. 05
I.2.4.3. Le projet organisationnel. 05
I.2.5. L'écosystème d'un projet. 05
I.2.6. Cycle de vie d'un projet. 06
I.3. LE MANAGEMENT DE PROJET. 06
I.3.1. Définition du management. 06
I.4. PROCESSUS DE DEROULEMENT DU PROJET. 06
I.4.1. Phase d'élaboration. 06
I.4.1.1. Etude d'opportunité. 07
I.4.1.2. Etude de faisabilité. 07
I.4.1.3. Etude d'avant-projet. 07
I.4.2. Définition du projet. 07
I.4.2.1. Référentiel de projet. 07
I.4.2.2. Structuration du projet. 07
I.4.2.3. Planification du projet. 07
I.4.3. Réalisation du projet. 08
I.5. ASPECTS ESSENTIELS QUE LE MANAGEMENT DOIT TRAITER. 08
I.5.1. La complexité. 09
I.5.2. L'unicité. 09
I.6. OUTILS DE GESTION DE PROJET. 09
I.6.1. La méthode PERT « program evaluation and review technique. 09
I.6.1.1. Mise en œuvre du programme. 10
I.6.1.2. Taches et chemin critique. 10
I.6.2. Le diagramme de Gantt. 10
I.6.2.1. Les date au plus tôt et au plus tard. 10
I.6.2.2. Les marge. 11
I.6.3. La méthode du chemin critique. 11
I.6.3.1. Principe. 11

I.6.3.2. Fonctionnement. 12
I.6.3.3. Avantages. 12
I.6.3.4. Inconvénients. 12
I.6.4. La méthode de la chaine critique. 13
I.6.4.1. Avantages de l'utilisation des tampons. 13
I.6.5. La méthode PDM « PrecedenceDiagramMethod ». 14
I.6.6. Modernisation des outils de gestion de projet. 14
I.6.7. Logiciel de gestion de projet. 14
I.6.8. Microsoft Project. 16
I.6.8.1. Fonctionnalités. 16
I.6. CONTRAINTES ET SOLUTIONS D'EXECUTION D'UN PROJET. 20
I.7. CONCLUSION. 20

Chapitre II : Présentation Du Projet

II.1. INTRODUCTION. 21
II.2. PRESENTATION DU PROJET. 21
II.2.1. Objectif du projet. 21
II.2.2. Situation du site. 21
II.2.3. Obstacle franchi. 22
II.3. LES DONNEES DU PROJET. 22
II.3.1. Les données fonctionnelles. 22
II.3.2. Les données naturelles. 23
II.3.2.1. Topographie. 23
II.3.2.2. Géotechnique. 23
II.3.2.3. Sismicité du site. 25
II.3.2.4. Climatologie. 25
II.4. CONCLUSION. 25

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

III.1. INTRODUCTION. 26
III.2. DEMARCHE DE CHOIX DES VARIANTES. 26
III.2.1. Gamme de portée. 26
III.2.2. Longueur de l'ouvrage. 26
III.2.3. Choix des variantes. 27
III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES. 27
III.3.1. Variante 1 : « PONT A POUTRES PRECONTRAINTES TYPE VIPP ». 27
III.3.1.1. Pré-dimensionnement de l'infrastructure. 27
III.3.1.2. Pré-dimensionnement de la superstructure. 28
III.3.1.3. Conception 3D de la variante. 29
III.3.2. Variante 2 : « PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PARENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS ». 31
III.3.2.1. Description de la méthode. 31
III.3.2.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure. 31
III.3.2.3. Pré-dimensionnement de la superstructure. 32

III.3.2.4. Présentation 3d de la variante 2. 34
III.3.1. Variante 3 : « PONT MIXTE ». 36
III.3.3.1. Pré-dimensionnement de l'infrastructure. 36
III.3.3.2. Pré-dimensionnement de la superstructure. 36
III.3.3.3. Présentation 3d de la variante 3. 38
III.4. VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT. 40
III.4.1. Vérification de la variante 1. 40
III.4.1.1. Sollicitations. 40
III.4.1.2. Estimation de la section de précontrainte. 40
III.4.1.3. Vérification des contraintes. 41
III.4.2. Vérification de la variante 2. 41
III.4.2.1. Sollicitations. 41
III.4.2.2. Estimation de la section de précontrainte. 41
III.4.2.3. Vérification des contraintes. 42
III.4.3. Vérification de la variante 3. 42
III.4.3.1. Sollicitations. 42
III.4.3.2. Vérification du cisaillement « effort tranchant ». 43
III.4.3.3. Vérification de l'interaction entre l'effort tranchant et le moment de flexion. 43
III.4.3.4. Vérification du voilement. 43
III.4.3.5. Vérification de la stabilité au déversement. 44
III.5. ANALYSE DES VARIANTES. 44
III.5.1. Devis estimatif et quantitatif. 44
III.5.2. Technique de réalisation et entretien. 48
III.5.3. Délai d'exécution. 48
III.5.4. Coté esthétique. 49
III.5.5. Etude environnementale. 49
III.6. CONCLUSION. 51

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

IV.1. INTRODUCTION. 52
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL. 52
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. 52
IV.3.1. Béton. 52
IV.3.2. Armatures. 52
IV.3.2.1. Armatures passives. 52
IV.3.2.2. Armatures de précontraintes. 53
IV.3.3. Contraintes admissibles. 53
IV.3.3.1. Béton. 53
IV.3.3.2. Armatures. 54
IV.4. EVATUATION DES ACTIONS. 54
IV.4.1. Les actions. 54
IV.4.2. Evaluation des actions hors trafic. 55
IV.4.2.1. Poids des voussoirs. 55
IV.4.2.2. Complements des charges permanentes. 56
IV.4.3. Surchages d'exploitation ferroviaires. 56

IV.4.3.1. Modele de charges LM71. 57
IV.4.3.2. Schemas de charges SW/0 et SW2. 57
IV.4.3.3. Modèle de charge « Train à vide ». 58
IV.4.4. Chargements verticaux. 59
IV.4.5. Pose de voie ballastée. 59
IV.4.6. Effets dynamiques. 59
IV.4.6.1. Domaine d'application. 60
IV.4.6.2. Coefficient dynamique (φ_2,φ_3). 60
IV.4.7. Forces horizontales. 61
IV.4.7.1. Forces centrifuges. 61
IV.4.7.2. Effort de lacet. 61
IV.4.7.3. Effort du au freinage et au démarrage. 61
IV.4.8. Autres actions variables. 62
IV.4.8.1. Action thermique. 62
IV.4.8.2. action du vent. 62
IV.4.9. Actions accidentelles. 62
IV.4.10. Charges sismiques. 63
IV.5. GROUPES DE CHARGES. 63
IV.6. CONCLUSION. 64

Chapitre V : Etude Longitudinale

V.1. INTRODUCTION. 65
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION. 65
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. 65
V.2.2. Charges à prendre en compte. 66
V.2.2.1. Le Poids propre du fléau. 66
V.2.2.2. Les charges de chantier connues. 66
V.2.2.3. Les charges de chantier aléatoires. 67
V.2.2.4. Les actions accidentelles. 67
V.2.3. Combinaisons d'action. 67
V.2.4. Evaluation des efforts. 68
V.2.5. Justification et dimensionnement des organes d'ancrage. 69
V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles. 69
V.2.5.2. Calcul de la surface des cales. 71
V.3. EVALUATION DES EFFORTS. 73
V.3.1. Phasage de réalisation du tablier. 73
V.3.2. Modélisation. 77
V.3.3. Combinaisons d'action. 77
V.3.4. Résultats. 78
V.4. CONCLUSION. 80

Chapitre VI : Etude De La Précontrainte

VI.1. INTRODUCTION. 81
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU. 81

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau. 81
VI.2.2. Disposition et enrobage des câbles. 83
VI.2.3. Tracé des câbles en plan. 83
VI.2.3.1. Allure en plan des cables du fléau. 83
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation. 84
VI.2.4.1. Allure en élévation des cables du fléau. 84
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE. 86
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire. 86
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive. 88
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité. 89
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE. 92
VI.4.1. Pertes de tension instantanées. 92
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement. 92
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage. 93
VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension. 93
VI.4.2. Pertes de tension différées. 97
VI.4.2.1. Pertes par retrait du béton. 97
VI.4.2.2. Pertes par fluage. 97
VI.4.2.3. Pertes par relaxation. 98
VI.4.2.4. Pertes différées totales. 98
VI.4.3. Exemple de calcul des pertes. 98
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES. 101
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction. 101
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service. 101
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT. 102
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS. 102
VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant. 102
VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement. 103
VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU. 104
VI.6.2.1. La résistance des bielles comprimées. 104
VI.6.2.2. La résistance des armatures transversales. 105
VI.7. CONCLUSION. 105

Chapitre VII : Etude Transversale

VII.1. INTRODUCTION. 106
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS. 106
VII.2.1. Modélisation. 106
VII.2.2. Détermination des sollicitations. 107
VII.2.3. Résultats. 107
VII.3. FERRAILLAGE. 108
VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur. 108
VII.3.2. Exemple de ferraillage de l'ame. 109
VII.3.3. Exemple de ferraillage de l''hourdis inférieur. 110
VII.3.4. Ferraillage passif de voussoir. 110
VII.4. EFFET DE TORSION. 110

VII.4.1. Calcul de ferraillage sous l'effet de la torsion au niveau du voussoir sur pile. 111
VII.4.2. Calcul de ferraillage sous l'effet de la torsion au niveau du voussoir a la clef. 112
VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE. 113
VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.EL. 114
VII.5.1.1. Effet de surface. 114
VII.5.1.2. Effet d'éclatement. 114
VII.5.2. Etude de bossage. 115
VII.6. CONCLUSION. 116

Chapitre VIII : Equipements Du Tablier

VIII.1. INTRODUCTION 117
VIII.2. APPAREIL D'APPUI. 117
VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui. 117
VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 117
VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui. 118
VIII.2.3.1. Air de l'appareil d'appui. 118
VIII.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T. 118
VIII.2.3.3. Dimensionnement des frettes. 119
VIII.2.4. Evaluation des efforts horizontaux. 120
VIII.2.5. Vérifications du dimensionnement 121
VIII.2.5.1. Résistance à la compression. 121
VIII.2.5.2. Sécurité au flambement. 121
VIII.2.5.3. Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal. 122
VIII.2.5.4. Condition de non glissement. 122
VIII.3. DES D'APPUIS. 123
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée. 123
VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée. 123
VIII.4. JOINTS SOUS BALLASTE DE DILATATION. 125
VIII.4.1. Calcul du souffle. 125
VIII.4.2. Type de joint. 125
VIII.5.GARDE-CORPS ET DISPOSITIF DE RETENUE. 126
VIII.6. ETANCHEITE DU TABLIER. 127
VIII.7. EVACUATION DES EAUX. 127
VIII.8. CONCLUSION. 127

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. INTRODUCTION. 128
IX.2. ETUDE DE LA PILE. 128
IX.2.1. Conception de la pile. 128
IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K. 129
IX.2.3. Evaluation sismique. 129
IX.2.3.1. Caractéristiquesde l'ouvragerelativesà l'étude sismique. 129
IX.2.3.2. Méthode de calcul. 130
IX.2.3.3. Spectre de réponse. 130

IX.2.3.4. Période propre. 131
IX.2.3.5. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA). 131
IX.2.3.6. Evaluation des efforts agissant sur la pile 132
IX.2.4. Ferraillage de la pile. 132
IX.2.4.1. Vérification de la stabilité de la pile vas à vis du flambement. 132
IX.2.4.2.Calcul du ferraillage. 133
IX.2.4.3. Calcul du ferraillage transversal. 136
IX.3. ETUDE DE LA CULEE. 136
IX.3.1. Choix du type de culée. 136
IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée. 137
IX.3.3. Descente des charges. 137
IX.3.4.Ferraillage des éléments de la culée. 138
IX.3.4.1. Mur frontal. 138
IX.3.4.2. Mur grade grève. 139
IX.3.4.3. Mur en retour. 141
IX.4. ETUDE DES FONDATIOND. 142
IX.4.1. Etude de la semelle. 142
IX.4.2. Calcul des sollicitations. 143
IX.4.3. Nombre des pieux. 143
IX.4.4. Effort revenant à chaque pieu. 144
IX.4.5. Ferraillage de la semelle. 144
IX.4.6. Etude des pieux. 146
IX.4.6.1. Actions sur les pieux. 146
IX.5. CONCLUSION. 149

CONCLUSION GENERALE. 150

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Recherche Bibliographique

Figure I.1 : Le processus « Projet ».....02
Figure I.2 : Le triangle d'or du projet.....04
Figure I.3 : La grande mosquée d'Alger.....05
Figure I.4 : Production en série d'un moteur de voiture.....05
Figure I.5 : Cycle de vie d'un projet.....06
Figure I.6 : Diagramme de Gantt de l'exemple mit en étude.....18-19

Chapitre II : Présentation Du Projet

Figure II.1 : Situation du projet sur maps. 21
Figure II.2 : Axe en plan de la voie portée. 22
Figure II.3 : Profil en long de la voie portée.....22
Figure II.4 : Profil en travers de la voie portée. 23
Figure II.5 : Coupe lithologique du terrain au PK 115 + 055,00. 24

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

Figure III.1: Présentation 3d de la variante 1.....29
Figure III.2 : Notation des dimensions..…….... 33
Figure III.3 : Conception 3d de la variante 2. 34
Figure III.4 : Coupe transversale d'un pont mixte. 36
Figure III.5 : Conception 3d de la variante 3. 38
Figure III.6 : Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot.....40
Figure III.7 : Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot. 41
Figure III.8 : Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot 42

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P. 54
Figure IV.2 : Numérotation des voussoirs. 55
Figure IV.3 : Modèle de charges « LM71 ». 57
Figure IV.4 : Modèle de charges « LM71 » appliqué ouvrage. 57
Figure IV.5 : Schéma de charges « SW/0 ».....57
Figure IV.6 : Schéma de charges « SW/0 » appliqué à notre ouvrage.....58
Figure IV.7 : Schéma de charges « SW/2 ». 58
Figure IV.8 : Schéma de charges « SW/2 » appliqué à notre ouvrage. 58
Figure IV.9 : Schéma de charges « Train à vide ». 58
Figure IV.10 : Schéma de charges « Train à vide » appliqué à votre ouvrage. 58
Figure IV.11 : Diffusion de charge sur une bande longitudinale. 59

Chapitre V : Etude Longitudinale

Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.....65
Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.....68
Figure V.3 : Situation accidentelle de construction à considérer.....68

Figure V.4 : Schéma du clouage sur pile par des câbles. 69
Figure V.5 : Géométrie du système de clouage. 69
Figure V.6 : Vue en plan de la géométrie du système de clouage. 72
Figure V.7 : Coupe transversale de la géométrie du système de clouage. 72
Figure V.8 : Coupe longitudinale de la géométrie du système de clouage. 73
Figure V.9 : Modèle de calcul. 78
Figure V.10 :M_{Max} à l'ELS (G + LM71 + SW/2). 79
Figure V.11 :T_{Max} à l'ELS (G + LM71 + SW/2). 79
Figure V.12 :M_{Max} à l'ELU (1,35 G + 1,45 LM71 + 1,2 SW/2). 79
Figure V.13 :T_{Max} à l'ELU (1,35G + 1,45 LM71 + 1,2 SW/2). 80

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

Figure VI.1 : Tracé en plan des câbles. 83
Figure VI.2 : Tracé en élévation des câbles. 84
Figure VI.3 : Disposition des câbles de fléau au niveau de la fin VSP. 85
Figure VI.4 : Tracé en élévation et en plan des câbles de fléau. 85
Figure VI.5 : Disposition des travées. 86
Figure VI.6 : Disposition des câbles de continuité type 1 au niveau du voussoir sur clef. .90
Figure VI.7 : Tracé combiné des câbles de continuité type 1- travée P04_P05. 90
Figure VI.8 : Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive au niveau du voussoir de clavage. 91
Figure VI.9 : Tracé combiné des câbles de continuité pour la travée de rive – travée C01-P01/P02-/C2. 91
Figure VI.10 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension. 92
Figure VI.11 : Effort de précontrainte. 102

Chapitre VII : Etude Transversale

Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel. ……...106
Figure VII.2 : Vue en 3d du voussoir à la clef modélisé sur le logiciel……106
Figure VII.3 : Diagramme du moment de torsion 111
Figure VII.4 : L'aire ς du voussoir sur pile. 111
Figure VII.5 : L'aire ς du voussoir à la clef. 112
Figure VII.6 : Schéma du ferraillage passif du voussoir sur pile. 113
Figure VII.7 : Schéma du ferraillage passif du voussoir à la clef. 113
Figure VII.8 : Zone de bossage d'ancrage. 114
Figure VII.9 : Zone de régularisation. 115
Figure VII.10 : Schéma du ferraillage de bossage. 116

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui. 118
Figure VIII.2 : Schéma fonctionnelle des appareils d'appuis. 120
Figure VIII.3 : Modèles des joints Wd. 126

Figure IX.1 : Dimension de la haute pile. 128
Figure IX.2 : Spectre de réponse horizontale Sae/g. 131
Figure IX.3 : Abaques de WALTHER. 134
Figure IX.4 : L'aire ς de la pile. 135
Figure IX.5 : Ferraillage transversal de la pile. 136
Figure IX.6 : Dimensions de la culée. 137
Figure IX.7 : Les moments M_{YY} sur le mur en retour avec le logiciel. 141
Figure IX.8 : Les moments M_{XX} sur le mur en retour avec le logiciel. 141
Figure IX.9 : Ferraillage pile + semelle + pieu. 148
Figure IX.10 : Ferraillage culée + semelle + pieu. 148

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Recherche Bibliographique

Tableau I.1 : Tableau comparatif de logiciels de gestion de Projet. 15

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau III.1: Gamme de portée. 26
Tableau III.2: Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 28
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées. 28
Tableau III.4 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.....29
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 31
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées. 32
Tableau III.7 : Découpage des voussoirs. 32
Tableau III.8 : Récapitulatif du pré-dimensionnement de la variante 2. 33
Tableau III.9 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 36
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 37
Tableau III.11 : Dimensionnement des poutres métalliques. 37
Tableau III.12 : Dimensionnement des pièces de pont. 38
Tableau III.13 : Devis de la 1^{ére} variante. 44
Tableau III.14 : Devis de la 2^{émé} variante. 45
Tableau III.15 : Devis de la 3^{émé} variante. 47
Tableau III.16 : Niveau de bruit en fonction de la distance et de la puissance des engins. .50
Tableau III.17 : Impacts communs aux trois variantes. 50

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau IV.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton. 53
Tableau IV.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 54
Tableau IV.3 : Estimation du poids total des voussoirs. 55
Tableau IV.4 : Estimation des compléments de charges permanentes. 56
Tableau IV.5 : Récapitulatif du calcul des forces de centrifuges.....61
Tableau IV.6 : Récapitulatif du calcul des forces de démarrage-freinage. 62
Tableau IV.7 : Les groupes de charges. 63
Tableau IV.8 : Groupes des charges dans notre cas. 64

Chapitre V : Etude Longitudinale

Tableau V.1 : Evaluation du poids propre de chaque phase. 66
Tableau V.2 : Evaluation des efforts max. 68
Tableau V.3 : Evaluation du risque de basculement du fléau. 70
Tableau V.4 : Fixation du nombre de câbles de clouage. 71
Tableau V.5 : Valeurs limites de la contrainte de compression. 71
Tableau V.6 : Combinaisons de charge à l'ELU en phase de service. 77
Tableau V.7 : Combinaisons de charge à l'ELS en phase de service. 78

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau. 82
Tableau VI.2 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 85
Tableau VI.3 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. 85
Tableau VI.4 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale type1. 87
Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale type 2. 88
Tableau VI.6 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 89
Tableau VI.7 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité des travées principales type 1. 90
Tableau VI.8 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité des travées principales type 1. 90
Tableau VI.9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité des travées de rive. 91
Tableau VI.10 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité des travées de rive.. 91
Tableau VI.11 : Récapitulatif des pertes de tension dues au frottement. 94
Tableau VI.12 : Récapitulatif des pertes de tension dues au recul d'ancrage. 95
Tableau VI.13 : Récapitulatif des pertes de tension dues à la non-simultanéité de la mise en tension. 96
Tableau VI.14 : Récapitulatif des pertes de tension instantanées. 96
Tableau VI.15 : Récapitulatif des pertes de tension dues au fluage. 100
Tableau VI.16 : Récapitulatif des pertes de tension dues à la relaxation. 100
Tableau VI.17 : Récapitulatif des pertes de tension totales. 100
Tableau VI.18 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 101

Chapitre VII : Etude Transversale

Tableau VII.1 : Moments extrêmes au niveau du voussoir sur pile. 107
Tableau VII.2 : Moments extrêmes au niveau du voussoir à la clef. 107
Tableau VII.3 : Ferraillage du VSP et du VC. 110

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

Tableau VIII.1 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 117
Tableau VIII.2 : Récapitulatif des calculs. 119
Tableau VIII.3 : Efforts horizontaux dus au tablier. 121
Tableau VIII.4 : Modèles des joints Wd (dimensions en mm). 126

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau IX.1 : Hauteurs et implantation des piles. 128
Tableau IX.2 : Raideurs statiques et dynamique longitudinales des appuis. 129
Tableau IX.3 : Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis. 129
Tableau IX.4 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 132
Tableau IX.5 : Evaluations des efforts des appuis à l'ELS. 132
Tableau IX.6 : Evaluations des efforts des appuis à l'ELU. 132
Tableau IX.7 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée. 137
Tableau IX.8 : Evaluations des efforts de la culée. 138

Tableau IX.9 : Sollicitations sur le mur frontal. 138
Tableau IX.10 : Moment M_p/K dû à une charge locale en fonction de h. 140
Tableau IX.11 : Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. 143
Tableau IX.12 : Les sollicitations les plus défavorables sur les semelles. 143
Tableau IX.13 : Nombre de pieux sous chaque semelle. 143
Tableau IX.14 : Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables. 144
Tableau IX.15 : La vérification des conditions de la méthode des bielles. 144
Tableau IX.16 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête de pieu. 147

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.
VSP : Voussoir sur pile.
VC : Voussoir à la clef.
12T15 : Douze (12) torons de quinze (15) fils.
15T15 : Quinze (15) torons de quinze (15) fils.
19T15 : Dix-neuf (19) torons de quinze (15) fils.
$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.
$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximale de compression, à ne pas dépasser.
f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.
f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
σ_{Sup}: Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_{Iup}: Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible.
$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
$\mathbf{M_P}$: Masse des piles.
$\mathbf{M_T}$: Masse du tablier.
$\mathbf{H_T}$: 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.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

« L'ingénieur idéal est un composite ... Il n'est pas un scientifique, il n'est pas un mathématicien, il n'est pas un sociologue ou un écrivain, mais il peut utiliser les connaissances et les techniques de tout ou partie de ces disciplines dans la résolution de problèmes d'ingénierie » ***Nathan W. Dougherty.***

Le présent ouvrage de fin d'études est une des récompenses de la formation d'ingénieur, qui nous a permis de mettre en évidence l'ensemble des savoirs acquis au cours des cinq années d'études.

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tels que : les ponts. D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,..), artificiel (barrages,…) ou une autre voie de circulation.

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

En se basant sur l'ensemble de ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Le présent ouvrage sera structuré de la manière suivante :

- Le premier chapitre traite une recherche bibliographique sur le management de projet.
- Le deuxième chapitre sera consacré à la présentation de l'ouvrage ainsi que ses caractéristiques géométriques.
- Le troisième chapitre sera dédié à une conception générale, le choix des trois variantes, le pré dimensionnement et une analyse multicritère.
- Le chapitre quatre est consacré l'analyse des charges, les matériaux utilisés et les hypothèses de calcul.
- Les chapitres cinq six sept seront consacrés à l'étude générale du dimensionnement des éléments du tablier.
- Les chapitres huit neuf traiteront l'infrastructure.

Bonne lecture.

CHAPITRE : I

GESTION ET MANAGEMENT D'UN PROJET

I.1. INTRODUCTION

Dans sa forme moderne, le management de projet est né au début des années 1950, bien que ses racines remontent beaucoup plus loin dans le temps, à la fin du 19ème siècle. Dès lors que les entreprises ont découvert les avantages de l'organisation du travail autour de projets, en reconnaissant l'importance fondamentale de communiquer et de coordonner efficacement le travail entre les individus.

La gestion de projet ou le management de projet est l'ensemble des activités visant à organiser le bon déroulement d'un projet et à atteindre ses objectifs. Elle consiste à appliquer les méthodes, techniques, et outils de gestion spécifiques aux différentes étapes du projet, de l'évaluation de l'opportunité jusqu'à l'achèvement du projet.

I.2. QU'EST-CE QU'UN PROJET ?

Depuis la nuit des temps, l'homme bâtisseur de pyramides, de temples, de cathédrales, d'ouvrages militaires, de châteaux, de palais, de ponts…a eu la volonté de marquer son passage d'une empreinte individuelle ou collective. Un mot, est porteur d'ambitions et d'utopies. Ce mot, c'est le mot projet qui conceptualise, à lui seul, l'aventure créative humaine.

I.2.1. Définition d'un projet

Un projet est un processus unique, qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées, comportant des dates de début et de fin, entreprises dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques telles que les contraintes de délais, de coûts et de ressources. C'est ainsi une phase temporaire entre deux états (un début et une fin), focalisée sur un ou plusieurs objectifs (le résultat à atteindre) et limitée en temps et en ressources (matérielles, financières et humaines).

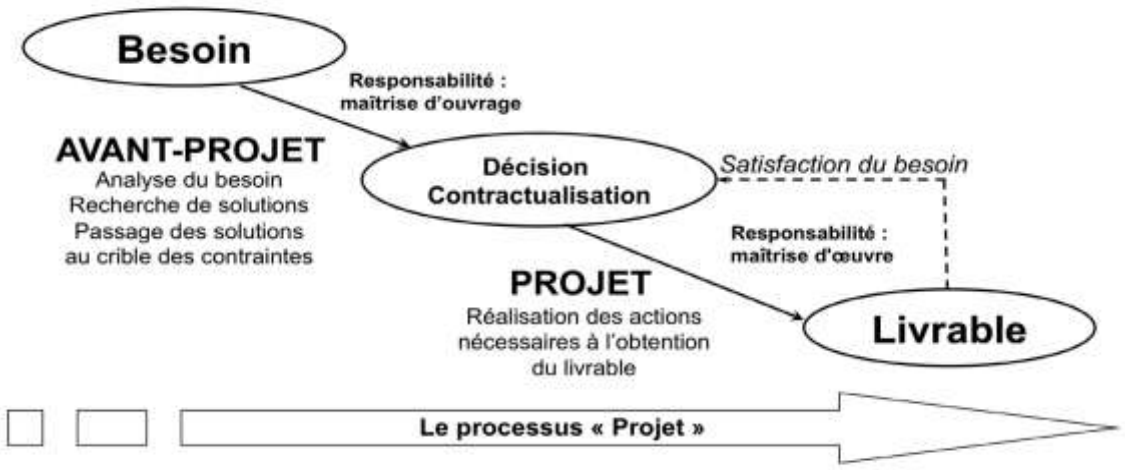


Figure I.1 : Le processus « Projet ».

I.2.2. Les caractéristiques d'un projet

L'activité « projet » s'inscrit dans un modèle à fortes incertitudes ou le produit développé est unique et nécessite des solutions novatrices non récurrentes.

Beaucoup d'éléments très différents les uns des autres caractérisent un projet. C'est cette multiplicité qui en fait un produit unique visant à atteindre les objectifs **SMART**, que l'on définit ci-dessous.

I.2.2.1. Spécifique (Specific)

Un objectif spécifique doit être en lien direct avec le travail de la personne chargée de réaliser l'objectif : il doit être personnalisé. Par ailleurs, un objectif peut être également qualifié de simple car il doit être simple à comprendre, clair, précis et compréhensible par la personne pour que celle-ci soit efficace car la complexité ralentit l'action. De plus, il doit être compréhensible également par tous pour que l'objectif ait une légitimité aux yeux de tous.

I.2.2.2. Mesurable (Masurable)

Un objectif mesurable doit être quantifié ou qualifié. Pour réaliser un objectif, la définition d'un seuil est nécessaire afin de savoir quel est le niveau à atteindre, la valeur de la mesure à rencontrer. Il n'est pas possible de choisir un objectif que l'on ne peut quantifier ou qualifier par souci d'évaluation des moyens nécessaires pour l'atteindre.

I.2.2.3. Acceptable ou atteignable (Achievable)

Un objectif acceptable est un objectif suffisamment grand, ambitieux pour qu'il représente un défi et qu'il soit motivant. Par ailleurs cet objectif doit être atteignable et donc raisonnable favorisant ainsi l'adhésion des participants à ce dernier. Ainsi, l'objectif sera plus facilement accepté par chacun des acteurs. Il doit également être partagé par les participants et orienté Action, on dit parfois également Acceptable, Atteignable et Ambitieux.

I.2.2.4. Réaliste (Realistic)

Un objectif réaliste est un objectif pour lequel le seuil du réalisme est défini. C'est-à-dire un niveau pour lequel le défi motivera le plus grand nombre de participants et évitera au mieux l'abandon de certains participants au fur et à mesure de la progression vers l'objectif.

I.2.2.5. Temporellement défini (Time-bound)

Un objectif temporellement défini est délimité dans le temps : une date butoir avec, éventuellement, des dates intermédiaires.

L'objectif doit être clairement défini dans le temps par des termes précis comme « d'ici 3 mois » et non pas par des termes flous comme « le plus rapidement possible ».

I.2.3. Composantes de base d'un projet

Les composantes de base d'un projet désignent les différentes dimensions caractérisant l'objectif du projet. Ce dernier peut présenter une grande diversité d'enjeux, à savoir, des enjeux stratégiques, techniques, économiques, politiques, sociaux, organisationnels, etc.

La caractérisation d'un projet résulte à la fois de la variété des attentes des parties prenantes et de la prise en compte de différentes composantes. Quelle que soit la nature du projet, ses

objectifs doivent être clairement définis et quantifiés selon le triptyque qualité-coût-délai, en termes de :

- Performances techniques.
- Coûts, budget alloué au projet et valeur générée (chiffre d'affaires, marge, bénéfices, etc.).
- Délai de réalisation.



Figure I.2 : Le triangle d'or du projet.

Le paramètre « performance » est lié aux objectifs préalablement définis par l'organisme. C'est le rapport entre les résultats prévus et les résultats atteints. Mais les résultats du projet sont à la fois spécifiques et difficiles à évaluer.

Le paramètre « couts » représente l'objectif économique du projet, qu'il s'agisse des recettes ou des dépenses. Ce paramètre essentiel caractérise la réussite ou l'échec économique d'un projet.

Le paramètre « délais » représente le respect de la date de livraison du projet. Essentiel, il caractérise la réussite ou l'échec calendaire d'un projet.

I.2.4. Les différents types de projet

On différencie les trois grands types de projets suivants :

- Le projet ouvrage.
- Le projet produit.
- Le projet organisationnel.

I.2.4.1. Le projet ouvrage

Le projet dit « ouvrage » ou « projet d'ingénierie » est relatif à un projet unique et non récurrent qui s'adresse à un client unique, tel les grands ouvrages d'art qui s'inscrit dans la durée (autoroute, bibliothèque, musée, pont, tunnel…).



Figure I.3 : La grande mosquée d'Alger.

I.2.4.2. Le projet produit

Le projet dit « produit » est relatif à un projet qui sera, après une phase non récurrente, réalisé en plusieurs exemplaires ou en série. De nature éphémère (avions, ordinateurs, médicaments, parfums…), ce type de projet s'adresse à plusieurs clients.



Figure I.4 : Production en série d'un moteur de voiture.

I.2.4.3. Le projet organisationnel

Le projet dit « organisationnel » ou « évènementiel » n'est pas associé a une fourniture matérielle mais a un évènement temporaire ou à un processus. A titre d'exemple nous pourrons citer : l'organisation des jeux olympiques, un projet de fin d'études, une manifestation culturelle, etc.

I.2.5. L'écosystème d'un projet

Tout système ou projet existe au sein d'un écosystème. Il convient de ce fait de bien l'identifier pour s'assurer de l'intégration du produit final dans le paysage de l'entreprise.

Les acteurs d'un projet sont :

- Le client : les personnes qui vont utiliser le produit final et le financer.
- La hiérarchie : l'ensemble de la structure à laquelle le chef de projet doit rendre des comptes pendant la durée du projet.
- L'équipe : l'ensemble des personnes qui sont sous la responsabilité directe du chef de projet pendant la durée du projet.

- Les partenaires (fournisseurs et sous-traitants) : l'ensemble des entités externes à la société du chef de projet intervenant sur le projet soit pour fournir un sous-ensemble du produit, soit pour compléter une équipe.
- Les experts (ou supports) : l'ensemble des personnes (ou fonctions) mis à la disposition du chef de projet de façon ponctuelle à sa demande ou sur sollicitation de sa hiérarchie (support financier, juridique, RH, experts techniques, experts fonctionnels…).

I.2.6. Cycle de vie d'un projet

Le cycle de vie d'un projet se découpe généralement en deux grandes phases :

- L'avant-projet : qui va de l'idée du projet jusqu'à son lancement ou à son abandon.
- Le projet proprement dit : qui va du lancement du projet jusqu'à sa clôture.

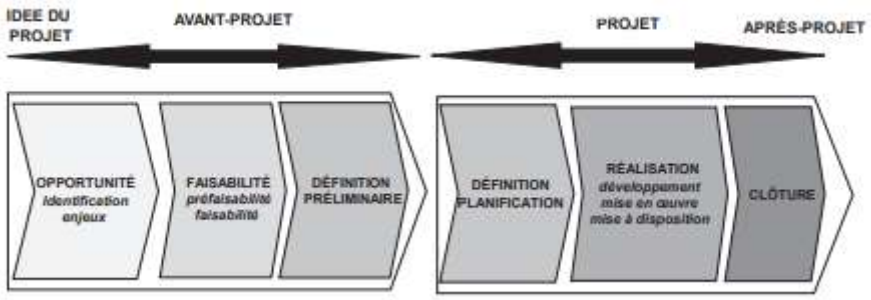


Figure I.5 : Cycle de vie d'un projet.

Malgré cette présentation, le cycle de vie d'un projet n'est pas séquentiel. Durant toutes les phases, la surveillance et la maîtrise permettent de modifier certaines composantes du projet.

I.3. LE MANAGEMENT DE PROJET

Le management est un terme qui porte sur le pilotage, la direction, la gestion et la conduite d'une équipe.

I.3.1. Définition du management

Le management est l'ensemble des méthodes et outils d'évaluation, de planification et d'organisation permettant d'atteindre les objectifs du projet en respectant les contraintes de performance, de délai et de cout. Le management consiste donc à préciser progressivement le projet depuis l'idée « expression littéraire du projet » à son expression formalisée « objectifs et contraintes » puis à son expression opérationnelle lors de la phase de définition « découpage des taches et affectation des ressources » qui permet son pilotage en phase de réalisation.

I.4. PROCESSUS DE DEROULEMENT DU PROJET

Les principales phases durant lesquelles se déroule le projet sont les suivantes :

I.4.1. Phase d'élaboration

Durant cette phase nous passons de l'idée au projet formalisé.

I.4.1.1. Etude d'opportunité

Cette étude porte sur la sélection d'idées pertinentes à fort potentiel selon des critères stratégiques (marché, risque, opportunité) en coordination avec les orientations de la politique de l'entreprise. Cette sélection est effectuée par l'intermédiaire d'une personne ou d'un comité de personnes, selon des critères de sélection bien définit tel que l'offre et la demande à satisfaire, les risques encourus et les opportunités potentielles.

A la fin de cette étude une/des idée(s) seront choisies pour les mener plus en détail.

I.4.1.2. Etude de faisabilité

Cette étude porte sur la justification de la poursuite du projet selon des critères techniques et économiques en respectant un niveau de risque acceptable.

A la fin de cette étude une idée sera choisie pour être menée plus en détail et sera exprimée dans le cahier des charges. Toutefois cette étude devra être pertinente, rapide et peu couteuse car elle est financée par les fonds propres de l'entreprise.

I.4.1.3. Etude d'avant-projet

Cette étude porte sur le choix du concept technique du produit qui, par la suite précise les données d'entrée de conception pour répondre au triangle d'or du projet.

I.4.2. Définition du projet

Durant cette étape nous allons mettre en place des méthodes de planification et effectuer un développement des concepts définis lors de la phase de formalisation.

I.4.2.1. Référentiel de projet

Cette étape porte sur la structuration du projet, l'établissement d'un planning de référence à suivre lors de la réalisation du produit, et l'analyse des risques encourus en se basant sur un budget de référence.

I.4.2.2. Structuration du projet

Cette étape porte sur la décomposition hiérarchique et organisée du produit, objectif du projet, en identifiant l'ensemble des éléments qui composent ce dernier.

Cette structuration est connue sous l'expression PBS « Project Breakdown structure ».

Le PBS est une décomposition hiérarchique des travaux nécessaires pour réaliser les objectifs d'un projet en taches simples voir un livrable.

I.4.2.3. Planification du projet

Cette étape est cruciale et doit être réalisé avec minutions car elle édicte le bon déroulement du projet, en découpant ce dernier en taches qui seront évalues en termes de charges pour estimer les besoins en ressources et déterminer la date de fin prévisionnelle du projet.

Les étapes de planification d'un projet seront énumérées ci-dessous :

- Le découpage : effectuer un découpage en phases chronologiques, et pour chaque phase lister l'ensemble des taches à effectuer et les ressources nécessaires à leur accomplissement.
- La hiérarchisation des taches : établir une liste des taches par priorité d'exécution, et déterminer les taches interdépendantes pour anticiper les éventuels problèmes.
- L'ordonnancement des taches : déterminer l'ordre dans lequel les taches devront être réalisées, et identifier par la suite les taches qui devront être exécutées séquentiellement et celles qui pourront être parallélisées.
- Définition du planning : selon la priorité des taches et leurs charges, il est primordial de fixer des dates de réalisation, ce qui nous donne un planning du projet, nous permettant ainsi d'identifier les différents jalons qui nous permettent d'atteindre les objectifs du projet, et par ailleurs sa date de fin prévisionnelle.
- L'identification des risques : le risque est un danger éventuel et prévisible qui pourrait compromettre l'atteinte des objectifs du projet. Les risques peuvent être ordinaires comme ceux présents dans tous les projets et qui peuvent être contrôlés par une bonne gestion, les risques extrêmes aussi dits catastrophes dont on ne peut protéger le projet et les risques spécifiques qui se situent entre ces deux extrêmes et dont on peut remédier par des mesures particulières. Durant cette étape il est impératif de lister les obstacles pouvant atteindre aux l'objectifs par différentes méthodes (la méthode analogique qui utilise l'expérience acquise lors de projets similaires ou la méthode heuristique faisant appel à la créativité de l'équipe…).
- L'évaluation des risques : fixer des ordres de grandeur des risques selon la probabilité d'apparition et/ou de non détection et la gravité des conséquences. Note de criticité = indice de détection x indice d'apparition x indice de gravité.
- La maitrise des risques : par la réalisation d'actions préventives et la modification de l'organisation du projet (recrutement de sous-traitant, souscription d'assurance…).

I.4.3. Réalisation du projet

Cette étape est le fruit de l'ensemble des étapes précédentes, car elle constitue une mise en pratique de l'ensemble des données acquises lors de l'élaboration du projet.

Cette étape est d'autant plus importante que les autres, car lors de la réalisation du projet que subviennent les contraintes qui peuvent ne pas paraitre lors des phases précédentes, d'où la nécessité de d'adapter le projet a ces nouvelles conditions d'exécution ce qui peut avoir des conséquences sur la qualité, les délais établis en amont du projet et/ou même impacter l'enveloppe budgétaire.

I.5. ASPECTS ESSENTIELS QUE LE MANAGEMENT DOIT TRAITER

Le projet que l'on souhaite manager a deux caractéristiques essentielles :

- La complexité.
- L'unicité.

I.5.1. La complexité

Un projet est toujours complexe, ce qui ne veut pas forcément dire techniquement compliqué. Cette complexité tient essentiellement au nombre des acteurs mobilisés pour réaliser le projet. En effet, le projet fait appel à des ressources, à des moyens, à des compétences qui généralement ne sont pas placés sous une seule et même autorité. Ces ressources, ces moyens et ces compétences doivent être organisés et coordonnés afin qu'ils puissent travailler ensemble à l'atteinte des objectifs du projet. La complexité du projet ne réside pas dans la complication technique, mais bien dans cette nécessité d'organiser et de motiver, afin de faire travailler ensemble diverses ressources et compétences dont les intérêts sont parfois très divergents.

I.5.2. L'unicité

Il n'y a pas deux projets identiques. Si tel était le cas, nous serions alors dans la répétabilité et donc dans un processus de production de petite série. Malgré parfois des similitudes entre les projets, chacun comporte des particularités, des spécificités, voire des novations. D'où la nécessité de toujours définir un processus complet de réalisation pour chaque projet, depuis son lancement jusqu'à son aboutissement.

I.6. OUTILS DE GESTION DE PROJET

Un outil de gestion de projet, comme son nom l'indique, permet à une entreprise de planifier un travail et d'améliorer la gestion de ses tâches. Il s'agit d'un logiciel qui diffère d'un projet à un autre et d'un domaine d'activité à un autre.

Cette solution de gestion traite toutes les facettes d'un projet et peut travailler sur plusieurs activités à la fois. Son objectif principal consiste à aider le chef de projet dans toutes les étapes de la mission : des plus importantes jusqu'aux plus petits détails.

Un outil de gestion permet de faire face aux différents problèmes d'organisation. Concrètement, il aide à planifier les tâches menant à la réussite du projet. Ainsi, répartir les travaux à réaliser devient plus facile. Le logiciel de gestion est en mesure de mettre en place un planning personnalisé, de gérer les ressources humaines et de connaitre la durée approximative de chaque tâche. Il peut également résoudre certains problèmes courants comme le manque de communication et le partage de documents.

Une part importante des outils de gestion de projet s'occupent de la planification des projets, c'est-à-dire de l'ordonnancement de tâches en vue de leur réalisation future.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour ordonnancer les tâches, les plus utilisées sont citées dans ce qui suit.

I.6.1. La méthode PERT « program evaluation and review technique »

PERT est une méthode conventionnelle utilisable en gestion de projet, ordonnancement et planification. Elle fournit une méthode et des moyens pratiques pour décrire, représenter, analyser et suivre de manière logique les tâches et le réseau des tâches à réaliser dans le cadre d'une action à entreprendre ou à suivre.

Le diagramme PERT représente le planning des travaux par un graphe de dépendances. Son formalisme en réseau se focalise sur l'interconnexion des tâches à effectuer et sur le calcul des chemins critiques.

Une différence importante avec le diagramme de Gantt est l'échelle de temps conventionnelle du diagramme PERT qui représente un enchaînement de tâches et non des durées ou un calendrier.

Cette méthode n'est plus utilisée de nos jours par les éditeurs de logiciels de planification.

La méthode PERT est une méthode de type AOA « Activity On Arcs ».

I.6.1.1. Mise en œuvre du diagramme

Un graphe de dépendances est utilisé. Pour chaque tâche, sont indiquées une date de début et de fin au plus tôt et au plus tard. Le diagramme permet de déterminer le chemin critique qui conditionne la durée minimale du projet.

Le but est de trouver la meilleure organisation possible pour qu'un projet soit terminé dans les meilleurs délais, et d'identifier les tâches critiques, c'est-à-dire les tâches qui ne doivent souffrir d'aucun retard sous peine de retarder l'ensemble du projet.

I.6.1.2. Taches et chemin critique

Ces deux notions constituent l'apport le plus appréciable de la méthode : elles renseignent utilement et précisément le pilote de projet sur les risques pesant sur son avancement. Grâce au suivi des tâches et du chemin critique, le pilote anticipe les conséquences futures du déroulement de son projet. Deux perspectives d'examen sont théoriquement possibles :

- Le « pert time » qui exprime le chemin critique exprimé en termes de délais et de calendrier.
- Le « pert cost » qui exprime le chemin critique exprimé en termes de dépenses.

I.6.2. Le diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé (souvent en complément d'un réseau PERT) en ordonnancement et en gestion de projet et permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches composant un projet. Il s'agit d'une représentation d'un graphe connexe, valué et orienté, qui permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

I.6.2.1. Les date au plus tôt et au plus tard

Concernant les délais, le diagramme de Gantt permet de déterminer les dates de réalisation des différentes opérations, en tenant compte :

- De la date de début au plus tôt : il n'est pas possible de commencer une opération avant celle-ci. Choisir de commencer une opération à la date au plus tôt est intéressant, car cela laisse une marge de manœuvre, mais cela peut aussi parfois poser des difficultés, par exemple du stockage du produit de cette opération, si le délai entre l'opération donnée et la suivante est trop important.

- De la date de début au plus tard : c'est la date la plus défavorable sans mettre le projet en péril. Choisir de commencer une opération à la date au plus tard est techniquement possible, mais constitue toujours une difficulté, car le moindre retard dans l'exécution de cette tâche entraînera automatiquement un retard de l'ensemble du projet.

I.6.2.2. Les marges

Les marges certaines, libres et totales dépendent des écarts entre les fins des opérations au plus tôt ou au plus tard et le début de l'opération suivante, au plus tôt ou au plus tard. Ceci offre donc 3 combinaisons qui peuvent intéresser le planificateur.

- Fin au plus tôt - début au plus tard.
- Fin au plus tard - début au plus tard.
- Fin au plus tôt - début au plus tôt.

I.6.3. La méthode du chemin critique

Le chemin critique désigne l'ensemble des activités à accomplir afin que le projet soit terminé à la date définie. La méthode du chemin critique permet de savoir combien de temps prendra chaque tâche avant de finir le projet. Vous utilisez ainsi cette information pour déterminer la date de fin du projet. Si une tâche prend plus de temps que prévu, alors la date de fin du projet est repoussée. La durée de certaines tâches peut être étendue sans pour autant affecter le projet.

Les tâches du chemin critique sont appelées « tâches critiques » car elles sont indispensables à la réussite du projet. En conséquence, elles ne doivent subir aucun retard, sinon l'intégralité du projet sera retardée. Leur marge de manœuvre est donc nulle.

I.6.3.1. Principe

Le PMBOK « Project Management Body of Knowledge » définit le chemin critique comme une séquence d'activités définies qui détermine la durée du projet.

Pour utiliser la méthode du chemin critique, il est impératif de déterminer :

- La liste de toutes les tâches nécessaires à la réalisation du projet.
- Les dépendances entre chacune de ces tâches.
- La durée que va prendre l'accomplissement de chaque tâche.

Une fois l'ensemble de ces informations acquis, la CPM calcule le chemin le plus long de l'ensemble des tâches pour terminer le projet.

Cette méthode donne également les dates au plus tôt et au plus tard auxquelles chaque tâche peut démarrer et finir sans allonger la durée du projet.

Cette méthode permet à la fois de produire un planning précis qui guide l'équipe projet, mais également de suivre les performances du projet en comparant ce qui est prévu avec ce qui se passe réellement au quotidien**.**

I.6.3.2. Fonctionnement

La CPM est une technique de schématisation d'un ensemble de tâches sous la forme d'un diagramme fléché. Les étapes clés de la méthode du chemin critique sont les suivantes :

- Identifier toutes les tâches du projet : dressez la liste de toutes les tâches nécessaires à l'accomplissement du projet. Ne listez que les tâches les plus importantes sans rentrer dans les sous-tâches car le chemin critique deviendrait alors trop complexe à gérer.
- Définir l'ordre des tâches et leur dépendance : établir l'ordre de réalisation des taches et les éventuelles dépendances entre celles-ci.
- Calculer la durée de chaque tâche : procéder à l'estimation de la durée nécessaire à l'accomplissement de chaque tâche en se basant sur les projets précédents et sur l'expérience des membres de l'équipe du projet. Les durées seront comptées en jours ou en semaines, selon la taille du projet.
- Dessiner le diagramme en réseau : manuellement ou à l'aide d'un logiciel, dessiner le graphique représentant l'ensemble des tâches en fonction de leur ordre et de leur dépendance. Ce graphique aide à visualiser vos tâches et les relations entre elles grâce aux flèches.
- Identifier le chemin critique : identifier les tâches critiques, les plus importantes pour le déroulement du projet. Ce sont celles qui ont les délais les plus longs. Il s'agit du chemin critique. L'addition de toutes ces tâches critiques donne la durée totale du projet.
- Actualiser le diagramme : au fur-et-à-mesure de la progression du projet, le planificateur prendra connaissance de la durée réelle d'accomplissement des tâches. Ce qui nécessite une mise à jour du diagramme. Cela permet de recalculer le chemin critique, mais également d'avoir une vision plus réaliste sur les délais du projet. Il saura donc si vous êtes dans les temps, en avance ou en retard, et vous pourrez ainsi agir en conséquence.

I.6.3.3. Avantages

La méthode du chemin critique offre plusieurs avantages parmi ceux-là :

- Une représentation visuelle de toutes les tâches du projet,
- Une présentation claire du temps nécessaire à l'accomplissement de chaque tâche,
- Un suivi des tâches afin d'éviter les retards.

Elle permet aussi d'identifier les tâches les plus importantes du projet, c'est-à-dire celles qui devront être suivies rigoureusement afin d'éviter les retards.

La CPM permet donc une diminution des retards, ainsi qu'une amélioration du respect des budgets grâce à une gestion plus précise et plus efficace des projets.

I.6.3.4. Inconvénients

La méthode du chemin critique n'est pas adaptée pour les gros projets car elle devient trop complexe et difficile à gérer.

Cette méthode ne permet pas de suivre efficacement la répartition des ressources du projet.

Il est possible que la durée des tâches soit surestimée. De plus, les tâches sont rarement terminées en avance, même lorsque cela est possible, car on a tendance à utiliser la totalité du temps accordé plutôt que seulement ce qui est nécessaire.

I.6.4. La méthode de la chaîne critique

La Chaîne Critique est une technique de planification et de suivi des délais, qui remplace avantageusement la technique du Chemin Critique.

Le principe est le même que celui de la CPM, à savoir, prendre en compte les contraintes pour déterminer la durée minimale du projet et les tâches critiques pouvant impacter cette durée.

Les 2 principaux ajouts de la Chaîne Critique sont :

- La prise en compte des limitations en ressources ou en compétences (en plus des dépendances entre les tâches). On parle alors de chaîne critique pour la distinguer du chemin critique.
- La mise en place de tampons (buffers), c.-à-d. des réserves de temps, dans la chaîne critique et les chaînes secondaires.

I.6.4.1. Avantages de l'utilisation des tampons

Les tampons remplacent les marges de délai qui sont prises traditionnellement au niveau de chaque tâche lors des estimations. Cette approche a les avantages suivants :

- Eviter de consommer inutilement les marges de délai au niveau des tâches : en effet, la loi de Parkinson observe que le travail s'étale de façon à occuper tout le temps alloué pour la tâche. Ainsi les réserves de délai au niveau des tâches sont systématiquement consommées.
- Visualiser et maîtriser les marges de délai : la séparation de l'estimation de la durée des tâches et des marges de sécurité permet de mieux visualiser ces dernières. Cela permet de palier la multiplication de marges prises par les différents acteurs du projet.
- Un nouvel indicateur pour surveiller les délais : L'indice d'utilisation du tampon permet de visualiser le niveau des réserves de délai. Une alerte est levée lorsque le niveau global d'utilisation dépasse l'avancement réel (= sur-utilisation de la réserve).

Les tampons sont définis au niveau des chemins, critique et secondaires, définis par le réseau de dépendances entre les tâches.

Le tampon principal, appelé tampon projet, est celui placé sur la chaîne critique. C'est celui à surveiller en priorité.

Ce tampon projet est une réserve non négligeable puisque l'auteur de la méthode, Eliyahu M. Goldratt, recommande une réserve de 50% de la durée de la chaîne critique. Cela revient donc à ajouter 50% de délai par rapport à la durée minimale.

I.6.5. La méthode PDM « Precedence Diagram Method »

Cette méthode est du type AON « Activity On Nodes », elle est utilisée par la plupart des logiciels de planification de projets.

La méthode des antécédents, pouvant être également appelé réseau des antécédents, est un outil de planification de projet développé en 1964 par H. B. Zachry en coopération avec IBM.

Elle consiste à représenter les chevauchements possibles de chaque tâche grâce à quatre sortes de liaison :

1. Début-début.
2. Début-fin.
3. Fin-Début.
4. Fin-Fin.

Une activité ne peut alors commencer que si les activités directement antécédentes sont terminées. La méthode des antécédents été élaborée à la suite des techniques PERT et chemin critique ; sa fonction est de permettre une représentation plus exacte des relations entre les différentes activités.

I.6.6. Modernisation des outils de gestion de projet

Une alternative à ces méthodes classiques existe depuis quelques années à savoir les logiciels de gestion de projet qui s'attachent plutôt au suivi des résultats (pilotage par les livrables), afin d'identifier en amont les risques de dérapages (dépassement de budget, de délais...), de manière à sécuriser les projets.

Les méthodes utilisées sont principalement :

- Le suivi opérationnel (à l'aide d'un tableau de bord permettant de comparer l'avancement réel du projet par rapport aux prévisions).
- Des outils permettant de "zoomer" pour approfondir l'analyse des données.
- Le partage de l'information entre les collaborateurs, permettant une meilleure synchronisation des acteurs.

Ces logiciels, de plus en plus innovants et de moins en moins limités, permettent de gagner en productivité et en sérénité.

I.6.7. Logiciel de gestion de projet

Un logiciel de gestion de projet se définit comme un outil permettant de **planifier** et de conduire de manière efficiente un ou plusieurs projets, tout en mettant l'accent sur la collaboration, la communication et la simplification des processus.

Pour ce faire, les logiciels de gestion de projet offrent de nombreuses fonctionnalités, parmi lesquelles nous pouvons citer :

- La planification et le suivi des temps.
- La gestion et le suivi des tâches.
- L'attribution des ressources.
- Le suivi budgétaire.
- Le partage de documents.
- Le diagramme de Gantt.

Ces logiciels se diversifient, de façon à ce que chacun se différencie des autres par des points fort et quelques inconvénients. Pour cela nous allons établir un léger comparatif de quelques logiciels en ligne (aussi nommés logiciels SaaS et cloud), car les logiciels installés localement ne permettent pas les usages collaboratifs indispensables à une gestion de projets efficace.

Tableau I.1 : Tableau comparatif de logiciels de gestion de projet.

Logiciel gestion de projet	Un point fort ?	Un inconvénient ?	Gratuit jusqu'à :	Tarif version payante (par mois)
Asana	Son design et son ergonomie.	Pas de numéro de tâche	15 utilisateurs	9,28 $
Beesbusy	Son application mobile. Prise en main rapide et utilisation facile.	Peu adapté aux projets complexes	Utilisateurs et projets illimités	9,99 €
Bitrix24	Diversité des outils	Quelques lenteurs	12 utilisateurs	12,97 €
Freedcamp	Suivi efficace du temps passé sur chaque tâche	Langue française non disponible	Utilisateurs et projets illimités	1,26 $
Redmine	Open source s'adapte à tous les types de structure	Besoin d'un développeur pour l'installation et la maintenance	Illimité	Gratuit
Todoist	S'interface avec de nombreux outils	Pas de vue calendrier	80 projets et 5 personnes par projet	3 €
Trello	Le plus simple et intuitif à utiliser	Peu adapté aux projets complexes	10 tableaux d'équipe	8,44 $
Zoho	Messagerie instantanée intégrée	Long à paramétrer et à prendre en main	Utilisateurs illimités	2,11 $

Dans ce qui suit nous allons nous intéresser à un logiciel de gestion de projet en particulier connue sous « MS Project ».

I.6.8. Microsoft Project

Microsoft Project (ou MS Project ou MSP) est un logiciel de gestion de projet édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets.

I.6.8.1. Fonctionnalités

❖ Planification et pilotage des projets :

Microsoft Project permet la planification des projets, c'est-à-dire la création d'un plan. Il permet la création de tâches et de jalons, leur hiérarchisation, et de définir des liens entre les tâches.

Une estimation de la durée et de la charge (ou travail) nécessaire à la réalisation de chaque tâche peut ensuite être réalisée.

Des modèles peuvent être créés afin de proposer des plans types aux utilisateurs (par exemple, si les projets nécessitent de suivre une méthodologie ou un processus précis.

Microsoft Project propose différentes représentations graphiques du projet : diagramme de Gantt, réseau des tâches...

Les possibilités de pilotage des projets sont nombreuses : définition de la planification initiale (c'est-à-dire l'enregistrement d'une photographie de référence du plan de projet), saisie de l'avancement des tâches, re-planification.

Le chef de projet peut mettre à jour l'avancement du projet :

- Via la saisie d'un pourcentage d'avancement (délai ou charge).
- Via la mise à jour de la durée réelle et de la durée restante.
- Via la mise à jour du travail réel (réalisé) et du travail restant (reste à faire).

❖ Gestion des ressources :

Microsoft Project permet la gestion des ressources de chaque projet, c'est-à-dire la création de l'équipe projet puis l'affectation des ressources définies.

Il est possible de créer différents types de ressources :

- Ressources « travail », à qui l'on peut attribuer des charges de travail : individus, mais aussi des machines-outils par exemple.
- Ressources « matérielles », correspondant à des matériaux (ressources consommables avec des unités) : béton (m^3), câble (km).

- Ressources « coût » (apparue depuis la version 2007 de Microsoft Project), pour pouvoir associer aux tâches du projet des postes de dépense : frais de déplacement, achat de prestation au forfait.

Les ressources, en particulier celles de type travail, peuvent être typées comme génériques : elles correspondent alors à des profils de compétences.

Chaque ressource peut être ensuite affectée aux tâches du projet. Via le planificateur d'équipe, nouveauté de la version 2010, il est possible de gérer un plan de capacité des ressources et d'allouer ainsi les tâches du projet aux ressources.

Lorsque les ressources ont été affectées, Microsoft Project rend possible l'analyse des plans de charge des ressources affectées, via par exemple l'affichage d'un graphe des ressources. Une fonctionnalité, l'audit des ressources, peut être utilisée pour résoudre les problèmes de surutilisation des ressources détectés, en réorganisation les tâches du projet.

❖ Gestion des couts :

Chaque ressource peut avoir un coût : taux journalier pour une ressource de type travail, coût unitaire pour une ressource matérielle… Ainsi, en fonction des affectations des ressources réalisées sur les tâches du projet et de coûts fixes pouvant être définis pour chaque tâche, Microsoft Project calcule le coût du projet. Pour les individus, il est également possible de gérer les heures supplémentaires.

Depuis la version 2007, des ressources budgétaires permettent par ailleurs de définir le budget initial du projet, qui peut être comparé au coût du projet calculé.

❖ Analyse et communication des informations du projet :

Microsoft Project offre une palette de possibilités d'analyse des données du projet et propose de nombreux rapports. Il est même possible d'exporter les informations du projet dans Microsoft Excel ou Microsoft Visio pour analyser le travail et les coûts du projet en fonction de différents axes d'analyse (tâches, ressources, affectation, temps), via des tableaux, graphiques et diagrammes croisés dynamiques.

Microsoft Project permet de communiquer les informations des projets : copie du diagramme de Gantt, impression et surtout, depuis la version 2010, possibilité de créer une frise chronologique exportable vers Microsoft PowerPoint ou dans un message électronique.

Exemple Pratique :

Nous allons dans ce qui suit mettre en application sur le logiciel MS Project un cas réel d'exécution d'une culée de pont.

Données : Ferraillage : 1 équipe.
Coffrage : 1 équipe.
Bétonnage : 1 équipe.
Décapage et ouverture des fouilles : 1 équipe.

DIAGRAMME DE GANTT

	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs
1	décapage	2 jours	Mer 13 Mai 20	Jeu 14 Mai 20	
2	Pieu 1				
3	forage	1 jour	Sam 16 Mai 20	Sam 16 Mai 20	
4	ferraillage	2 jours	Mer 13 Mai 20	Jeu 14 Mai 20	
5	betonnage	1 jour	Sam 16 Mai 20	Sam 16 Mai 20	
6	Pieu 2				
7	forage	1 jour	Lun 18 Mai 20	Lun 18 Mai 20	
8	ferraillage	2 jours	Sam 16 Mai 20	Dim 17 Mai 20	4
9	betonnage	1 jour	Lun 18 Mai 20	Lun 18 Mai 20	
10	Pieu 3				
11	forage	1 jour	Mer 20 Mai 20	Mer 20 Mai 20	
12	ferraillage	2 jours	Lun 18 Mai 20	Mar 19 Mai 20	8
13	betonnage	1 jour	Mer 20 Mai 20	Mer 20 Mai 20	
14	Pieu 4				
15	forage	1 jour	Sam 23 Mai 20	Sam 23 Mai 20	
16	ferraillage	2 jours	Mer 20 Mai 20	Jeu 21 Mai 20	12
17	betonnage	1 jour	Sam 23 Mai 20	Sam 23 Mai 20	
18	Pieu 5				
19	forage	1 jour	Lun 25 Mai 20	Lun 25 Mai 20	
20	ferraillage	2 jours	Sam 23 Mai 20	Dim 24 Mai 20	16
21	betonnage	1 jour	Lun 25 Mai 20	Lun 25 Mai 20	
22	Pieu 6				
23	forage	1 jour	Mer 27 Mai 20	Mer 27 Mai 20	
24	ferraillage	2 jours	Lun 25 Mai 20	Mar 26 Mai 20	20
25	betonnage	1 jour	Mer 27 Mai 20	Mer 27 Mai 20	

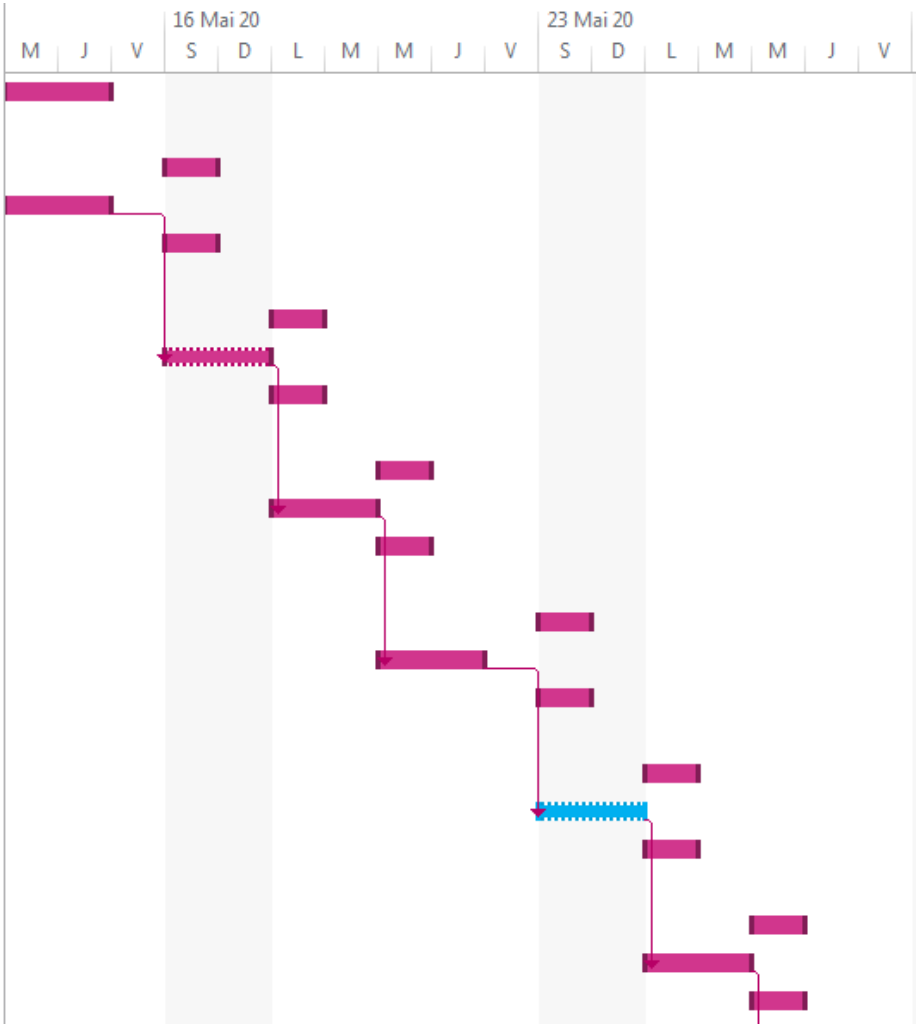


Figure I.6.1 : Diagramme de Gantt de l'exemple mit en étude.

DIAGRAMME DE GANTT

	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs
26	Pieu 7				
27	forage	1 jour	Sam 30 Mai 20	Sam 30 Mai 20	
28	ferraillage	2 jours	Mer 27 Mai 20	Jeu 28 Mai 20	24
29	betonnage	1 jour	Sam 30 Mai 20	Sam 30 Mai 20	
30	Pieu 8				
31	forage	1 jour	Lun 01 Jui 20	Lun 01 Jui 20	
32	ferraillage	2 jours	Sam 30 Mai 20	Dim 31 Mai 20	28
33	betonnage	1 jour	Lun 01 Jui 20	Lun 01 Jui 20	
34	Pieu 9				
35	forage	1 jour	Mer 03 Jui 20	Mer 03 Jui 20	
36	ferraillage	2 jours	Lun 01 Jui 20	Mar 02 Jui 20	32
37	betonnage	1 jour	Mer 03 Jui 20	Mer 03 Jui 20	
38	Semelle				
39	réalisation fouille en masse	2 jours	Lun 08 Jui 20	Mar 09 Jui 20	37FD+2 jours
40	recepage des pieux	2 jours	Mer 10 Jui 20	Jeu 11 Jui 20	39
41	ferraillage	9 jours	Mer 03 Jui 20	Sam 13 Jui 20	36
42	coffrage	2 jours	Lun 15 Jui 20	Mar 16 Jui 20	41
43	betonnage	1 jour	Mer 17 Jui 20	Mer 17 Jui 20	42
44	Mur frontal				
45	ferraillage	7 jours	Lun 15 Jui 20	Mar 23 Jui 20	41
48	coffrage	2 jours	Mer 24 Jui 20	Jeu 25 Jui 20	45
49	betonnage	1 jour	Sam 27 Jui 20	Sam 27 Jui 20	48
50	Mur en retour				
51	ferraillage	10 jours	Mer 24 Jui 20	Mar 07 Jul 20	45
52	coffrage	4 jours	Mer 08 Jul 20	Sam 11 Jul 20	51
53	betonnage	1 jour	Lun 13 Jul 20	Lun 13 Jul 20	52
54	Mur garde greve				
55	ferraillage	4 jours	Mer 08 Jul 20	Sam 11 Jul 20	51
56	coffrage	2 jours	Lun 13 Jul 20	Mar 14 Jul 20	55
57	betonnage	1 jour	Mer 15 Jul 20	Mer 15 Jul 20	56

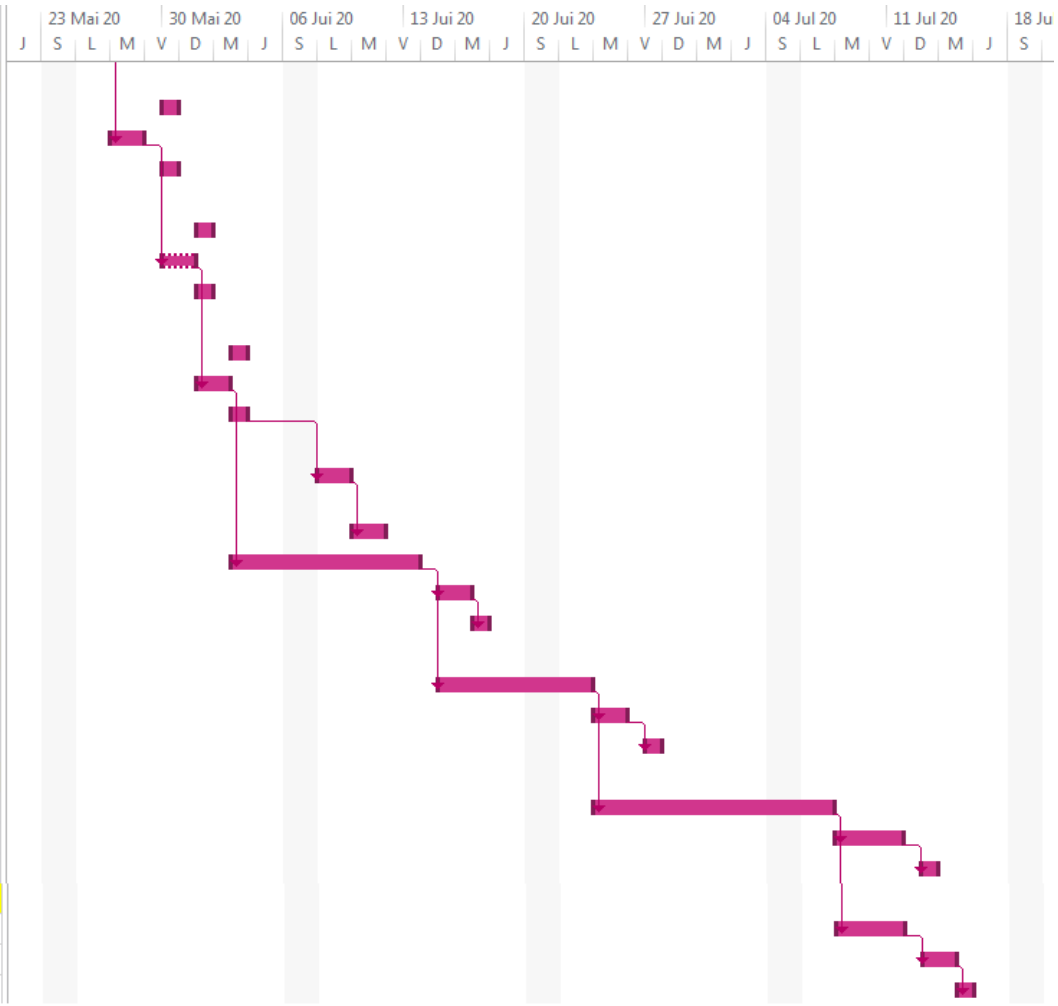


Figure I.6.2 : Diagramme de Gantt de l'exemple mit en étude.

I.7. CONTRAINTES ET SOLUTIONS D'EXECUTION D'UN PROJET

Chaque projet présente des éventuelles contraintes qui peuvent surgir lors de l'élaboration, dont la gestion est plus tôt aisée et ceux qui surgissent lors de la réalisation, dont les solutions sont plus tôt ardus selon la criticité de la situation.

Les contraintes souvent rencontrés lors de l'exécution de projets d'infrastructures de base :

- Des surcoûts d'investissement.
- Des difficultés relatives aux moyens de réalisation dues à la complexité de certains projets.
- Un allongement des délais.
- Des contraintes liées à la qualité des études.
- Des modifications importantes dans la configuration initiale du projet.
- Des difficultés liées à l'intégration du concept du développement durable.
- Des difficultés de coordination dans le management du projet entre les différents acteurs.

D'où la nécessité d'envisager des quelques solutions à ces problèmes que rencontrent les projets d'infrastructure de base :

- Séparer les coûts directs et les coûts indirects.
- Comparer les couts estimés et les couts réels.
- Détailler l'estimation des coûts à chaque phase d'avancement du projet.
- Définir et attribuer les ressources.
- Faire un suivi des projets et des clients.
- Ne pas sous-estimer le temps à consacrer à chaque tâche.
- Suivre le temps passé sur chaque tâche du projet.
- Mise en place de partenariat avec les ONG.
- Recyclage des matériaux.
- Création de chartes éthiques (sociales, environnementales…) issues de la participation de salariés.

I.8. CONCLUSION

Nous avons traité à travers ce chapitre une légère recherche bibliographique sur la gestion de projet qui est l'application des connaissances, expertises, outils et techniques de planification (Gantt et autres) et le contrôle des activités et des ressources dans le but de satisfaire les exigences et les attentes des intervenants ayant un intérêt dans le projet .

La planification est une discipline ayant pour objet essentiel de préciser de façon suffisamment détaillée comment se succèdent les taches de réalisation d'un ouvrage. Ce qui en fait une méthode qui optimise les paramètres de la réalisation d'un ouvrage.

Parmi les problèmes souvent rencontrés en gestion de projet, figurent les dépassements de délais et de l'enveloppe budgétaire, auxquels nous avons cité quelques solutions possibles.

CHAPITRE : II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage en élévation portant une voie de circulation permettant de franchir un obstacle naturel (cours d'eau, vallée) et/ou artificiel (route, chemin de fer) et ce en toute sécurité de ses usagers, pour cela il faut tenir considération les différents paramètres qui influent sur l'ouvrage, en commençant par les exigences fonctionnelles passant par l'objectif de cet ouvrage jusqu'aux exigences naturelles. L'ensemble de ces paramètres sera explicitée tout au long de ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Objectif du projet

Le viaduc objet de mon projet de fin d'études rentre dans le cadre du projet de Dédoublement, Modernisation et Rectification du Tracé de la ligne Minière Est afin d'augmenter sa capacité, sur la section 2 entre Bouchegouf et Oued Kebrit.

II.2.2. Situation du site

L'étendu de l'ouvrage projeté portant la ligne ferroviaire entre le PK 114+900.00 et le PK 115+300.00 est placé au niveau du tronçon séparant Souk Ahras de Oued Kebrit.

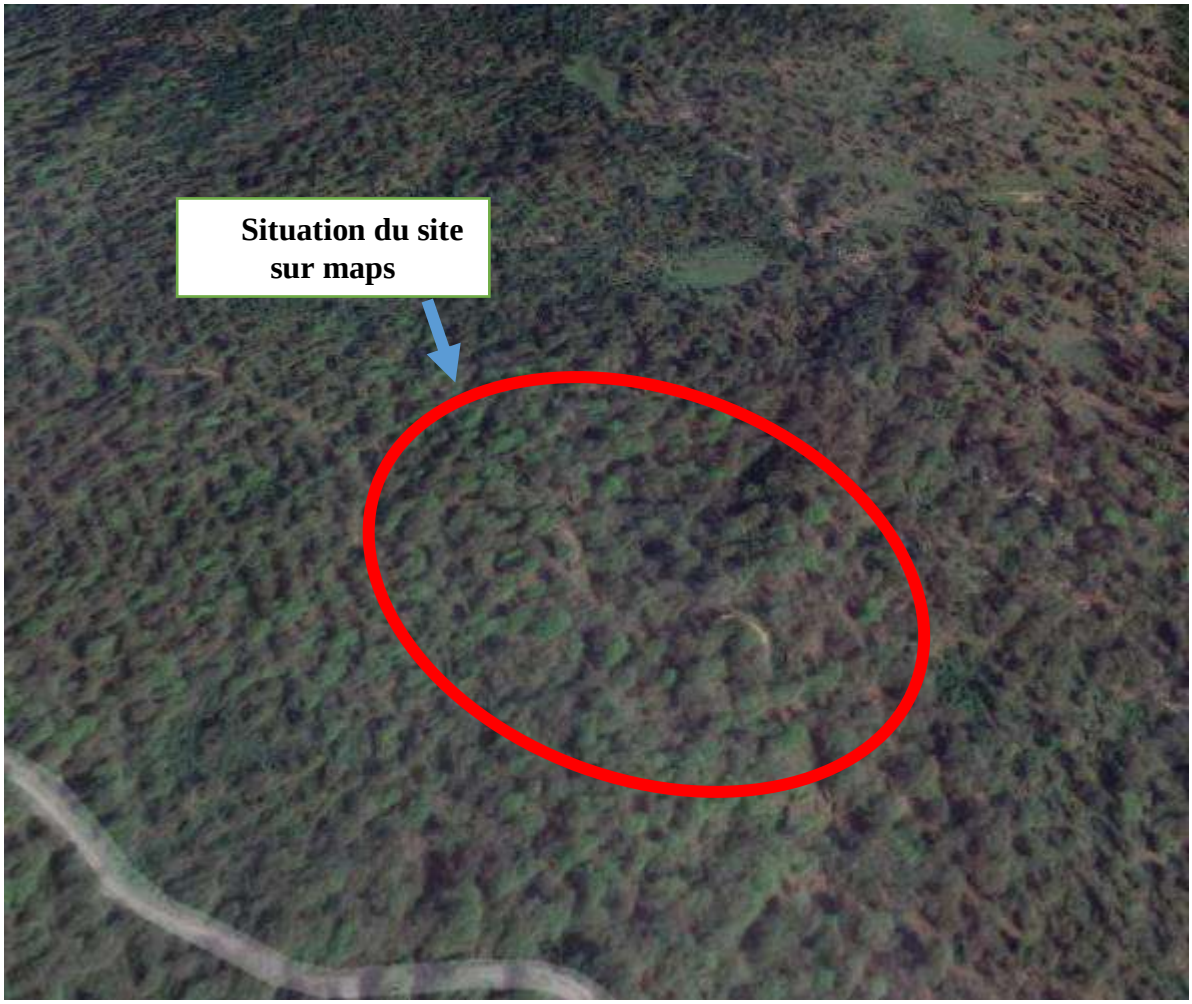


Figure II.1 : Situation du projet sur maps.

II.2.3. Obstacle franchi

Le tracé imposé nécessite un viaduc prenant place au travers d'une vallée ayant une profondeur maximale (TN-FSR) de 27.34 m.

II.3. LES DONNEES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

❖ Tracé en plan :

L'ouvrage mit en étude présente une longueur totale de 374,80 m d'ont les caractéristiques sont définit ci-dessous :

- Une Ligne droite.
- Une Clothoide.
- Une courbe de 400,00 m de rayon.

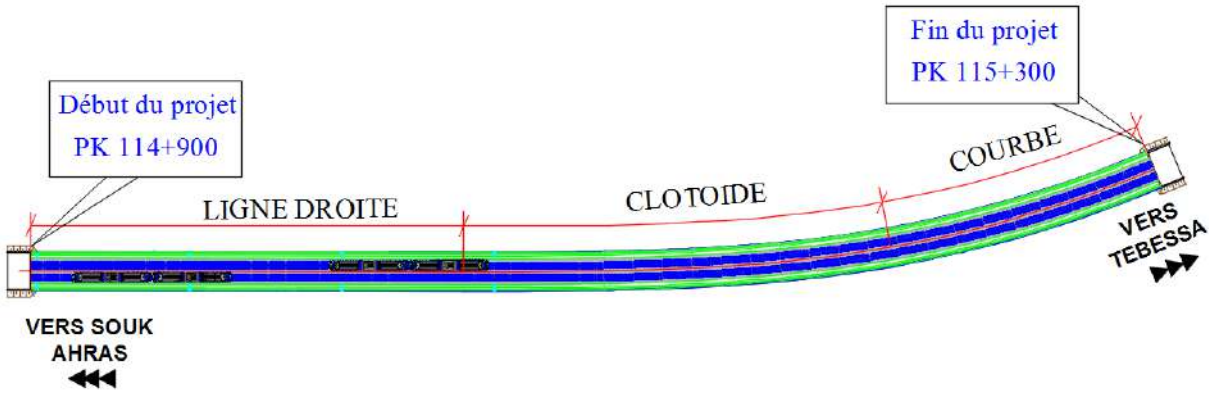


Figure II.2 : Axe en plan de la voie portée.

❖ Profil en long :

Longitudinalement, la voie portée présente les particularités suivantes :

- Début du projet au PK 114+900,00 a une altitude de 768,34 m.
- Fin du projet au PK 115+300,00 a une altitude de 766,89 m.

➔ Ce qui apporte une pente longitudinale de 0,39 %.

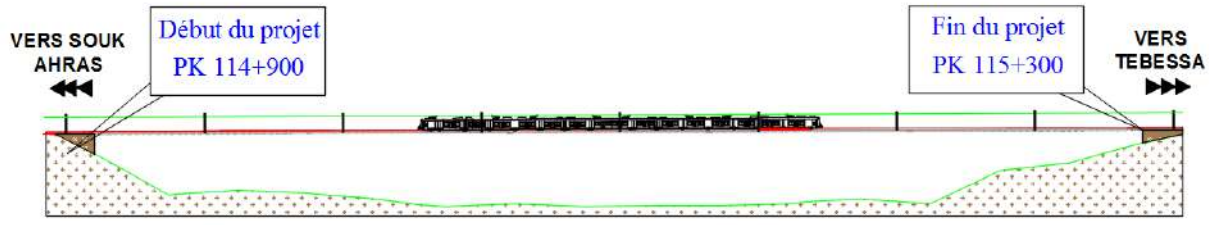


Figure II.3 : Profil en long de la voie portée.

❖ Profil en travers :

Le profil en travers n'est autre que :

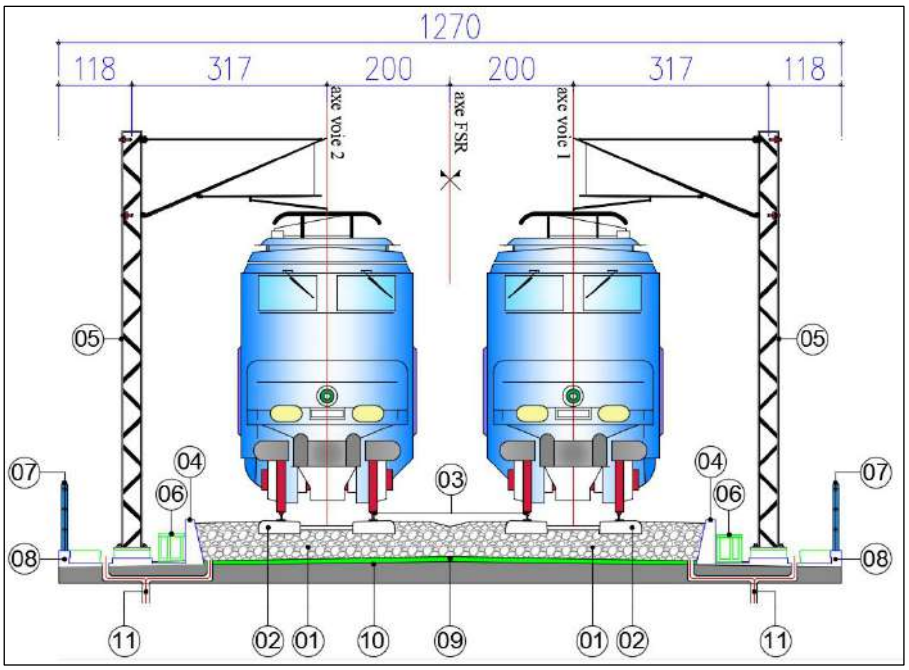


Figure II.4 : Profil en travers de la voie portée.

Le profil en travers est défini par :

- Largeur du tablier 12,70 m.
- Tablier en toit muni d'une pente de 2% de part et d'autres de l'axe du pont.
- 1 : Lit de ballast de 50 cm d'épaisseur.
- 2 : Traverses bi-blocs espacées de 60 cm.
- 3 : Rails.
- 4 : Murette trapézoïdale.
- 5 : Support caténaire espacés de 50 m.
- 6 : Caniveau de 45 cm de hauteur.
- 7 : Garde-corps de 110 cm de hauteur.
- 8 : Corniche.
- 9 : Etanchéité.
- 10 : Une chape de béton de 5 cm d'épaisseur.
- 11 : Système d'évacuation des eaux.

II.3.2. Les données naturelles

La quête des données naturelles est essentielle afin de déterminer les spécificités de conception qui s'adaptent au terrain traversé.

II.3.2.1. Topographie

Suite au données topographiques et la visite du site, on peut conclure que l'ouvrage est insérer dans une zone à caractère vallonné.

II.3.2.2. Géotechnique

L'étude géotechnique est primordiale pour tout projet d'ouvrage d'art car elle permet d'obtenir l'épaisseur des différentes couches lithologiques, leurs caractéristiques physiques, mécaniques ainsi que chimiques. Dans le but d'adapter le projet aux conditions du site pour

choisir une solution optimale de franchissement, le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (agressivité, gonflement, stabilité…). Les données géotechniques sont obtenues suite à des reconnaissances donnant des renseignements sur le terrain naturel rencontré, le niveau de la nappe phréatique et des indications quantitatives sur la nature des terres rencontrées tels que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité et Perméabilité

❖ Essais in situ :

Sur le site, le laboratoire chargé de l'étude a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :

- (06) Six sondages carottés de 35 m de profondeur.
- (06) Six forages pressiométriques de 35 m de profondeur.

❖ Essais au laboratoire :

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

- Densité sèche γ_d (t/m^3).
- Essai à la compression simple RC (bar).
- Limites d'Atterberg, Granulométrie.

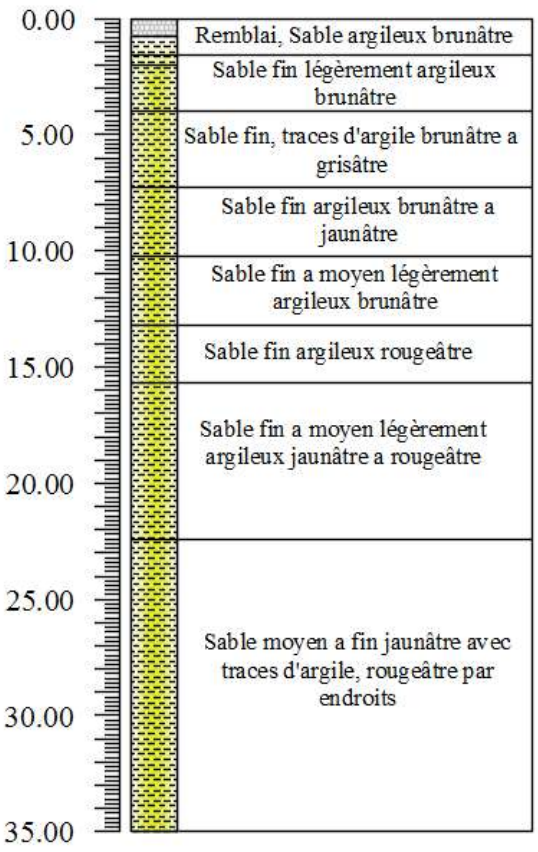


Figure II.5 : Coupe lithologique du terrain au PK 115 + 055,00.

II.3.2.3. Sismicité du site

Selon le RPOA 2008, la région de Souk Ahras est située dans la **zone l**, de faible sismicité. Sachant que la présente étude porte sur la réalisation d'un ouvrage d'art donc appartient au Groupe 1 (pont stratégique) ce qui signifie que le coefficient d'accélération à conférer pour le dimensionnement de cette architecture sera de A = 0,15.

II.3.2.4. Climatologie

Le climat de la région est influencé par des facteurs qui lui donnent des caractéristiques spécifiques.

❖ Température :

Les effets de la température sont essentiels à prendre en considération dans les calculs surtout dans le cas des ponts ferroviaires afin de prévoir l'interaction rail-structure. De ça fait l'étude de la variation des températures de la région démontre que le mois de janvier est le mois le plus froid avec une température moyenne de 9°C tandis que le mois d'aout est le plus chaud avec une température moyenne 26,7°C, ce qui donne un gradient de température de 18°C.

❖ La neige :

La région de Souk Ahras est connue ses quantités de neiges époustouflantes notamment au mois de janvier.

❖ Pluviométrie :

La wilaya de Souk Ahras est caractérisée par un climat semi-humide qui se distingue par un été chaud et un hiver froid et humide ce qui a permis d'avoir une pluviométrie atteignant 800 mm en moyenne par an.

❖ Le vent :

Distante de 80 km de la mer Méditerranée la région est caractérisée par une pénétration aisée des courants marins et humides présentant une vitesse moyenne de 13 km/h.

❖ L'humidité :

La région présente un caractère d'humidité inférieur à 5 % du début du mois de décembre à la fin du mois de février, mais celui-ci dépasse les 80 % en été.

II.4. CONCLUSION

A la fin de ce chapitre, on peut conclure que la reconnaissance du sol est primordiale pour la conception d'un ouvrage de rendement optimal, la connaissance des données fonctionnelles est une information importante pour le choix du type d'ouvrage à prévoir et enfin l'acquisition des informations sur les caractéristiques du site joue un rôle majeur pour la détermination du mode fonctionnement du tablier.

CHAPITRE : III

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous traiterons la conception et le pré-dimensionnement de notre ouvrage, qui a pour objectif de déterminer le type d'ouvrage a projeté, et qui pourra par la suite répondre aux différentes contraintes imposées par le site, des exigences architecturales et paysagères tout en respectant l'enveloppe économique.

Pour satisfaire ces objectifs nous devrions effectuer une étude multicritères sur chacune des variantes entretenues, pour enfin choisir celle qui présente des caractéristiques optimales selon :

- La nature de l'obstacle à franchir.
- L'emplacement des appuis
- Les techniques et moyens de réalisation selon l'accessibilité du site.
- Le niveau d'eau selon les crues centennales.
- L'esthétique de l'ouvrage.

III.2. DEMARCHE DE CHOIX DES VARIANTES

Afin de limiter notre choix, nous devrions tout d'abord passer par une brève présentation des gammes des portées usuelles des ponts selon la technique de construction et les matériaux utilisés.

III.2.1. Gamme de portée

Tableau III.1 : Gamme de portée.

Type de l'ouvrage		La gamme de portée
	Pont dalle armé (PSIDA)	7 à 15 m
PSIDP	Dalle pleine	14 à 20 m
	Dalle pleine poussée	10 à 20 m
	Dalle à large encorbellement	18 à 25 m
Pont dalle nervure	A hauteur constante	25 à 30 m
	A hauteur variable	35 à 45 m
Poutres préfabriquées	Pré-tension (PRAD)	10 à 30 m
	Post-tension (VIPP)	20 à 50 m
Pont mixte	Bipoutre isostatique	30 à 80 m
	Bipoutre continue	40 à 90 m
	Quadri poutre	40 à110 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section constante		40 à 80 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section variable		65 à 200 m
Pont hauban		Plus de 100 m
Pont suspendu		Plus de 100 m

III.2.2. Longueur de l'ouvrage

La longueur dépend des contraintes imposées par le site d'implantation de l'ouvrage ainsi que la conception du remblai d'accès et les appuis d'extrémités (la hauteur normale de remblai

varié entre 6 à 8 m selon le document SETRA). En respectant les recommandations de conception des culées et en tenant compte du double point de vue, à savoir, économique et esthétique, on fixe la position des extrémités du pont au point d'intersection du terrain naturel avec une hauteur de remblai d'environ de 6 m, ceci nous amène à trouver une longueur totale de l'ouvrage égale à 370 m.

III.2.3. Choix des variantes

D'après l'analyse des données acquises sur le site en terme : d'obstacles à franchir, du gabarit à respecter, la longueur de brèche, et afin d'éviter d'implanter un nombre énorme de piles, il est recommandé d'éliminer les portées inférieures à 30 m.

Les contraintes budgétaires et la situation géographique du site de l'ouvrage ne nous permettent pas de converger vers un pont exceptionnel tel que : pont hauban ou suspendu.

Il est alors préférable de limiter notre choix aux trois variantes suivantes :

- Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP).
- Pont mixte bipoutre continu avec une section constante.
- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

III.3. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.3.1. VARIANTE 1 : « PONT A POUTRES PRECONTRAITES DU TYPE VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes a Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont la solution la plus adaptées pour la plupart des ouvrages qui présentent une multitude de travées identiques, ce qui facilite sa réalisation suite au processus itérative de sa mise en place.

La partie porteuse de ce type de pont est constituée de poutres longitudinales, équidistantes en ligne droite et proportionnelles en courbe, de même hauteur, solidarisées par un hourdi de faible épaisseur et par des entretoises aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui.

III.3.1.1. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

❖ <u>Conception des piles/culées :</u>

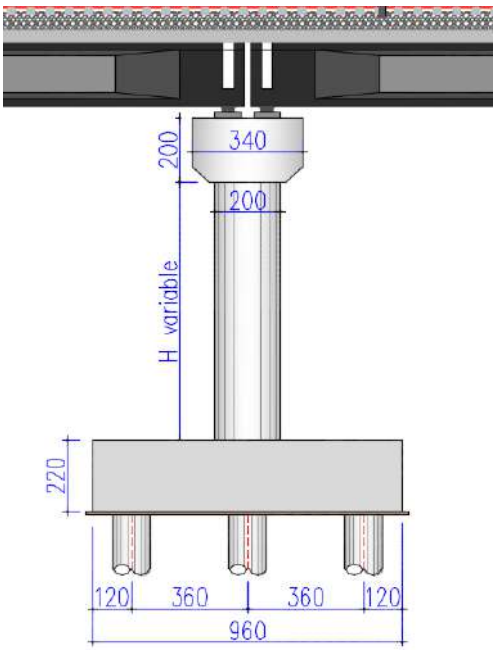
Les piles et les culées sont des appuis intermédiaires (appuis de rive pour le cas de la culée) destinés à supporter le poids de l'ouvrage et transmettre l'ensemble des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Leurs conception est fonction de :

- Mode de construction du tablier (la liaison pile-tablier).
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.

❖ <u>Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :</u>

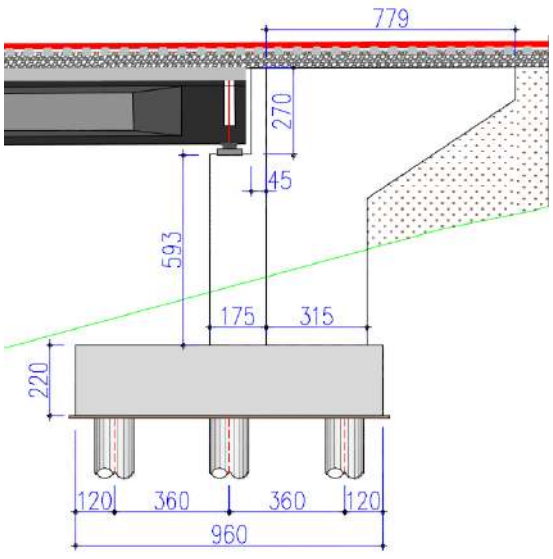
Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

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

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	3,4	
	Longueur	12,7	
	Hauteur	2,0	
Fûts	Diamètre	2,0	
	Nombre	3 / Pile	
	Hauteur	$H_1 = 17,44$ - $H_2 = 17,61$ $H_3 = 21,63$ - $H_4 = 21,82$ $H_5 = 22,72$ - $H_6 = 22,57$ $H_7 = 21,51$ - $H_8 = 22,17$ $H_9 = 10,05$	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	13,20	
	Hauteur	2,2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,20	
	Profondeur	20	

❖ Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :

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

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	5,93 - 8,60	
	Longueur	12,7	
	Épaisseur	1,75	
Mur en retour	Épaisseur	0,6	
Mur garde grève	Hauteur	2,70	
	Épaisseur	0,50	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	13,20	
	Hauteur	2,2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,20	
	Profondeur	20	

III.3.1.2. Pré-dimensionnement de la superstructure

❖ Conception longitudinale :

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 10 travées équidistantes d'une longueur de 36,5 m, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 369,3 m.

❖ **Conception transversale :**

Le pré-dimensionnement a été élaboré conformément au guide de conception SETRA [VIPP/1996].

Tableau III.4 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Eléments	Ratio usuel	Valeur retenue (cm)
Largeur totale	-	1 270
Longueur de la poutre	-	36 500
Hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	230
Epaisseur de la dalle	$16 < e < 25$	30
Hauteur de la poutre	$H_t = H_p + e$	200
Entraxe des poutres	$1.30\ m < \lambda < 2.00\ m$	160
Nombre de poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	8 poutres
Largeur de la table de compression	$b > 0.6\ H_p$ (assurer la stabilité au déversement)	130
épaisseur de la table de compression	$12cm < e_1 < 15\ cm$	20
Inclinaison de la table de compression	$1/15 < \beta < 1/10$	1/10
Gousset inférieur/supérieur	$30° < \alpha < 45°$	45°
Largeur des talons	$60cm < L < 90\ cm$	65
Hauteur du talon	$10\ cm < E_t < 20\ cm$	25
Epaisseur de l'âme b_0 a mi- travée	$E_{a\text{-}mitravée} \geq 14 + \Phi$, avec $\Phi = 8$ cm (diamètre de la gaine de précontrainte)	30
Epaisseur des âmes en zone d'about	$E_{a\text{-}about} = E_{a\text{-}mitravée} + 30\ cm$	65
Epaisseur de l'entretoise d'about	$25\ cm < E_e < 30\ cm$	35
Hauteur de l'entretoise d'about	$H_e = H_p - 0.55$	145

III.3.1.3. Conception 3d de la variante

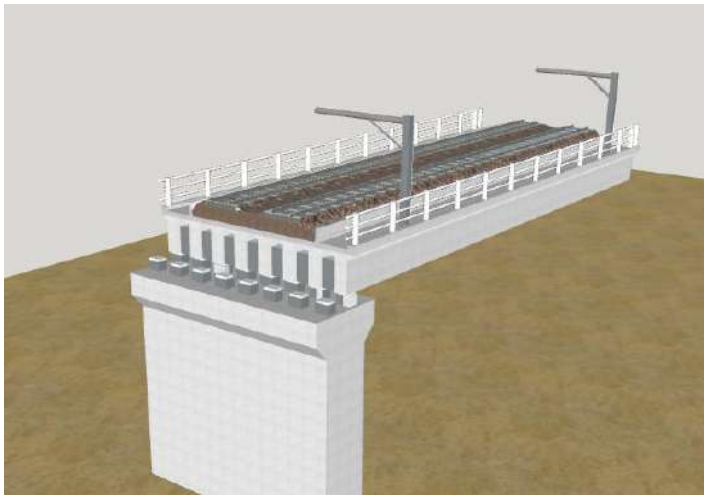
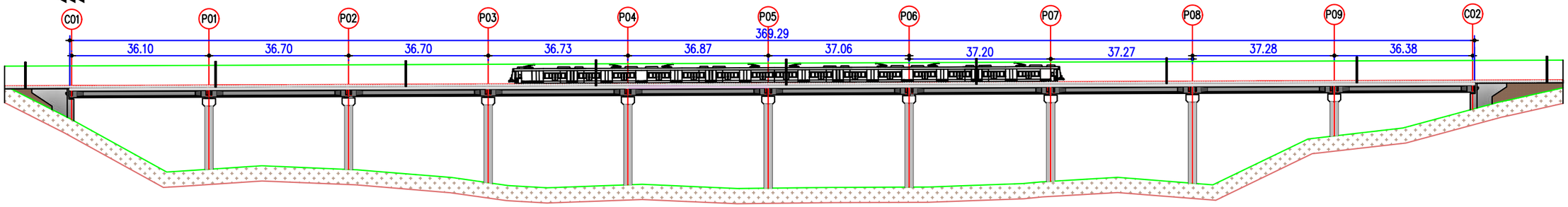


Figure III.1 : Présentation 3d de la variante 1.

VERS SOUK AHRAS

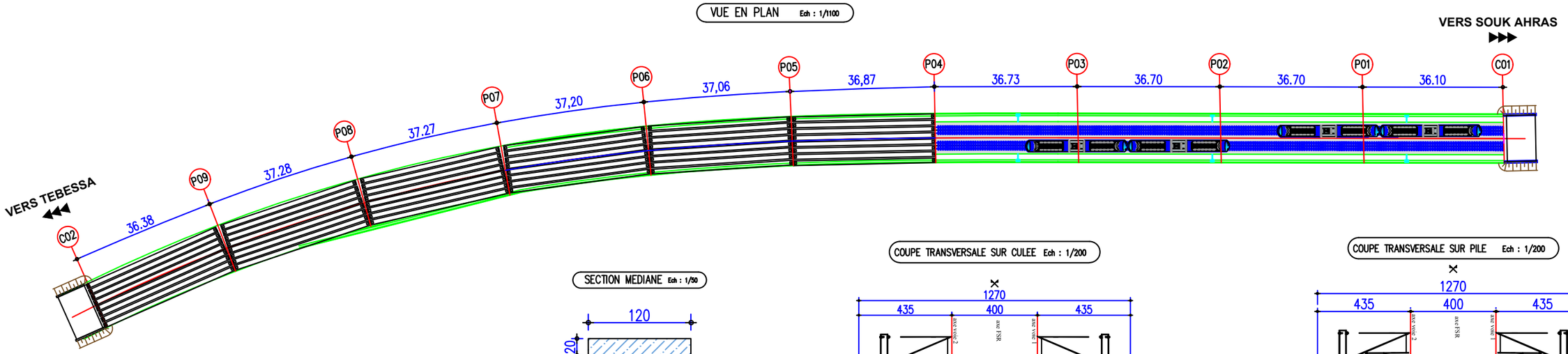
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/1100

VERS TEBESSA

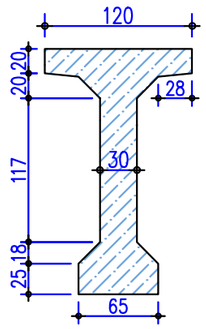


VUE EN PLAN Ech : 1/1100

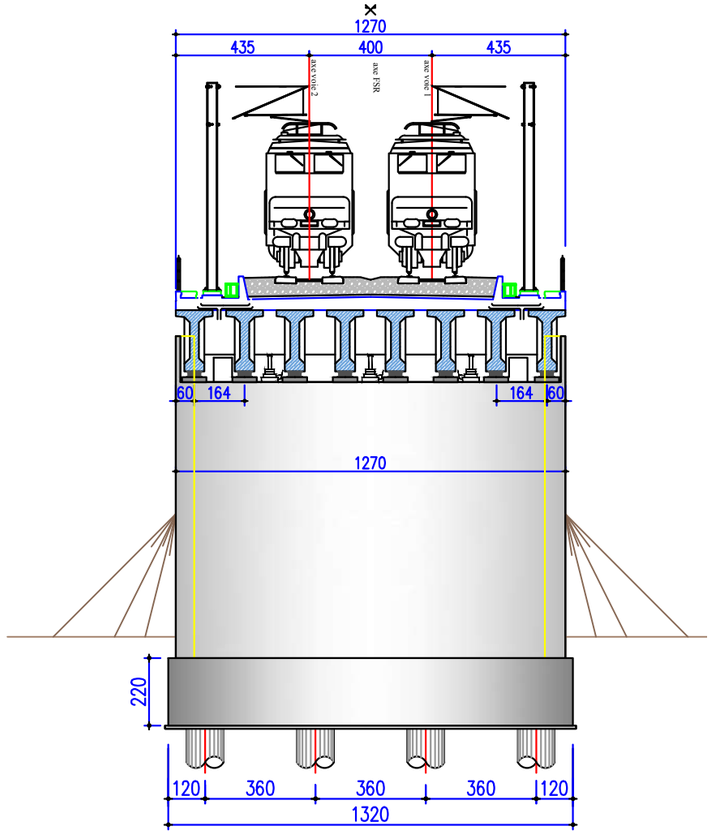
VERS SOUK AHRAS



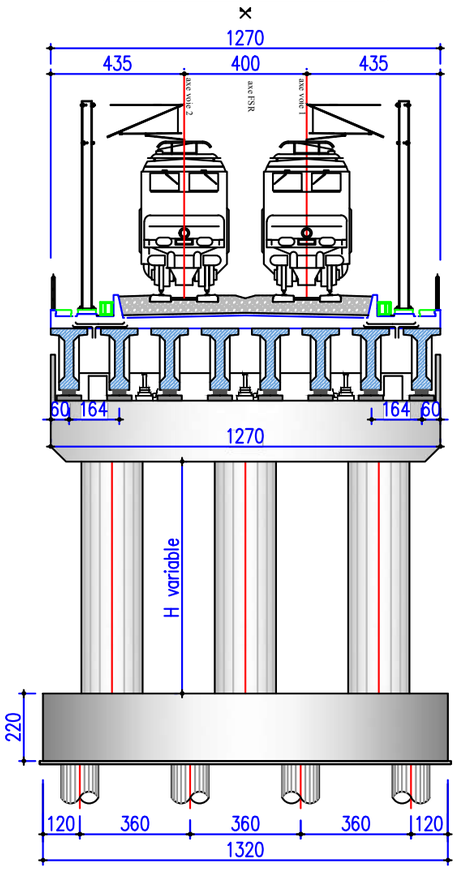
SECTION MEDIANE Ech : 1/50



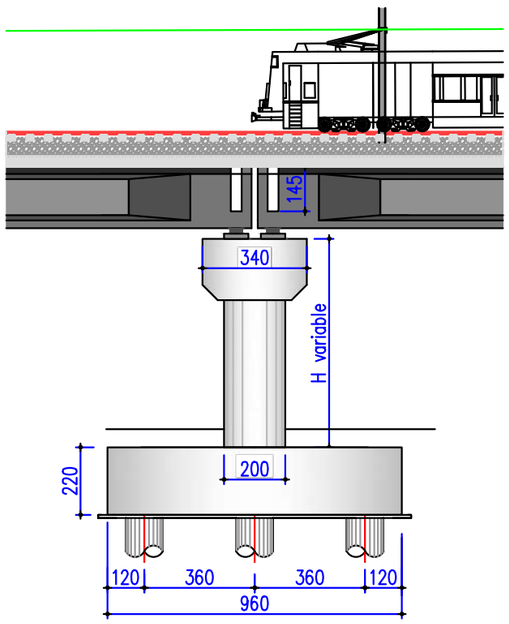
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



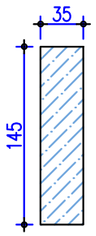
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/200



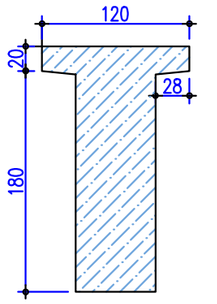
COUPE LATERALE SUR PILE Ech : 1/200



ENTRETOISE D'ABOUT Ech : 1/50



SECTION D'ABOUT Ech : 1/50



III.3.2. VARIANTE 2 : « PONT VOUSSOIRS BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSUFS »

III.3.2.1. Description de la méthode

Cette méthode de construction en encorbellement successif a été adaptée dans de nombreux projets ce qui témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Ce mode de construction consiste, dans les cas les plus courants à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles ; après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on fixe ce dernier à la partie de l'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte, ce qui permet au tronçon de devenir alors autoporteur et offre ainsi une possibilité de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant.

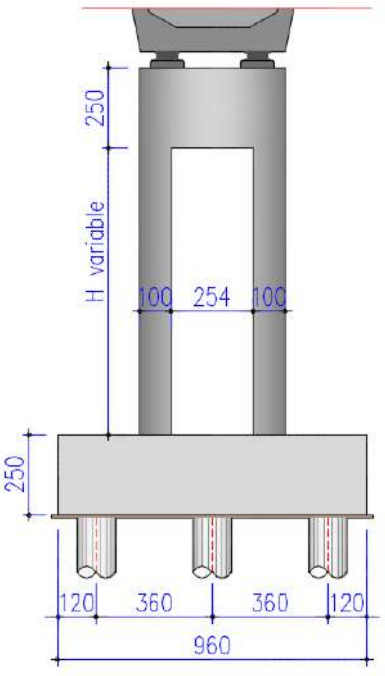
Lorsque l'ensemble des voussoirs ont été confectionnes de part et d'autre de la pile, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

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, 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.

III.3.2.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

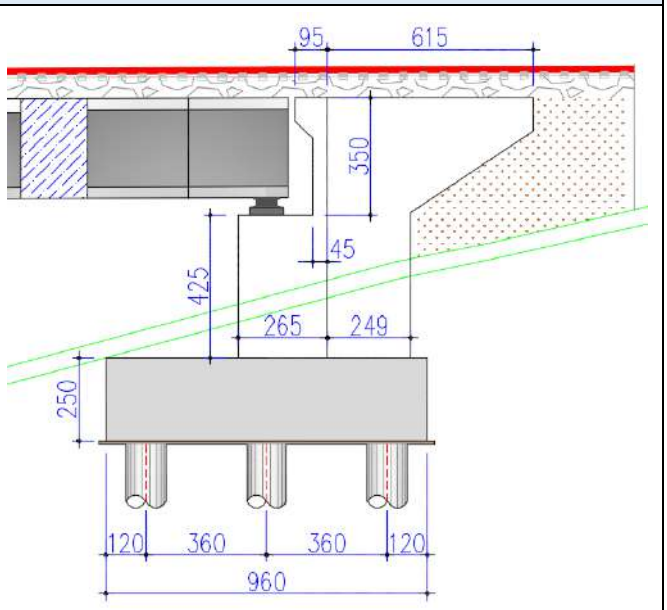
❖ Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :

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

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	7,0	
	Largeur	4,54	
	Epaisseur	1,0	
	Hauteur	$H_1 = 15,4$ $H_2 = 19,9$ $H_3 = 20,5$ $H_4 = 19,7$ $H_5 = 9,0$	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	13,2	
	Hauteur	2,5	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	25	

❖ Pré dimensionnement des culées remblayées/ Guide SETRA :

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

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	6,1 – 4,25	
	Longueur	12,7	
	Épaisseur	2,5	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3,5	
	Épaisseur	0,45	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	13,2	
	Hauteur	2,5	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	25	

III.3.2.3. Pré-dimensionnement de la superstructure

❖ Conception longitudinale :

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 06 travées, comportant 04 travées principales d'une longueur de 72,3 m comprises entre deux travées de rives, possédant une longueur de 42,50 m au début de l'ouvrage et à la fin, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 375,5 m.

❖ Découpage des voussoirs :

Pour un pont voussoirs préfabriqué par encorbellements successifs, et en tenant compte des moyens de réalisation disponibles, on adapte alors trois types de voussoirs :

Tableau III.7 : Découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenue
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées selon l'équipage mobile disponible sur site, et sont généralement compris entre 7 et 10 m.	8 m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.	4,45 m
Voussoirs de clavage	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1,5 à 3 m.	2 m

Utilisant ce découpage, nous allons donc disposer, d'un nombre total de 83 voussoirs distribués comme suit :

- 05 voussoirs sur pile.
- 70 voussoirs courants.
- 06 voussoirs de clavage.
- 04 voussoirs sur culée.

❖ Conception transversale :

Ayant une largeur de tablier inférieur à 20 mètres ceci dit la solution la plus économique reste toujours ou presque constituée d'un caisson à section fermée, Et en se basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) le dimensionnement des différents éléments constitutifs des voussoirs (figure XX), est résumé dans le tableau III.9 suivant :

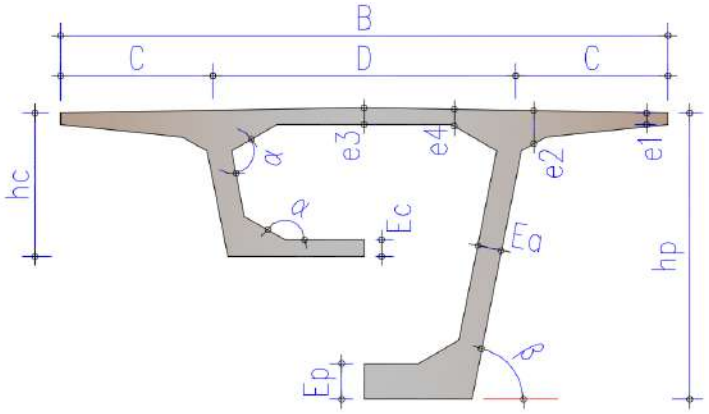


Figure III.2 : Notation des dimensions.

Tableau III.8 : Récapitulatif du pré dimensionnement de la variante 2.

Dimensions	Ration usuel	Valeur retenue (cm)
Hauteur VSP	$\frac{L}{h_P} = 14 + \frac{L}{45}$	600
Hauteur à la clef	$\frac{L}{h_C} = 19 + \frac{L}{7}$	300
Largeur du voussoir	B	1 270
C	B/4	315
D	B - 2C	640
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	25
e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	50
e_3	$e_3 > e_2 - 10$ cm et $e_3 > 1{,}5 \times e_4$	35
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
E_a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	50
E_P	$35 < E_P < 80$ cm	75
E_c	$E_c \geq 1/3\ E_P$	35
Gousset supérieur	$30° < \alpha < 45°$	30°
Gousset inférieur	$40° < \beta < 45°$	30°

Sachant que l'ouvrage mit en étude présente une longueur de travée de 72,3m qui est supérieure à 40 à 65 m, ce qui exige pour des raisons d'économie d'opter pour un pont a section variable.

La variation de hauteur est établie suivant l'équation suivante :

$$h(x)= h_p - 2 \times (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Tandis que la variation de l'épaisseur du hourdis inférieur suit l'équation suivante :

$$E(x)= E_p - 2 \times (E_p - E_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (E_p - E_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

III.3.2.4. Présentation 3d de la variante 2

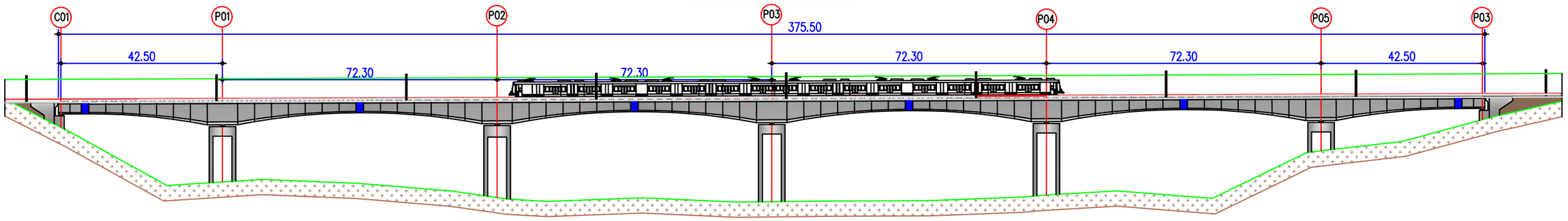


Figure III.3 : Conception 3d de la variante 2.

VERS SOUK AHRAS

VERS TEBESSA

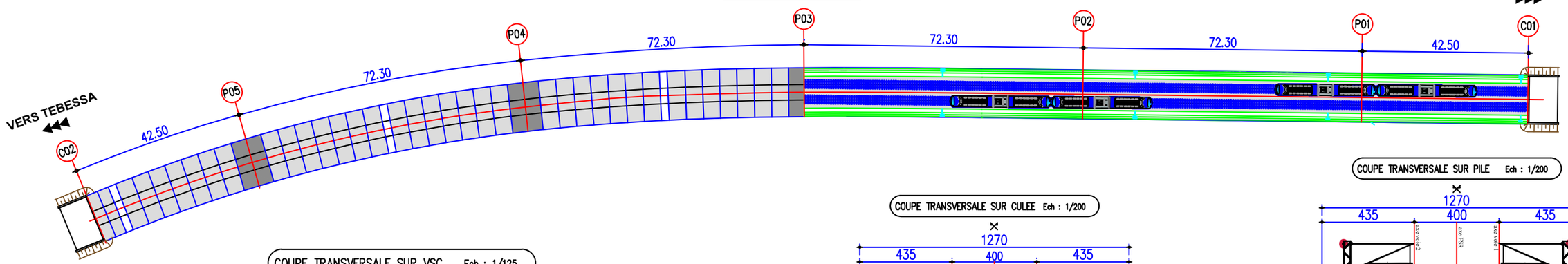
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/1100



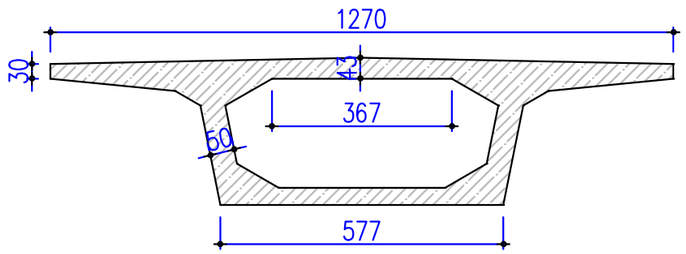
VUE EN PLAN Ech : 1/1100

VERS TEBESSA

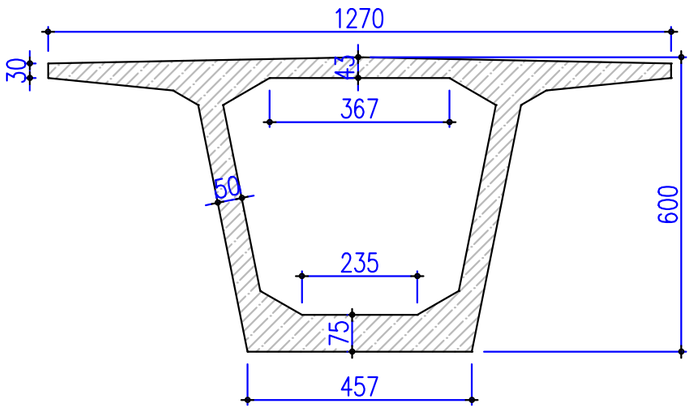
VERS SOUK AHRAS



COUPE TRANSVERSALE SUR VSC Ech : 1/125



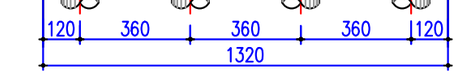
COUPE TRANSVERSALE SUR VSP Ech : 1/125



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/200



THÈME : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE SUR LA LIGNE MINIERE EST DE TEBESSA A ANNABA DU PK114+925 AU PK115+300	CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 02 : PONT VOUSSOIRS CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSUFS	Page : 35

III.3.3. VARIANTE 3 : « PONT MIXTE »

Les ouvrages mixtes à poutre ont fait leurs preuves dans le domaine des ponts suite à la baisse graduelle du prix de l'acier et la hausse des coûts de main-d'œuvre ce qui a conduit les ingénieurs concepteurs à atténuer. Les structures complexes et parfois lourdes d'autrefois pour faire place à des structures aux formes allégées et simplifiées. Cette forte tendance à la simplification a largement orienté la conception des ponts vers les ossatures mixtes constituées par une dalle en béton armé associée à deux ou plusieurs poutres métalliques en I.

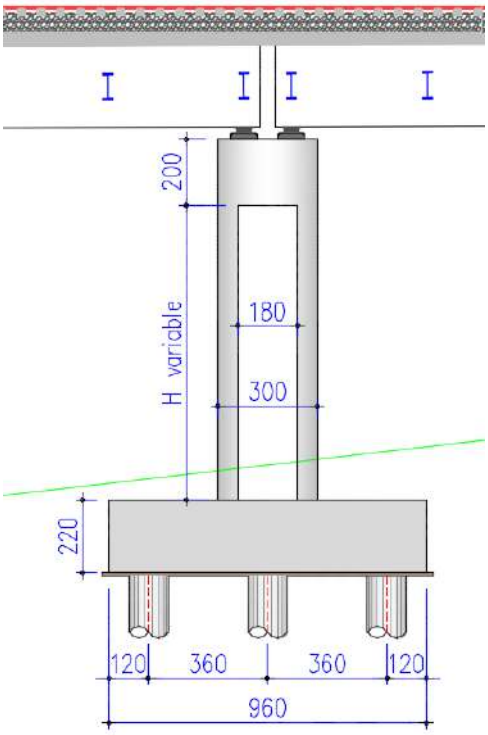


Figure III.4 : Coupe transversale d'un pont mixte.

III.3.3.1. Pré-dimensionnement de l'infrastructure :

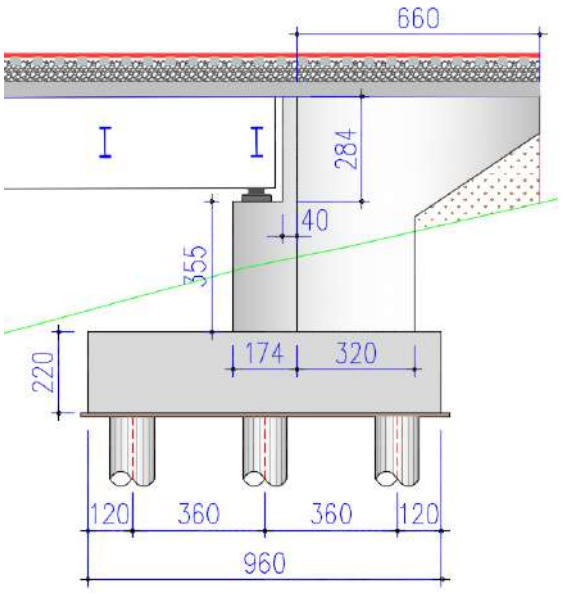
❖ Pré-dimensionnement des piles :

Tableau III.9 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Pile	Largeur	3	
	Longueur	10,70	
	Hauteur	H_1 = 19,20 - H_2 = 18,85 H_3 = 22,90 - H_4 = 23,35 H_5 = 24,20 - H_6 = 24,05 H_7 = 22,75 - H_8 = 23,65 H_9 = 10,90	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	13,2	
	Hauteur	2,2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,20	
	Profondeur	15	

❖ Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :

Tableau III.10 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	3,55 - 4,85	
	Longueur	12.7	
	Épaisseur	1,74	
Mur en retour	Épaisseur	0,6	
Mur garde grève	Hauteur	2,84	
	Épaisseur	0,4	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	13,2	
	Hauteur	2,2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	15	

III.3.3.2. Pré-dimensionnement de la superstructure :

❖ Conception longitudinale :

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 10 travées équidistantes d'une longueur de 38 m, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 382,25 m.

❖ Conception transversale :

Ayant un tablier plutôt large (12,7 m), la solution la plus courante consiste à connecter longitudinalement une dalle en béton aux 03 poutres et transversalement à des pièces de pont espacées de 4,11 m.

❖ Conception des poutres principales :

La poutre principale est constituée de profilés reconstitués soudés de forme I, comportant donc une âme et deux semelles, dont les dimensions sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11 : Dimensionnement des poutres métalliques.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	350
Hauteur sur pile	H = L/25	2 500
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005 \times d$	25
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_i \leq 150$	30
Epaisseur de la semelle inferieure	$20 \leq t_s \leq 150$	70
Largeur semelle inferieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1\,200 \text{ mm}$	800
Largeur semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1\,000 \text{ mm}$	700

❖ Conception des pièces de pont :

Les pièces de pont sont des profilés en I à âme pleine, disposées transversalement au tablier avec un espacement de 4 m, composée généralement de tôles soudées, portant directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales.

Tableau III.12 : Dimensionnement des pièces de pont.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Hauteur de la pièce de pont H_{pp}	$L_t / 15 \leq H_{pp} \leq L_t /10$	800
Largeur de la semelle b_{pp}	$220\ mm \leq b_{pp} \leq 300\ mm$	300
Epaisseur de la semelle t_{pp}	Environ de 20 mm	30
Epaisseur de l'âme $t_{w\text{-}pp}$	$10\ mm \leq t_{w\text{-}pp} \leq 12\ mm$	12

❖ **Choix de la nuance d'acier :**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette dernière est caractérisée par la ténacité de l'acier, autrement dit, il dispose d'une capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

❖ La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La dalle est assemblée avec la semelle supérieure des profilés métalliques par l'intermédiaire d'un organe mécanique sous forme de tige appelé « goujon », permettant alors d'éviter tout glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

❖ L'épaisseur de la dalle :

Afin d'éviter toute contrainte d'encombrement de ferraillage dans la phase de dimensionnement, nous allons adapter une dalle en béton armé d'une épaisseur de 35 cm et munie d'une pente transversale de 2 % pour assurer l'écoulement des eaux.

III.3.3.3. Présentation 3d de la variante 3

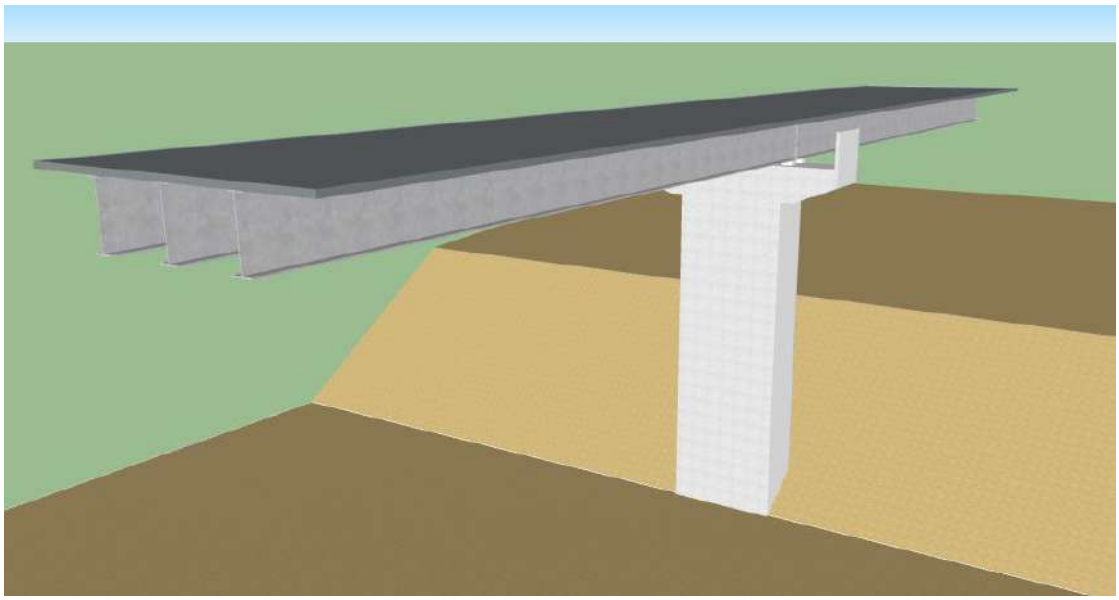
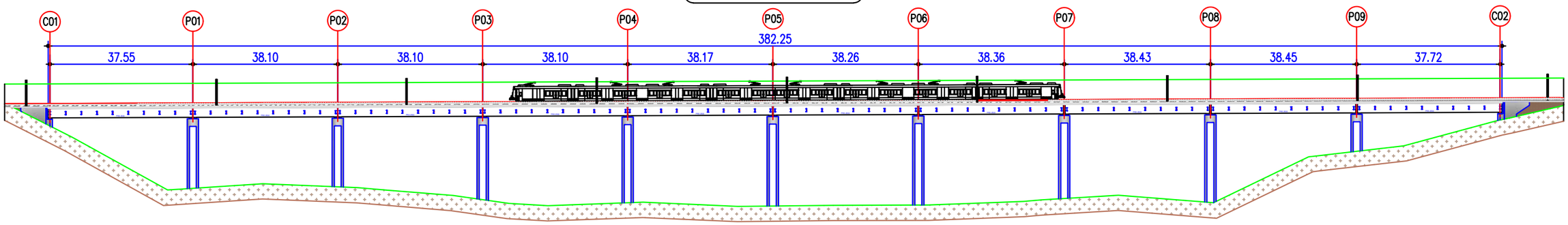
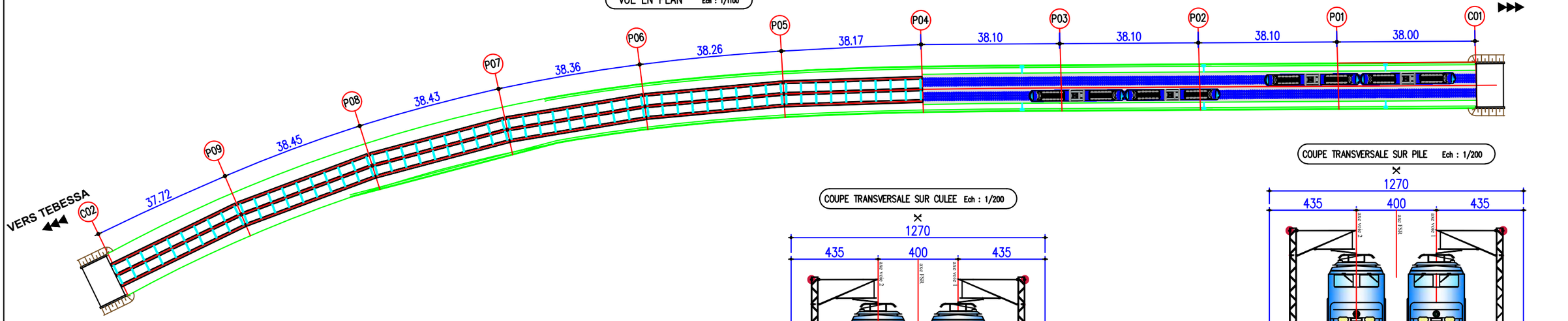


Figure III.5 : Conception 3d de la variante 3.

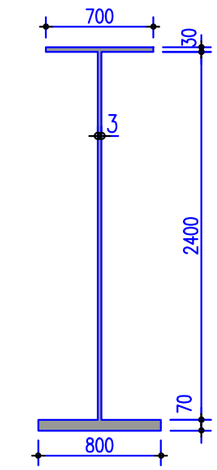
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/1100



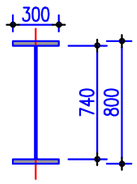
VUE EN PLAN Ech : 1/1100



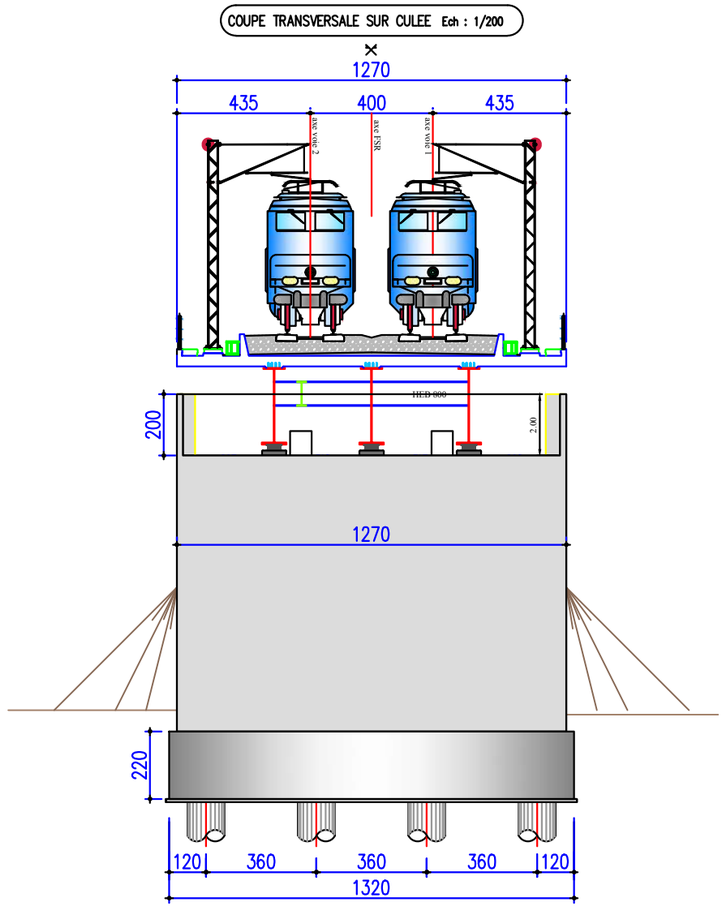
DETAIL POUTRE Ech : 1/40



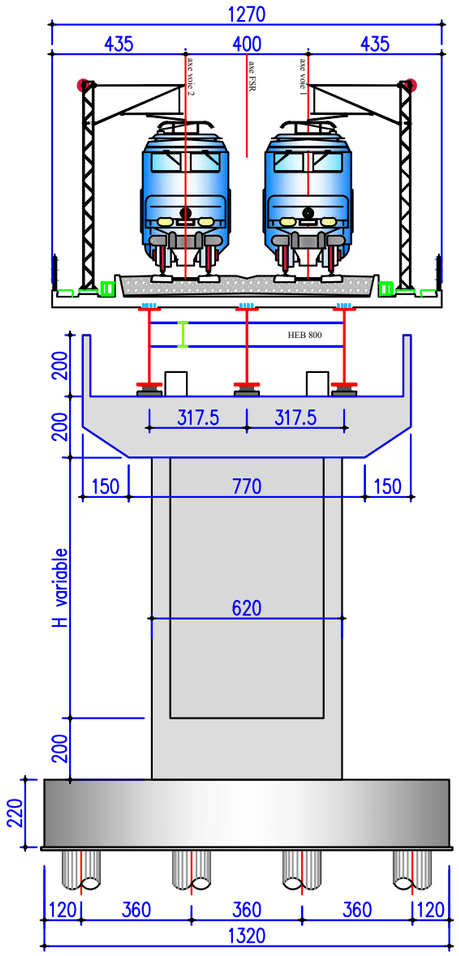
DETAIL ENTRETOISES Ech : 1/40



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/200



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/200



THÈME : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE SUR LA LIGNE MINIERE EST DE TEBESSA A ANNABA DU PK114+925 AU PK115+300	CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	Variante N° 03 : PONT MIXTE	Page : 39

III.4. VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT

A la fin du pré-dimensionnement de l'ensemble des variantes proposées, nous allons effectuer un mince calcul en adaptant une seule combinaison de charges analogues aux trois variantes, dont le but est d'effectuer une comparaison diligente et superficielle.

Cette combinaison associe le poids propre aux surcharges suivantes :

G = 10 KN/m²
Q = 100 KN/ml/Voie

III.4.1. Vérification de la variante 1

III.4.1.1. Sollicitations

Les résultats de l'analyse sont exposés dans la figure ci-dessous.

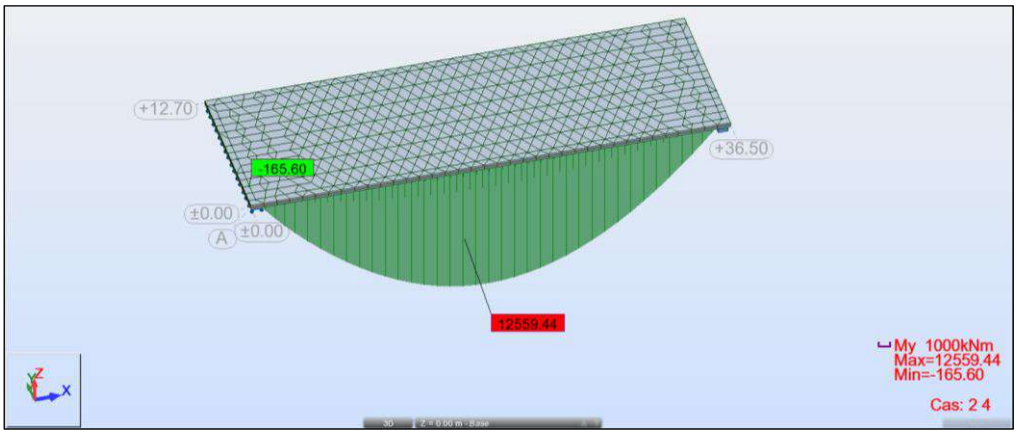


Figure III.6 : Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot.

III.4.1.2. Estimation de la section de précontrainte

La section de précontrainte est estimée à mi- travée où le moment fléchissant est maximal, mais les caractéristiques géométriques utilisées seront celles de la section intermédiaire et les câbles de précontrainte du type 13T15s.

$$\mathbf{A_p} = \frac{\mathbf{M_{ext}}}{\boldsymbol{\sigma_{p0}} \times \mathbf{Z_p}} \quad \text{et} \quad \mathbf{n} = \frac{\mathbf{A_p}}{(\mathbf{1} - \Delta\mathbf{P}) \times \mathbf{A_0}}$$

Avec :

$\mathbf{A_P}$: section de précontrainte à déterminer ;

$\mathbf{M_{ext}}$: moment maximal dû à la combinaison de charge G + Q, égale à 12,60 MN.m**.**

$\boldsymbol{\sigma_{p0}}$: sa tension d'origine est de **:** σ_{p0} = 1 488 MPa pour un câble de 13T15s.

$\mathbf{Z_p = 0{,}9\ d_p}$ = 0,9 × (0,9 × 2,35) = 1,903 m**.**

$\Delta\mathbf{P}$: perte de tension, elle est estimée dès le début de 25 %.

$\mathbf{A_0}$: section de précontrainte d'un câble, égale à 1 950 mm² pour un câble de 13T15s.

Application Numérique :

A_P = 4 448,51 mm² ➔ n ≥ 3,04

Prenons n **= 3 câbles 13T15s**

III.4.1.3 Vérification des contraintes

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques de la section à mi-travée. Les conditions à vérifier sont comme suit :

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

Avec :

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

- Contrainte limite de compression du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 21\ MPa$
- Contrainte limite de traction du béton : $\overline{\sigma_{bt1}} = 1{,}5 \times f_{t28} = 4{,}05\ MPa$ (H.S d'enrobage).
- Contrainte limite de traction du béton : $\overline{\sigma_{bt2}} = 1{,}0 \times f_{t28} = 2{,}7\ MPa$ (S d'enrobage).

Application Numérique :

$S = 1{,}73\ m^2$; $I = 0{,}93\ m^4$
$\upsilon = 0{,}90$ m ; $\upsilon' = 1{,}44$ m
d = 24 cm ; e = 1,2 m
$P_o = 8{,}64$ MN

$\overline{\sigma_{bt2}} = -2{,}7 \leq \sigma_{inf} = 1{,}54 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{bt1}} = -4{,}05 \leq \sigma_{sup} = 7{,}17 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

On en déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

III.4.2. Vérification de la variante 2

III.4.2.1. Sollicitations

Les résultats de l'analyse sont exposés dans la figure ci-dessous.

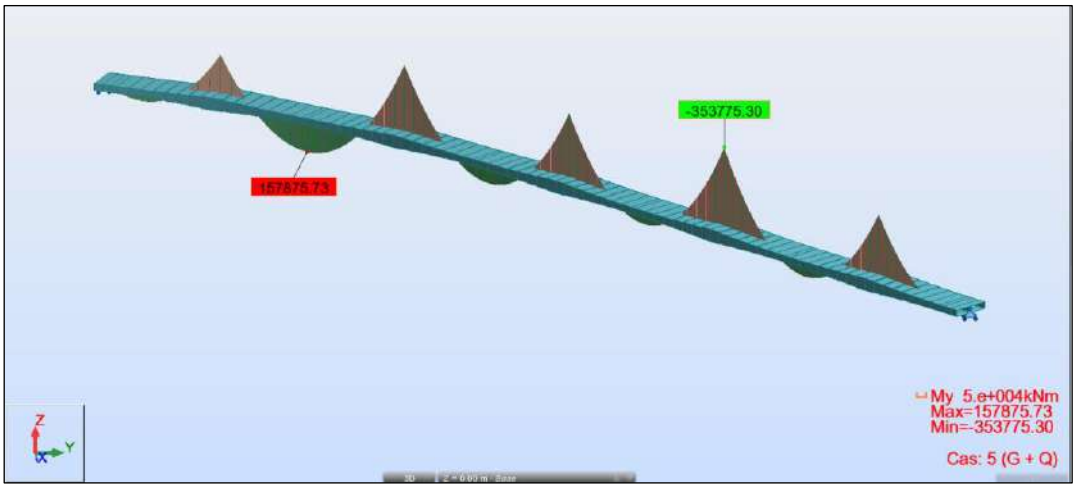


Figure III.7 : Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot.

III.4.2.2. Estimation des sections de précontraintes

L'estimation de section de précontrainte dans cette phase se basant sur l'approche d'utilisation la précontrainte intérieure pour reprendre le poids propre de l'ouvrage ainsi les charges et les surcharges effectives a introduit on le considère comme une poutre continue on calcule la précontrainte sur pile et à mi-travée.

Application Numérique :

- Sur pile

M = 353,775 MN.m ; Z_p = 0,9×0,9×6= 4,86 m
A_P = 48 920,17 mm² ➔ n ≥ 33,45
Prenons : **n = 34 câbles 13T15s**

- A mi-travée

M = 157,875 MN.m ; Z_p = 0,9×0,9×3 = 2,43 m.
A_P = 43 662,05 mm² ➔ n ≥ 20,42
Prenons : **n = 20 câbles 19T15s**

III.4.2.3. Vérification des contraintes

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

Application Numérique :

- Sur pile :

S = 15,01 m² ; I = 76,59 m⁴
υ = 2,52 m; υ' = 3,48 m
d = 15 cm ; e = 2,37 m
P_o = 97,92 MN

$\overline{\sigma_{bt2}} = -2,7 \leq \sigma_{sup} = 2,51 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{bt1}} = -4,05 \leq \sigma_{inf} = 12,08 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

- A mi-travée :

S = 10,88 m² ; I = 12,07 m⁴
υ = 1,12 m ; υ' = 1,88 m
d = 15 cm ; e = 0,97 m
P_o = 115,2 MN

$\overline{\sigma_{bt1}} = -4,05 \leq \sigma_{sup} = 14,85 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{bt2}} = -2,7 \leq \sigma_{inf} = 3,46 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

On en déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

III.4.3. Vérification de la variante 3

III.4.3.1. Sollicitations

Les résultats de l'analyse sont exposés dans la figure ci-dessous.

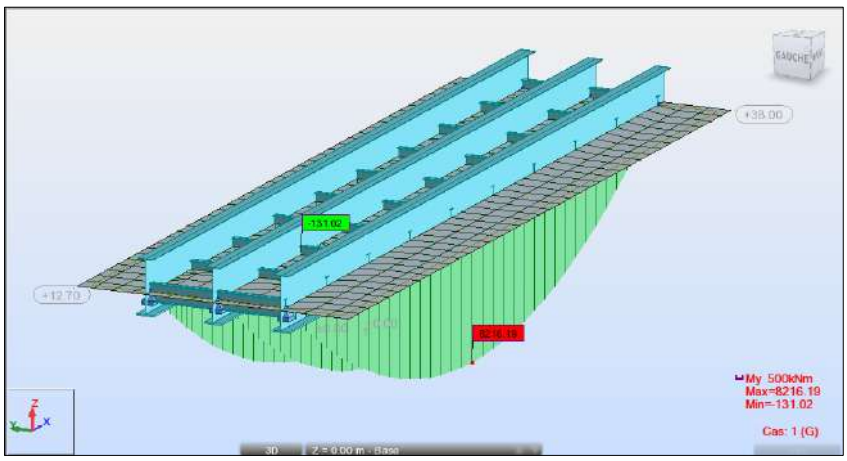


Figure III.8 : Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot.

III.4.3.2. Vérification du cisaillement « effort tranchant »

On vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante :

$$\frac{\mathbf{V_{Ed}}}{\mathbf{V_{él,Rd}}} \leq \mathbf{1}$$

Avec :

$$\mathbf{V_{él,Rd}} = \mathbf{A_V} \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_1}}$$

Tel que :

$\mathbf{V_{Ed}}$: valeur de calcul du moment fléchissant.
$\mathbf{V_{él,Rd}}$: le moment résistant de calcul au déversement.
$\mathbf{A_V}$: aire de cisaillement.
f_y : moment résistance élastique de section brute.
γ_{M_1} : coefficient de sécurité égale 1.1 (section classe 3).

Application Numérique :

$A_V = \mathbf{A - t_s b_s - t_i b_i + (t_w + 2r) t_i} = 0{,}0618\ m^2$
$V_{Ed} = 2\ 909{,}59$ KN ; $f_y = 235$ N/mm² ; $V_{él,Rd} = 7\ 622{,}6$ KN
$$\frac{2\ 909{,}59}{7\ 622{,}6} = 0{,}38 \leq 1$$

La condition de non -cisaillement est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

III.4.3.3. Vérification l'interaction entre l'effort tranchant et moment de flexion

$\frac{\mathbf{V_{Ed}}}{\mathbf{V_{él,Rd}}} \leq \mathbf{0,5}$ « Pas d'interaction » ; $\frac{\mathbf{V_{Ed}}}{\mathbf{V_{él,Rd}}} > \mathbf{0,5}$ « il y'a d'interaction »

Application Numérique :

$$\frac{2\ 909{,}59}{7\ 622{,}6} = 0{,}38 \leq 0{,}5 \text{ « Pas d'interaction »}$$

III.4.3.4. Vérification du voilement

On a une section de classe 3, donc on vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante :

$\frac{\mathbf{h_w}}{\mathbf{t_w}} \leq \mathbf{124}\ \varepsilon$, ™ : déformation élastique égale 1 pour section de classe 3 - S235.

Application Numérique :

$$\frac{2\ 500}{25} = 100 \leq 124$$

La condition de non -voilement est vérifiée, donc pas de risque de voilement.

III.4.3.5. Vérification de la stabilité au déversement

Il convient de vérifier une barre non maintenue latéralement et soumise à une flexion selon l'axe fort vis-à-vis du déversement de la façon suivant :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \; ; \; M_{b,Rd} = \xi_{LT} \frac{M_{el}}{\gamma_{M_1}}$$

Tel que :

M_{Ed} : valeur de calcul du moment fléchissant.
$M_{b,Rd}$: est le moment résistant de calcul au déversement.
ξ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.
M_{el} : moment résistance élastique de section bruite.

Application Numérique :

D'après l'application Socotec (dever CM) on a :
$\xi_{LT} = 0,26$; $M_{el} = 18\,769$ KN.m ; $M_{b,Rd} = 4\,492$ KN.m

$$\frac{26\,461,59}{4\,492} = 5,89 \geq 1$$

La condition de non-déversement est non vérifiée, il est donc nécessaire d'utiliser un blocage latéral aussi connus sous le terme de « raidisseurs ».

III.5. ANALYSE DES VARIANTES

III.5.1. Devis estimatif et quantitatif

Concernant la 1ère variante, les résultats sont exposés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.13 : Devis de la 1ère variante.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 244,00	55 000,00	123 420 000,00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6 732,00	2 500,00	16 830 000,00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	132,00	45 000,00	5 940 000,00
1.4	Recepage des pieux	U	132,00	25 000,00	3 300 000,00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	3,00	4 000 000,00	12 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**161 490 000,00**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	145,00	10 500,00	1 522 500,00

2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	3 070,00	15 000,00	46 050 000,00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M3	2 500,00	16 000,00	40 000 000,00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M3	467,00	16 000,00	7 472 000,00
2.5	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	4 850,00	18 000,00	87 300 000,00
TOTAL (Poste 2)					**182 344 500,00**

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	752,05	115 000,00	86 485 750,00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	873,00	125 000,00	109 125 000,00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	135,00	450 000,00	60 750 000,00
TOTAL (Poste 3)					**256 360 750,00**

Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art					
4.1	a-Amenée du matériel, installation de chantier : b-Repli du matériel c-Débroussaillage et essartage/Abattage, arrachage et dessouchage d'arbres/Décapage TV d-Etudes d'exécution	F	-	50 000 000,00	50 000 000,00
4.2	e-Transport et pose des poutres	F	-	100 000,00	10 000 000,00
TOTAL (Poste 4)					**60 000 000,00**

TOTAL HORS TAXES	**660 195 250,00**
T V A 19 %	**125 437 097,50**
TOTAL EN TTC	**785 632 347,50**
Sept cent quatre-vingt-cinq millions six cent trente-deux mille trois cent quarante-sept Dinars Algérien	

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

Tableau III.14 : Devis de la 2ème variante.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant

Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 100,00	55 000,00	115 500 000,00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6 300,00	2 500,00	15 750 000,00

1.3	Essais d'auscultation sonique	U	84,00	45 000,00	3 780 000,00
1.4	Recepage des pieux	U	84,00	25 000,00	2 100 000,00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	3,00	4 000 000,00	12 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**149 130 000,00**

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	95,00	10 500,00	997 500,00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées) et dalles de transition	M3	2 220,00	15 000,00	33 300 000,00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M3	1 460,00	16 000,00	23 360 000,00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M3	470,00	16 000,00	7 520 000,00
2.5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	4 680,00	36 000,00	168 480 000,00
TOTAL (Poste 2)					**233 657 500,00**

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	512,00	115 000,00	58 880 000,00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint	T	1 050,00	125 000,00	131 250 000,00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs	T	125,00	480 000,00	60 000 000,00
3.4	Acier de précontrainte de construction pour la stabilité par clouage	T	15,00	480 000,00	7 200 000,00
TOTAL (Poste 3)					**257 330 000,00**

Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art					
4.1	a-Amenée du matériel, installation de chantier : b-Repli du matériel c-Débroussaillage et essartage/Abattage, arrachage et dessouchage d'arbres/Décapage TV d-Etudes d'exécution	F	-	60 000 000,00	60 000 000,00
4.2	e-Etaiements des voussoirs coulés cintres	F	-	15 000 000,00	15 000 000,00
TOTAL (Poste 4)					**75 000 000,00**

TOTAL HORS TAXES	**715 117 500,00**
T V A 19 %	**135 872 325,00**
TOTAL EN TTC	**850 989 825,00**
Huit cent cinquante millions neuf cent quatre-vingt-neuf mille huit cent vingt-cinq Dinars Algérien	

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

Tableau III.15 : Devis de la 3ème variante.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 980,00	55 000,00	108 900 000,00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	5 940,00	2 500,00	14 850 000,00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	132,00	40 000,00	5 280 000,00
1.4	Recepage des pieux	U	132,00	24 000,00	3 168 000,00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	3,00	4 000 000,00	12 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**144 198 000,00**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	144,45	10 500,00	1 522 500,00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	3 066,62	15 000,00	45 975 000,00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M3	2 382,81	16 000,00	38 080 000,00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M3	286,71	16 000,00	4 560 000,00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	M3	1 881,09	18 000,00	33 840 000,00
TOTAL (Poste 2)					**123 977 500,00**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	679,60	115 000,00	78 200 000,00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	338,60	125 000,00	42 500 000,00
3.3	acier charpente métallique pour tablier (poutres + entretoises)	T	1359,54	320 000,00	435 200 000,00
3.4	Assemblage et montage du tablier métallique	T	1359,54	80 000,00	108 800 000,00
TOTAL (Poste 3)					**664 700 000,00**
Poste 4 : Forfait section ouvrages d'art					
4.1	a-Amenée du matériel, installation de chantier : b-Repli du matériel c-Débroussaillage et essartage/Abattage, arrachage et dessouchage d'arbres/Décapage de la terre végétale d-Etudes d'exécution	F	-	60 000 000,00	60 000 000,00

4.2	e-Echafaudage pour le montage du tablier	F	-	15 000 000,00	15 000 000,00
TOTAL (Poste 4)					**75 000 001,00**

TOTAL HORS TAXES	**1 007 875 501,00**
T V A 19 %	**191 496 345,19**
TOTAL EN TTC	**1 199 371 846,19**
Un milliard cent quatre-vingt-dix-neuf trois cent soixante-onze milles huit cent quarante-six Dinars Algériens	

III.5.2. Technique de réalisation et entretien

La technique de réalisation ainsi que l'entretien jouent un rôle essentiel dans le choix du type de pont a projeté. De ce fait, choisir entre une réalisation en place et des éléments préfabriqués est influencé principalement par le caractère accidentel du site.

Pour la 1ère variante qui est la plus utilisée ce qui signifie, une bonne maitrise de la préfabrication des poutres ainsi que la réutilisation des coffrages, tandis que le transport et la mise en place de ces poutres n'est pas assez simple suite au caractère accidentel du site. L'entretien est assez simple ne nécessitant pas un grand budget.

Pour la 2ème variante, dont la réalisation se fera sur site à l'aide de coffrages amovibles ce qui nous épargne les contraintes liées aux transports, mais cette variante nécessite une main-d'œuvre qualifiée particulièrement lors de la mise en tension des câbles de précontrainte et le poids important du fait de l'épaisseur du tablier nécessite des fondations assez denses. L'entretien de celle-ci est laborieux notamment après les grands dégâts tels que les séismes.

Pour la 3ème variante qui commence à apparaitre du fait de la légèreté de son tablier, mais celle-ci nécessite également une main-d'œuvre très qualifiée particulièrement pour effectuer la délicate opération de soudure, et la méthode d'exécution adaptée pour ce type d'ouvrage est la méthode de lancement qui n'est pas simple suite à la présence d'une courbure. L'entretien de cette variante doit être périodique et minutieux suite à la corrosion que courent ces profilés métalliques suite aux forts taux d'humidité que connais la région.

III.5.3. Délai d'exécution

Les délais d'exécution varient selon l'entreprise et la disponibilité des matériaux et matériel.

Pour la 1ère variante nous avons une simultanéité d'exécution, car lors de la réalisation de l'infrastructure nous pouvons entamer la réalisation des poutres préfabriquées ce qui affecte le délai de réalisation.

Pour la 2ème variante la superstructure est conditionnée par l'infrastructure, c'est-à-dire qu'on ne peut réaliser les fléaux qu'à la fin de la réalisation des piles, mais ces fléaux présentent une souplesse d'exécution liée à l'opportunité d'accentuer la construction et ce, en multipliant le nombre de bases de départ.

Pour la 3ème variante dont les matériaux sont importés de l'étranger, ce qui peut entrainer des retards liés à l'approvisionnement des matériaux comme le cas d'une pandémie par exemple.

III.5.4. Coté esthétiques

Pour la 1ère et 3ème variante présentent un nombre fort important de piles ce qui affecte le paysage de la région, donnant ainsi le pressentiment d'un mille pattes géant qui règne sur la région.

Pour la 2ème variante qui présente un nombre assez restreint de pile avec des travées élancées munies d'une fluctuation de la hauteur du tablier.

III.5.5. Etude environnementale

L'étude d'impact sur l'environnement (EIE) est un processus qui, au tout début de la planification cerne et évalue les risques d'incidences environnementales découlant d'un projet prévu. L'EIE établit les mesures qui peuvent être adoptées pour contrer les effets environnementaux négatifs ou pour les réduire à des niveaux acceptables au préalable. L'EIE représente donc une approche proactive et préventive en matière de gestion et de protection environnementales.

L'ensemble des trois variantes présentent des risques sur la faune et la flore du site du fait que la région est connue pour sa diversité animalière et végétale, car l'emplacement des piles qui sera effectué par une réalisation en place devra être élaboré de manière à ne pas déranger les foyers des animaux en place (ne pas abattre les arbres contenant des nids d'oiseaux). Mais nous remarquons que la variante N°2 présente un nombre de piles inférieur à celui des deux autres variantes ce qui signifie un nombre inférieur d'arbres à abattre et de ce fait un impact moindre sur la faune et la flore.

La zone mise en étude est une zone montagneuse qui ne présente pas de zone d'habitation (les terrains sont propriétés de l'état), ni de terres agricoles (selon rapport géotechnique), ce qui signifie aucune expropriation. De ce fait les trois variantes ne présentent aucun risque sur le sol ni sur la population.

Le rapport hydrologique à montrer la présence d'eaux sous terrains ruisselant a 20 m de profondeur pour alimenter par la suite des sources d'eaux potables, et comme la profondeur des pieux a été estimée à 17 m pour 1ère variante et a 15 m pour la 2ème ce qui signifie pas de risque de contamination de celle-ci pour ces deux variantes. Tandis que pour la 3ème variante dont les pieux atteignent une profondeur de 25 m, ce qui présente un risque de contamination de ces eaux lors du forage de ces derniers, il est donc conseillé de prendre des dispositions afin d'éviter au maximum cette contamination à l'aide d'un chemisage.

Le risque de pollution des eaux de surface est à craindre en période pluvieuse (de Novembre à Mars), notamment pour la 2ème variante qui sera réalisée en place ce qui présente un risque considérable de déversement des substances chimiques tels que les résines de jointure, de même pour la 3ème variante qui, lors de l'entretien présente un risque de déversement des substances de même nature telle que les peintures anticorrosion. Tandis que la 1ère variante ne présente pas de risques contre les eaux de surface.

- ❖ <u>Impacts communs aux trois variantes :</u>

Sachant qu'il n'y a aucun site d'intérêt archéologique ou historique relevé tout au long du tracé, l'impact des trois variantes est donc considéré comme inexistant. Tout de même, la découverte de vestiges au cours des travaux d'excavation est peu probable.

Les émissions de poussières générées par les terrassements affecteront moyennement l'air. Ces poussières sont plus importantes en période sèche au cours des travaux (Mai à Septembre). Quant à leur trajectoire, celles-ci dépendront de la direction et de la force des vents.

Les impacts acoustiques sont de deux ordres, en phase de chantier et après la construction de la liaison. En phase de chantier, les nuisances sonores sont générées par les engins utilisés pour les différents travaux tels que les bulldozers, dumpers, etc. A titre d'exemple, le niveau de sonorité des engins neufs d'une puissance comprise entre 200 et 300 cv est de 89 dB à 7m de l'engin.

Tableau III.16 : Niveau de bruit en fonction de la distance et de la puissance des engins.

Distance (m)	Bruit des engins (dB) Puissance (200-300 CV)	Bruit des engins (dB) Puissance <200 CV
50	63,36	60,36
100	56,43	53,43
150	52,38	49,38
200	49,51	46,51

Ces niveaux excessifs de bruit peuvent affecter les ouvriers de chantier par l'augmentation des risques d'accident et la diminution de la production.

Tableau III.17 : Impacts communs aux trois variantes.

Designation	Milieu	Nature	Impact
Base vie	Physique	Paysages	Absence de remise en état des lieux
		Sols	Risque de dépôts de produits chimiques
		Ressources hydriques	Risque de pollution par les rejets de toute nature
	Socio-économique	Sécurité	Risque d'accidents par stockage de produits dangereux
		Sociologie	Création de litige avec la population locale
Aires de fabrication	Physique	Paysage	Défiguration et non remise en l'état
		Sol	Risque de déversement de produits chimiques
		Ressources hydriques	Risque de pollution par les dépôts d'agrégats et produits chimiques
		Bruit	Augmentation de la fatigue des travailleurs Augmentation des risques d'accidents
		Atmosphère	Production de fumée bleue et d'odeur Production de poussière
	Socio-économique	Sécurité	Risque d'accident
		Sociologie	Diminution de capacité globale et risque d'accident
Construction de routes d'accès	Physique	Paysage	Destruction de la végétation naturelle
		Sol	Consommation de terrain
	Socio-économique	Réseaux	Désorganisation des réseaux divers

III.6. CONCLUSION

Au cours de ce chapitre nous avions effectué une brève comparaison entre trois types d'ouvrages, ce qui nous a conduits au choix de la variante la plus adéquate pour ce site.

La variante du pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (1ère variante) aurait pu être la plus adaptée économiquement, mais ça reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site, le nombre important d'appuis et le tracé de la voie portée est caractérisé par un rayon. Ainsi que la variante du pont mixte tri-poutres à hauteur constante (3ème variante) qui aurait pu être convenable pour ce franchissement dans le cas où les délais d'approvisionnement des pièces métalliques ne constituent pas un considérable désagrément, cependant le coût peut s'opposer à ce choix.

Tandis que la structuration par encorbellements successifs (2ème variante) est la solution incontestable pour notre site accidentel.

CHAPITRE : IV

ANALYSE DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

Au cours du présent chapitre, nous allons définir et évaluer les principales actions occasionnées par l'ensemble des charges permanentes additionnées aux actions d'origine fonctionnelles ainsi que naturelles susceptibles d'intervenir au cours de la durée de vie de notre ouvrage.

Pour cela, nous commencerons par la définition de l'ensemble des matériaux de construction et leurs caractéristiques, et des normes et règlements en vigueur en Algérie.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement du présent ouvrage sera établi conformément aux règles appliquées dans notre pays :

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) Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.
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.
6) Guide SETRA.

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception ainsi que le calcul du pont.

On donne ci-dessous les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

IV.3.1. Béton

- Pour la superstructure, le béton sera dosé à 450 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec les caractéristiques mécaniques suivantes : f_{c28} = 35 MPa et f_{t28} = 2,7 MPa.
- Pour l'infrastructure, le béton sera dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec les caractéristiques mécaniques suivantes : f_{c28} = 27 MPa et f_{t28} = 2,22 MPa.

IV.3.2. Armatures

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

- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- Les aciers actifs : pour la précontrainte.

IV.3.2.1. Armatures Passives

Se présentent sous forme d'aciers de haute adhérence de nuance Fe E500.

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPa.
- Le module de la déformation élastique : E_s = 200 GPa.

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

IV.3.2.2. Armatures De Précontrainte

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 12T15s pour les câbles fléau, 19T15s pour les câbles de continuité et 15T15s pour les câbles de clouage de type TBR (très basse relaxation), classe 1860.

- Résistance ultime graphique : f_{prg} = 1 860 MPa.
- Limite élastique graphique : f_{peg} = 1 674 MPa.
- Module d'élasticité : E_p = 190 000 MPa.
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ = 150 mm².
- Section d'un câble :

  13T15s ➔ A_p = 1 950 mm², 15T15s ➔ A_p = 2 250 mm², 19T15s ➔ A_p = 2 850 mm².
- Diamètre de la gaine ; selon le nombre de torons elles sont attribuées comme suit :

  13T15s ➔ Φ = 80 mm, 15T15s ➔ Φ = 95 mm, 19T15s ➔ Φ = 100 mm
- Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures : ρ = 2,5 %
- Coefficient de recul d'ancrage : g = 2 mm.

  f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0.1 %.

  f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

IV.3.3. Contraintes Admissibles

IV.3.3.1. Béton

❖ <u>Contraintes admissibles à la compression :</u>

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

Le coefficient θ est fixé selon la durée d'application de la charge à :

- θ =1 lorsque la durée > 24h.
- θ = 0.9 lorsque cette durée 1 < h < 24 h.
- θ = 0.85 lorsqu'elle est < 1 h.

$$f_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} \ \textbf{(MPa)}$$

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	
ELU	f_{bu} (MPa)	γ_b = 1,5	19,83	15,30	$\gamma_b = \begin{cases} 1{,}5 & \text{Situation durable} \\ 1{,}5 & \text{Situation transitoire} \\ 1{,}15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
		γ_b = 1,15	25,87	19,96	
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		21,00	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 :

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

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

IV.3.3.2. Armatures

❖ Contrainte limite de traction des aciers :

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

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
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	$\sigma_s = \max\left\{\frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n = 1,6		250,00	250,00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0{,}4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n = 1,6		200,00	200,00

❖ Classe de justification de la précontrainte :

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

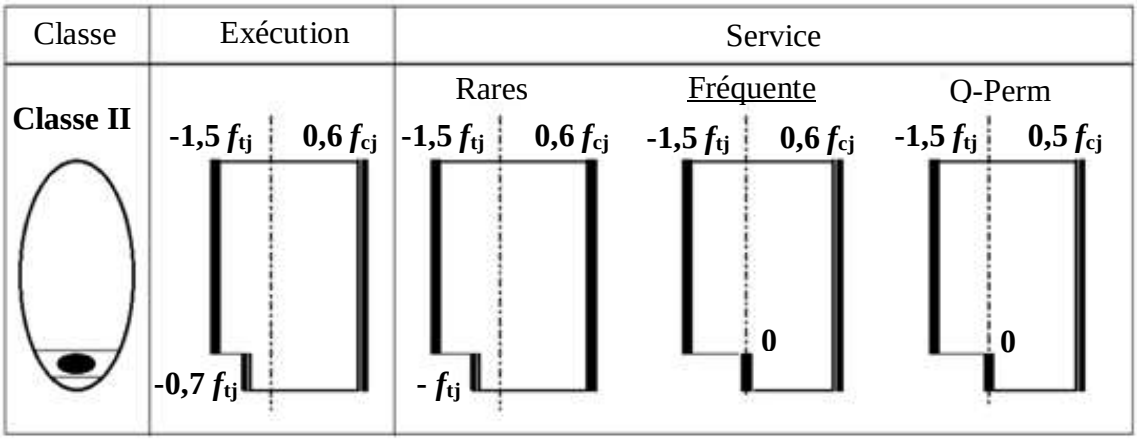


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Les Actions

Ajustées selon les exigences nationales et internationales correspondantes, les actions peuvent habituellement être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps et on distingue :

- Les actions permanentes : généralement hors trafic, ce sont celles qui sont constantes ou qui varient très peu dans le temps.

- Les actions variables : parmi celles-ci, on compte les actions dues au trafic ferroviaire, le vent, les effets de la température…etc.
- Les actions accidentelles : parmi celles-ci, on compte l'impact de véhicules contre les appuis ou le tablier du pont, les charges de déraillement sur le tablier…etc.

IV.4.2. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.2.1. Poids des voussoirs

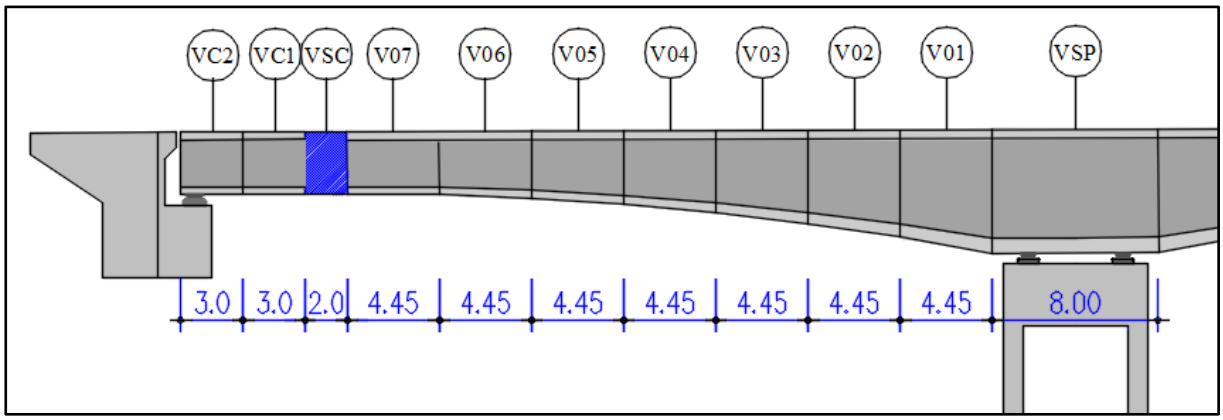


Figure IV.2 : Numérotation des voussoirs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3 : Estimation du poids total des voussoirs.

Variation surface des voussoirs		
Données :		
S_{vsp} =	15,01	m²
S_{vc} =	10,86	m²
L =	31,15	m
L_v =	4,45	m

N° Vrs	X (m)	S(x) (m²)
Vsp	0²	15,01
V1	2,225	14,44
V2	6,675	13,42
V3	11,13	12,57
V4	15,58	11,90
V5	20,03	11,39
V6	24,48	11,05
V7	28,93	10,88
Vscl	32,15	10,86
VC1	34,65	10,86
VC2	37,65	10,86

Poids d'un fléau (KN)	**22 600,70**

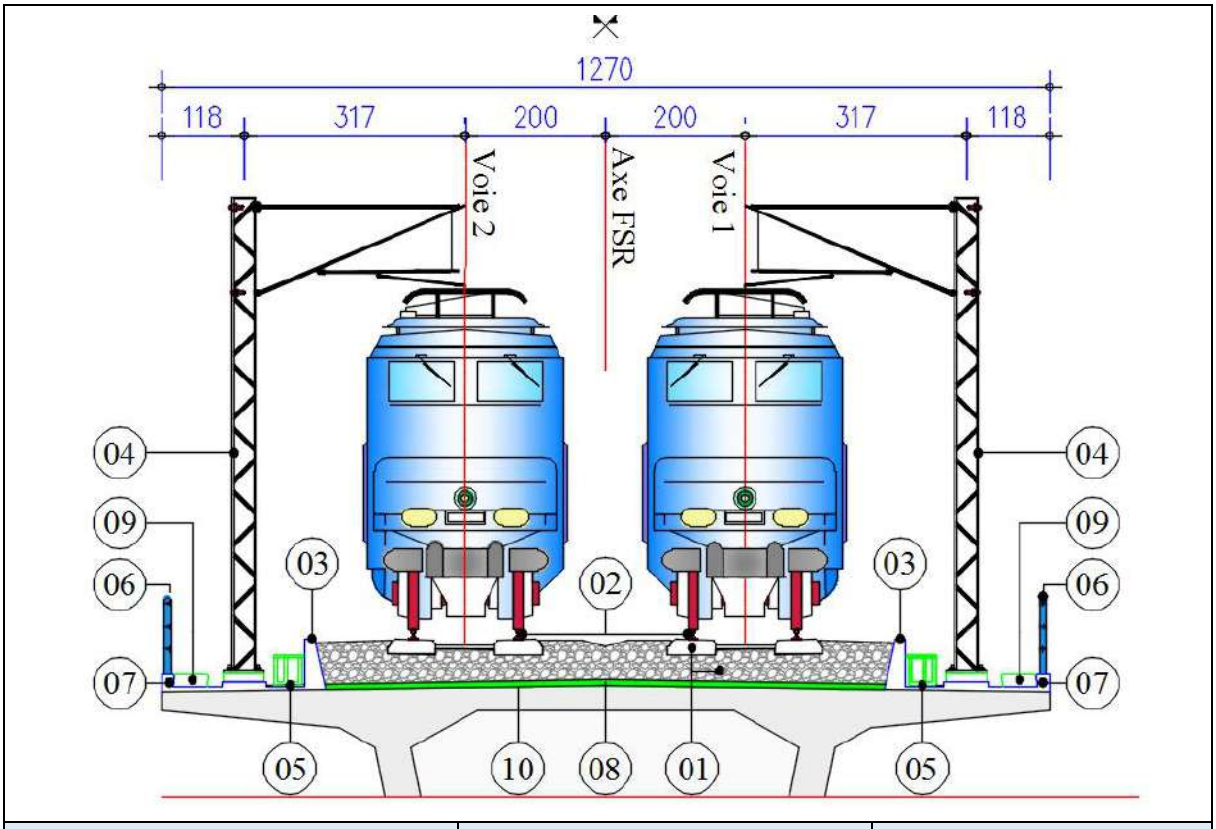
Calcul du poids des voussoirs		
Données :		
L_{vsp} =	8,00	m
L_{vsc} =	3,00	m
L_{vc} =	2,00	m

L (m)	V (m³)	P (KN)
8	120,06	3 001,48
4,45	64,24	1 606,01
4,45	59,72	1 493,00
4,45	55,95	1 398,83
4,45	52,94	1 323,49
4,45	50,68	1 266,99
4,45	49,17	1 229,32
4,45	48,42	1 210,49
2	21,72	542,98
3	32,58	814,47
3	32,58	814,47

Poids de l'ouvrage (KN)	**119 519,26**

IV.4.2.2. Complément des charges permanentes

Tableau IV.4 : Evaluation des compléments de charges permanentes.



Eléments	Charges	Poids total (KN/ml)
1. Ballast y compris les traverses	12 KN/m^2	97,8
2. Rails	0,6 KN/ml/rail	2,4
3. Mur garde ballast	4,22 KN/ml	8,44
4. Caténaire + Socle caténaire	0,034 KN/ml	0,068
5. Caniveau + Support caniveau	3,4 KN/ml	6,8
6. Garde-corps	0,6 KN/ml	1,2
7. Corniche	0,75 KN/ml	1,5
8. Étanchéité	1,06 KN/m²	8,48
9. Trottoirs	3,5 KN/ml	6,5
10. La chape en béton	0,65 KN/m²	6,27
	Somme CCP	**139,458**

IV.4.3. Surcharges d'exploitation ferroviaires

Généralement, il existe quatre schémas de charges LM71, SW/0, SW/2 et Train à vide et trois chargements verticaux fondamentaux : LM71 + SW/0, SW/2 et Train à vide**.**

VI.4.3.1. Modèle de charges LM71

Le modèle de charge LM71 représente l'effet statique d'un chargement vertical, résultant d'un trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont présentées au sein des figures suivantes :

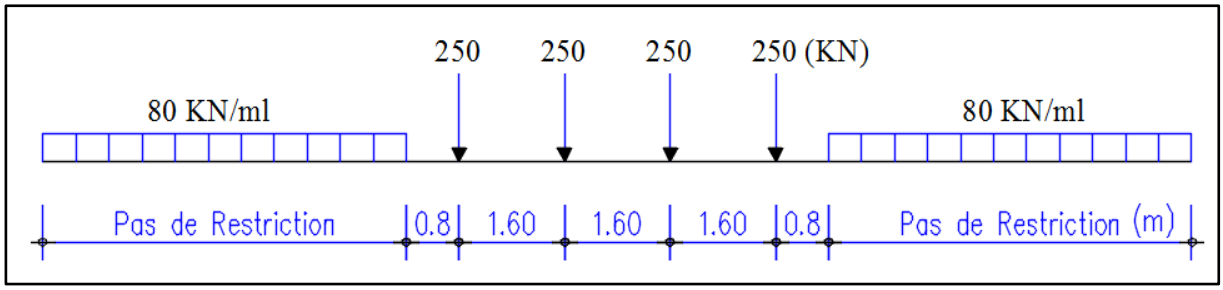


Figure IV.3 : Modèle de charges « LM71 ».

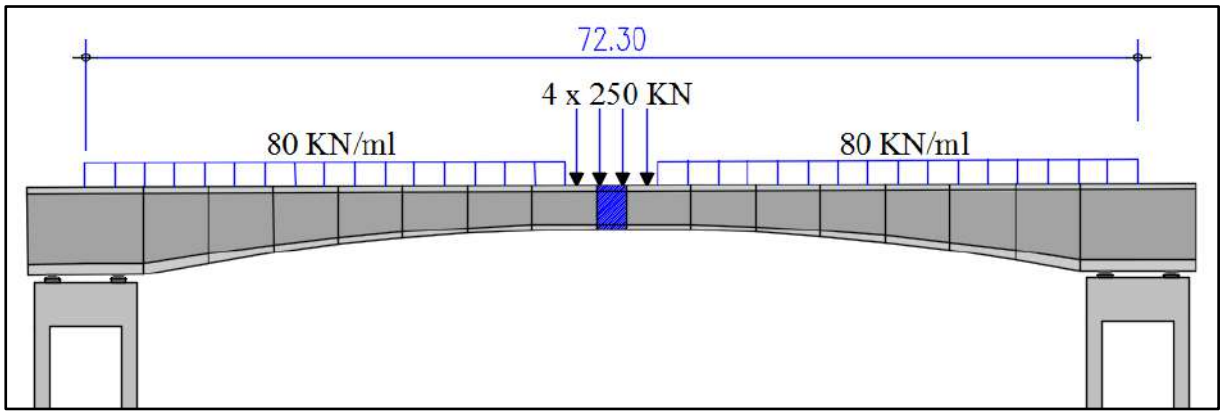


Figure IV.4 : Modèle de charges « LM71 » appliqué à notre ouvrage.

VI.4.3.2. Schémas de charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont présentées au sein des figures suivantes :

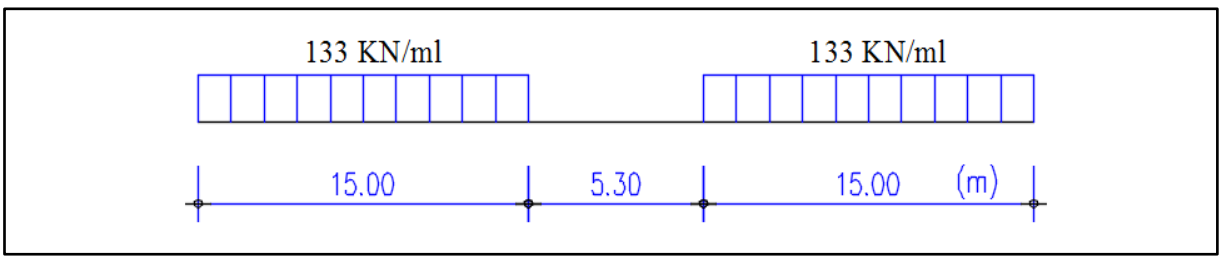


Figure IV.5 : Schéma de charges « SW/0 ».

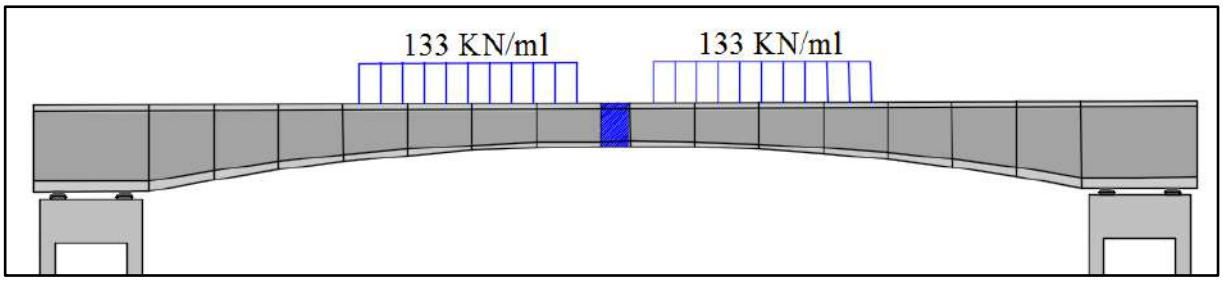


Figure IV.6 : Schéma de charges « SW/0 » appliqué à notre ouvrage.

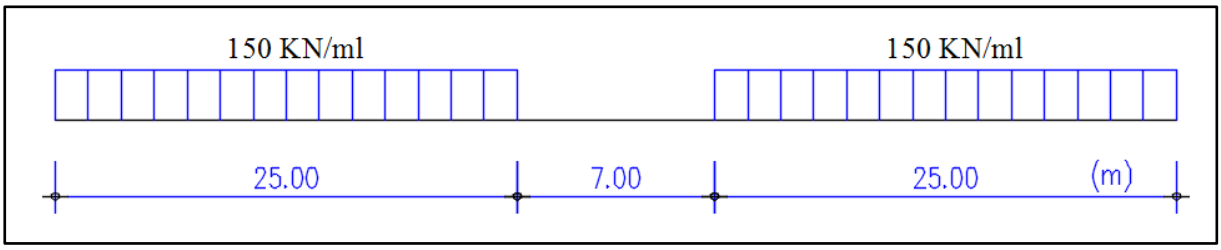


Figure IV.7 : Schéma de charges « SW/2 ».

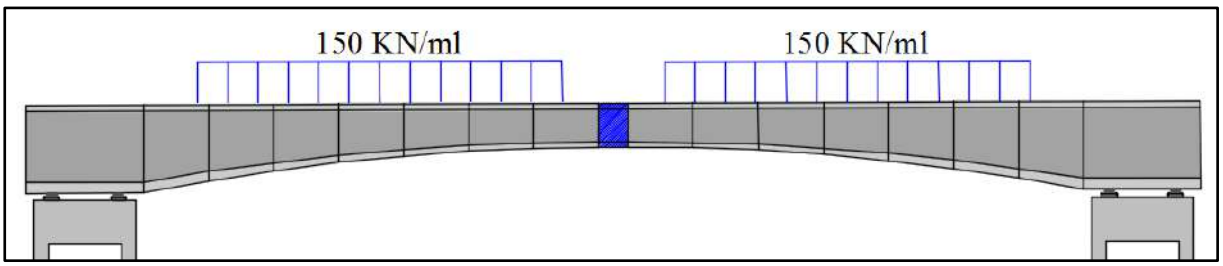


Figure IV.8 : Schéma de charges « SW/2 » appliqué à notre ouvrage.

VI.4.3.3. Modèle de charge « Train à vide »

Pour certaines vérifications spécifiques, on utilise un modèle de charges particulières appelé « Train à vide ». Il consiste en une charge verticale linéaire uniforme, ayant pour valeur caractéristique 10 KN/ml.

La disposition et la valeur caractéristique de la charge verticale sont présentées au sein des figures suivantes :

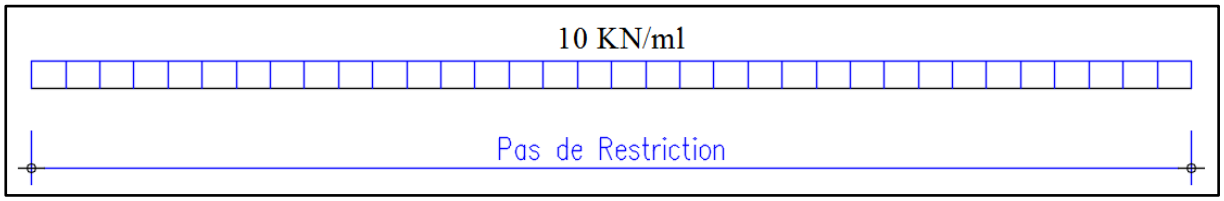


Figure IV.9 : Schéma de charges « Train à vide ».

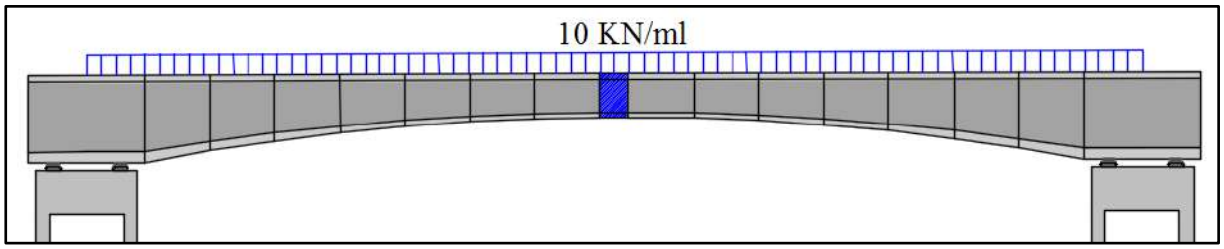


Figure IV.10 : Schéma de charges « Train à vide » appliqué à notre ouvrage.

IV.4.4. Chargements verticaux

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois :

- LM71 + SW/0.
- SW/2.
- Train à vide.

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés. Les effets de déchargement doivent être pris en compte).

N.B : *LM71+SW/0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets de LM71 et de SW/0.*

IV.4.5. Pose de voie ballastée

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250 KN, se répartissant sur une bande longitudinale continue de largeur $\mathbf{a_2 = 0{,}30 + e/2}$

La charge sur la bande est uniforme, ayant pour valeur :

$$\mathbf{P = {}^{250}/_{1.6 \times 2 \times a_2}}$$; Avec : **e = 0,57 m → a_2 = 0,58 m**.

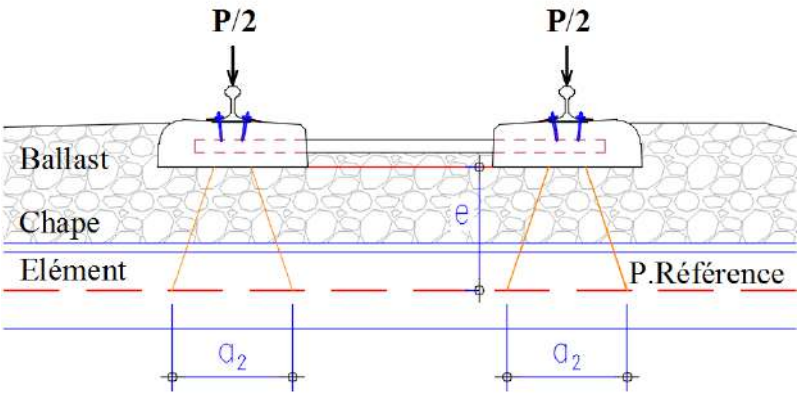


Figure IV.11 : Diffusion de charge sur une bande longitudinale.

IV.4.6. Effets dynamiques

L'effet Dynamique est dû au passage de trains avec des charges successives espacées de façon plus ou moins régulières, pouvant stimuler l'ouvrage et ainsi créer le Phénomène de résonance, dans le cas où la fréquence de cette excitation coïncide avec la fréquence propre de l'ouvrage.

Les effets dynamiques naissent suite à plusieurs facteurs, parmi ceux-ci, on en cite quelques-uns :

- La portée L et la vitesse de franchissement du pont.
- La masse de l'ouvrage et ses fréquences propres.

- Nombre, espacements et charges des essieux.
- L'amortissement de l'ouvrage et les irrégularités verticales de la voie.
- Caractéristiques de suspension des véhicules et imperfections de ces derniers.
- Caractéristiques dynamiques de la voie (ballast, traverses, composants de la voie).

IV.4.6.1. Domaine d'application

- Le coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et de l'effet des vibrations de la structure, mais pas des effets de résonance ni des vibrations excessives du tablier. (ENV 1991-3 articles 6.4.3.1).
- Les effets dynamiques dus au trafic ferroviaire doivent être pris en compte par une analyse dynamique ou une analyse statique en considérant l'amplification des efforts et déformations par un coefficient de majoration dynamique. Les critères de choix pour effectuer une analyse statique équivalente ou bien une analyse dynamique détaillée seront définis à l'aide du logigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2 (ayant une vitesse ne dépasse pas les 220 km/h et un tablier constitué de travées continues ; on conclut que l'analyse dynamique est non requise).

IV.4.6.2. Coefficient dynamique (Φ_2, Φ_3)

Le coefficient dynamique Φ tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et des effets des vibrations de l'ouvrage, mais pas des effets de résonnance.

Le coefficient dynamique Φ, qui majore les effets statiques dus aux modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 doit être pris égal, selon la qualité de l'entretien de la voie, à Φ_2 ou à Φ_3, comme indiqué ci-après :

- Pour une voie bénéficiant d'un entretien soigné :

$$\boldsymbol{\varphi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\varphi + 0.2}} + 0.82}. \text{ Avec : } 1.00 \leq \varphi_2 \leq 1.67$$

- Pour une voie bénéficiant d'un entretien normal :

$$\boldsymbol{\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\varphi + 0.2}} + 0.73}. \text{ Avec : } 1.00 \leq \varphi_2 \leq 2.0$$

$\mathbf{L_\Phi}$: est la longueur déterminante (longueur associée à Φ).

Nous avons pour notre cas des caissons considérés comme une poutre continue à plusieurs travées (EN 1991-2 tableau 6.2).

$L_m = (1/n) \times (L1 + L2 + L3 + L4 + L5 + L6) = 62{,}37$ m

$L_\varphi = K \times Lm$, on a : n = 6 ➔ K = 1,5 ➔ $L_\Phi = 93{,}55$ m.

Donc le coefficient dynamique aura pour valeur : $\boldsymbol{\Phi_3 = 1}$.

N.B : *Le coefficient dynamique Φ ne doit pas être utilisé avec le chargement dû aux trains réels, aux trains-types « fatigue », le modèle de charge HSLM et train à vide, or, il prend une valeur unitaire pour les charges sur remblai.*

IV.4.7. Forces horizontales

IV.4.7.1. Forces centrifuges

Les forces centrifuges se manifestent pour toute voie présentant une courbure sur la totalité ou sur seulement une partie de la longueur d'un pont.

Il convient de prendre en considération la force centrifuge et le dévers. La force centrifuge est considérée comme agissant horizontalement vers l'extérieur, à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement. Celle-ci devra être combinée avec la charge verticale de trafic sans être multipliée par un coefficient dynamique.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r}(f \times Q_{vk}) \qquad q_{tk} = \frac{V^2}{127r}(f \times q_{vk})$$

Où :

Q_{tk}. q_{tk} : valeurs caractéristiques des forces centrifuges [KN. KN/m]

Q_{vk}. q_{vk} : valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge LM71, SW/0, SW/2 et « Train vide ».

f : coefficient de réduction.

V : vitesse maximale en [Km/h].

r : rayon de courbe en [m].

On a : r = 400 m, V = 60 km/h et f = 1 pour les quatre modèles (EN 1991-2 articles 6.5).

Tableau IV.5 : Récapitulatif du calcul des forces de centrifuges.

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2	Train vide
Charge verticale	Q_{vk} (KN)	250	/	/	/
Charge verticale	q_{vk} (KN/m)	80	133	150	10
Force de freinage	Q_{tk} (KN)	17,71	/	/	/
Force de freinage	q_{tk} (KN/m)	5,66	9,42	10,63	0,7

IV.4.7.2. Effort de lacet

L'effort de lacet est considéré comme étant un effort concentré agissant dans un plan horizontal, au sommet des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement qu'aux voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à : Q_{sk} = 100 KN.

IV.4.7.3. Effort dû au freinage et au démarrage

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie, en étant considérée comme charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence $L_{a,b}$. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement qu'aux voies en courbe.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

❖ Force de démarrage :

Q_{lak} = 33 (KN/m) × L(m) ≤ 1 000 KN : pour les schémas de charges LM71 et SW.

❖ Force de freinage :

Q_{lbk} = 20 (KN/m) × L(m) ≤ 6 000 KN, pour les schémas de charges LM 71 et SW/0.

Q_{lbk} = 35 (KN/m) × L(m), pour le modèle de charge SW/2.

Avec :

L : longueur de la partie d'ouvrage chargée.

Tableau IV.6 : Récapitulatif du calcul des forces de démarrage-freinage.

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2
	$L_{a,b}$	72,4	35,3	57
Force de démarrage	Q_{lak} (KN)	1 000	1 000	1 000
Force de freinage	Q_{lbk} (KN)	1 448	706	1 995

IV.4.8. Autres actions variables

IV.4.8.1. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un réchauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse.

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de **± 35° C** autour de la température d'origine prise égale à 10° C.

IV.4.8.2. Action du vent

Le vent qui souffle affecte l'ouvrage sous forme d'une charge horizontale uniforme, selon la normale à l'axe longitudinal de la voie, avec une pression de 1,5 KN/m².

IV.4.9. Actions accidentelles

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentel. Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

Cas 1 : on doit éviter la ruine d'éléments principaux de la structure, mais on peut tolérer des dommages localisés. Pour la détermination de la stabilité globale. On doit considérer deux charges linéaires d'intensité q_{A1d} = 50 KN/m, disposées sur une longueur de 6.40 m. Ecartées de 1.40 m parallèles à la voie.

Cas 2 : le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité générale. Il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité q_{A2d} = 80 KN/m, disposées sur une longueur totale de 20 m et situées transversalement soit à une distance maximale de 1,5 fois l'écartement des rails soit sur le bord de la structure concernée.

IV.4.10. Charges sismiques

Les charges sismiques seront prises en considération conformément aux règles énoncées dans le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (R.P.O.A).

IV.5. GROUPES DE CHARGES

Après la définition des actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on procède à leurs assemblages. Les actions résultantes sont appelées groupes de charges. Ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie et deux voies. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un à l'autre doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les autres charges que de circulation ferroviaire.

Tableau IV.7 : Les groupes de charges.

			Forces verticales			Forces horizontales		
			LM 71[(1)] +SW/0[(1).(2)]	SW/2 [(1).(3)]	Train à vide(T)	Freinage(F) Démarrage[(1)] (D)	Force centrifuge [(1)] (C)	Lacet[(1)] (L)
1V	Gr11	T1	1	0	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0 .5[(5)]
	Gr 12	T1	1	0	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
	Gr 13	T1	1[(4)]	0	0	1	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr 14	T1	1[(4)]	0	0	0.5[(5)]	1	1
	Gr 15	T1	0	0	1	0	1[(5)]	1[(5)]
	Gr16	T1	0	1	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr17	T1	0	1	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
2V	Gr 21	T1	1	0	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0.5[(5)]
		T2	1	0	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0 .5[(5)]
	Gr 22	T1	1	0	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
		T2	1	0	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
	Gr 23	T1	1[(4)]	0	0	1	0.5[(5)]	0.5[(5)]
		T2	1[(4)]	0	0	1	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr 24	T1	1[(4)]	0	0	0.5[(5)]	1	1
		T2	1[(4)]	0	0	0.5[(5)]	1	1
	Gr 26	T1	0	1	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0.5[(5)]
		T2	1	0	0	1[(5)]	0.5[(5)]	0.5[(5)]
	Gr 27	T1	0	1	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]
		T2	1	0	0	0.5[(5)]	1[(5)]	1[(5)]

1) Tous les coefficients appropriés (α. f. Ø…) doivent être prise en compte.
2) SW/0 ne doit être prise en compte que pour les ponts à travées continues.
3) SW/2 ne doit être prise en compte que si cela est stipulé pour la ligne considérée.
4) Le coefficient peut être réduit à 0.5 si l'effet est favorable ; il ne peut être égal à zéro.
5) Dans les cas favorables. ces valeurs non dominantes peuvent être prises égales à zéro.

La procédure à suivre pour les ouvrages ou parties d'ouvrage supportant deux voies est présentée dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Groupe des charges dans notre cas.

Groupe 11	T1	LM 71 + SW/0 + F & D
Groupe 12	T1	LM 71 + SW/0 + 0,5 (F & D)
Groupe 13	T1	LM 71 + SW/0 + 0,5 (F & D)
Groupe 14	T1	LM 71 + SW/0 + 0,5 (F & D) + C + L
Groupe 15	T1	T
Groupe 16	T1	SW/2 + F & D
Groupe 17	T1	SW/2 + 0,5 (F & D)
Groupe 21	T1	LM 71 + SW/0 + F & D
	T2	LM 71 + SW/0 + F & D
Groupe 22	T1	LM 71 + SW/0 + 0,5 (F & D)
	T2	LM 71 + SW/0 + 0,5 (F & D)
Groupe 23	T1	LM 71 + SW/0 + F & D
	T2	LM 71 + SW/0 + F & D
Groupe 24	T1	LM 71 + SW/0 + 0,5 (F & D) + C + L
	T2	LM 71 + SW/0 + 0,5 (F & D) + C + L
Groupe 26	T1	SW/2 + F & D
	T2	LM 71 + SW/0 + 0,5 (F & D)
Groupe 27	T1	SW/2 + 0,5 (F & D)
	T2	LM 71 + SW/0 + 0,5 (F & D)

IV.6. CONCLUSION

Au cours de ce chapitre nous avons apprécié les différentes charges et surcharges ferroviaires agissant sur l'ouvrage en prenant pour référence l'Eurocode 2. Ceci dit, une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, permet souvent d'évaluer la sécurité structurale des ouvrages.

CHAPITRE : V

ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, nous allons effectuer une étude longitudinale qui vise à assurer la stabilité des fléaux avant leur solidarisation par l'opération dit, de clavage.

L'étude de cette stabilité nécessite le passage par un ensemble de combinaisons, aussi bien en situation temporaires de construction qu'en situation accidentelle.

La méthode de construction des ponts par encorbellement successifs se résume en la réalisation de fléaux par coulage en place de voussoirs de part et d'autre de la pile en se passant de tout contact avec le sol. Les voussoirs seront fixés grâce à des câbles de précontrainte, tirés et cachetés à l'extrémité des voussoirs et de façon symétrique par rapport à la pile.

La continuité de l'ouvrage s'obtient par l'opération citée ci-dessus, qui consiste au coulage entre les extrémités des fléaux adjacents de voussoirs dit de clavage, suivie de la mise en tension des câbles de continuité.

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

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

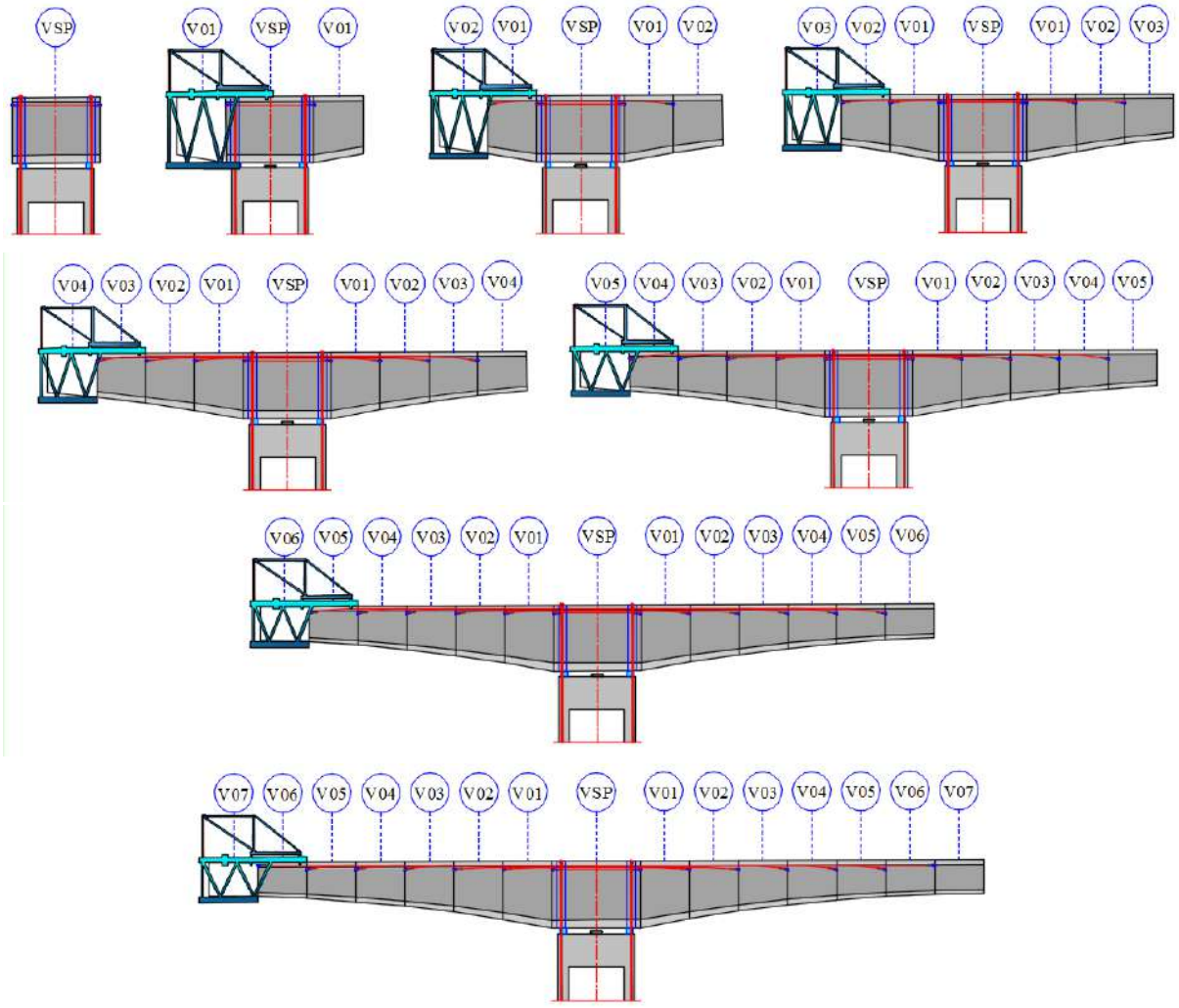


Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.2.2. Charges à prendre en compte

En prenant pour référence les documents SETRA, les charges à considérer pour effecteur la justification du fléau sont les suivantes : le poids propre, les charges de chantier connues, les charges de chantier aléatoires et les actions accidentelles.

V.2.2.1. Le poids propre du fléau

Cette charge, qui comprend seulement le poids propre du fléau, est calculée à partir de la section transversale avec le poids volumique ajusté à 25 KN/m^3.

Dans les formules qui suivront, G_{max} et G_{min} désignent le poids propre des demi-fléaux l'un étant majoré de 2 % pour obtenir G_{max} et l'autre étant minoré de 2 % pour obtenir G_{min}.

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

G_{max} et **G_{min}** : sont choisis de façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

Tableau V.1 : Evaluation du poids propre de chaque phase.

Poids des voussoirs				Poids d'un demi-fléau			G_{max} (KN)	G_{min} (KN)
N° Vsr	Lv (m)	Sv (m²)	Poids (KN)	Phase	N^{bre} Vsr	Poids (KN)		
VSP	4	15,01	1 500,74	1	1	1 500,74	1 530,75	1 470,73
V1	4,45	14,44	1 606,01	2	2	3 106,75	3 168,88	3 044,61
V2	4,45	13,42	1 493,00	3	3	4 599,75	4 691,74	4 507,75
V3	4,45	12,57	1 398,83	4	4	5 998,58	6 118,55	5 878,61
V4	4,45	11,90	1 323,49	5	5	7 322,07	7 468,51	7 175,63
V5	4,45	11,39	1 266,99	6	6	8 589,06	8 760,84	8 417,27
V6	4,45	11,05	1 229,32	7	7	9 818,38	10 014,74	9 622,01
V7	4,45	10,88	1 210,48	8	8	11 028,86	11 249,44	10 808,28

V.2.2.2. Les charges de chantier connues

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position durant chaque phase de construction (ex poutres de lancement), en cas d'incertitude importante sur les poids ou positions, on fixe des valeurs caractéristiques maximales et minimales introduites de la façon la plus défavorable.

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté **Q_{PRC1}**, au stade de dégrossissage, il est pris égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP) et représenté par une force concentrée.

Dans le calcul, cette charge sera majorée de 6 % du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4 % du côté opposé ce qui donne :

$$\mathbf{Q_{PRC1\text{-}Max} = (\rho_{béton} \times S_{vsp} \times L_{vsp}/2) \times 1{,}06 = 1\,590{,}78\ KN}$$
$$\mathbf{Q_{PRC1\text{-}Min} = \left(\rho_{béton} \times S_{vsp} \times L_{vsp}/2\right) \times 0{,}96 = 1\,440{,}71\ KN}$$

V.2.2.3. Les Charges de chantier aléatoires

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier (ex rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (ex compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques diverses et négligées par ailleurs (pression ascendante du vent sous un demi-fléau). Ces charges sont données par deux actions :

- ✓ Une charge répartie notée $Q_{PRA1,}$ appliquée sur le demi-fléau majoré dans les cas courants, cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

  Q_{PRA1} = 0,2 KN/m², linéarisation de la charge ➔ $Q_{PRA1} = 0,2 \times L_T$ = 2,54 KN/ml.

- ✓ Une charge concentrée est notée Q_{PRA2}, appliqué au bout du fléau, à l'extrémité du dernier voussoir achevé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.

  $Q_{PRA2} = (50 + 5L_T)$ = 113,5 KN.

L'effet complémentaire du vent **W** est alors équivalent à une charge uniforme dont l'intensité suit les caractéristiques du site. Longitudinalement, cet effort s'applique depuis l'extrémité de l'équipage mobile jusqu'à la file de cales provisoires située du même côté (ou, par simplification, jusqu'à l'axe de la pile). Transversalement, la largeur d'application est celle du hourdis supérieur du caisson.

$$\mathbf{W = 0,2 \times L_T} = 2,54 \text{ KN/ml.}$$

Avec : L_T = 12,70 m.

V.2.2.4. Les actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide (F_A) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{PRC1\text{-}Max}$.

$$\mathbf{F_A = - Q_{PRC1\text{-}Max}} = -\ 1\,590,78 \text{ KN.}$$

V.2.3. Combinaison d'action

On considère que la phase de dimensionnement n'est autre que la phase de coulage de la dernière paire de voussoirs, on suppose que les deux équipages aient été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, tandis que l'autre bétonnage reste à faire, le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Le guide de conception SETRA, propose deux combinaisons d'actions en cours de réalisation à prendre en compte et qui sont :

- **Fondamentales du type A :** une justification vis-à-vis des états limites ultimes d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses cales.
- **Accidentelles du type B :** une justification vis-à-vis des états limites de résistances sous la combinaison accidentelle, le fléau peut décoller de ses cales, mais la sécurité est assurée.

❖ Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) :

COMB A1 : 1,1 (G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + $Q_{PRC1\text{-}Max}$ + $Q_{PRC1\text{-}Min}$ + W).
COMB A2 : 0,9 (G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + $Q_{PRC1\text{-}Max}$ + $Q_{PRC1\text{-}Min}$ + W).

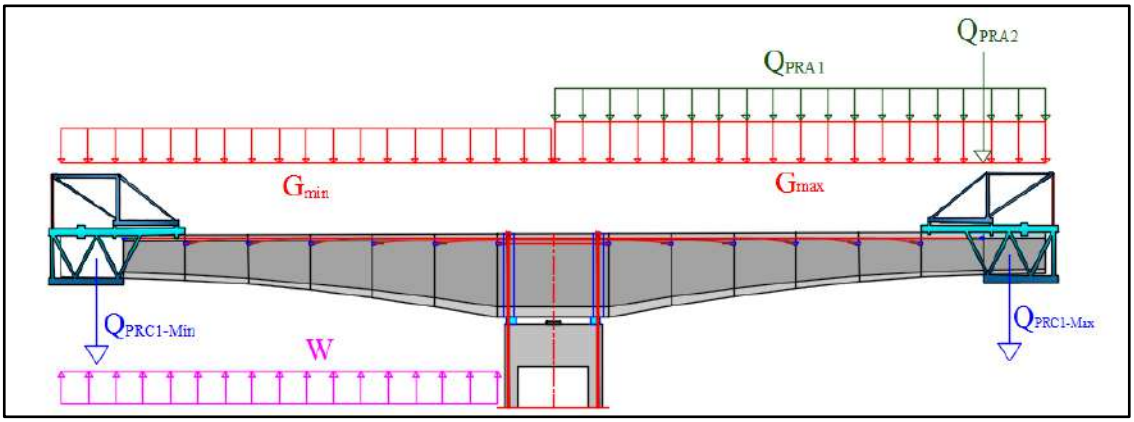


Figure V.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

❖ Combinaisons d'accidentelles de construction (type B) :

COMB B1 : 1,1 (G_{max} + G_{min}) + (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + F_A + $Q_{PRC1\text{-}Max}$ + W).
COMB B2 : 0,9 (G_{max} + G_{min}) + (Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + F_A + $Q_{PRC1\text{-}Max}$ + W).

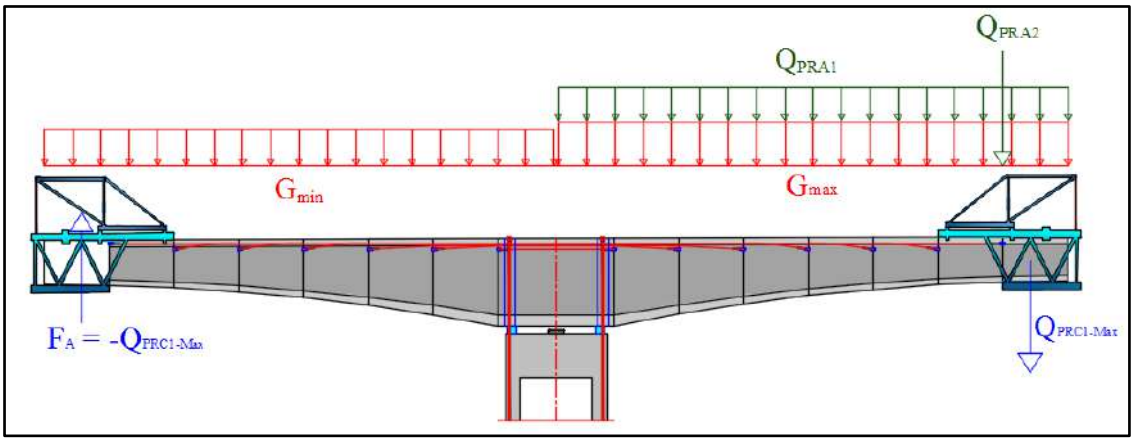


Figure V.3 : Situation accidentelle de construction à considérer.

V.2.4. Evaluation des efforts

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

La 8ème phase présente le maximum d'efforts, dont les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Evaluation des efforts max.

	ΔM_{max} (KN.m)	N (KN)	ΔM_{max} (KN.m)	N (KN)
Phase 8	Combinaison A1		Combinaison A2	
	65 164,14	26 352,28	55 935,45	22 278,03
	Combinaison B1		Combinaison B2	
	161 515,61	23 040,48	152 110,11	18 888,17

V.2.5. Justification et dimensionnement des organes d'ancrage

Dans ce qui suit nous allons étudier uniquement le cas particulier de la stabilité des fléaux reposant sur deux files de cales provisoires et cloués sur leurs piles par deux files de câbles. La méthode ainsi utilisée est la méthode des organes d'ancrage.

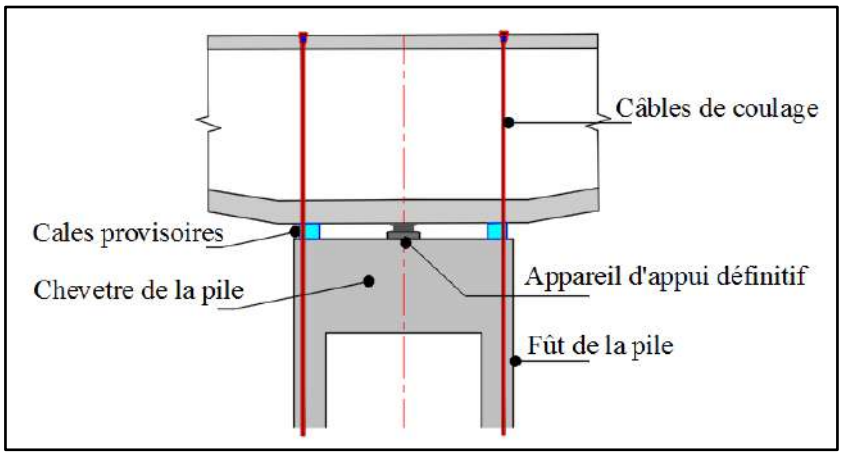


Figure V.4 : Schéma du clouage sur pile par des câbles.

En supposant pour l'ensemble des calculs subséquents, un voussoir sur pile indéformable.

V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles

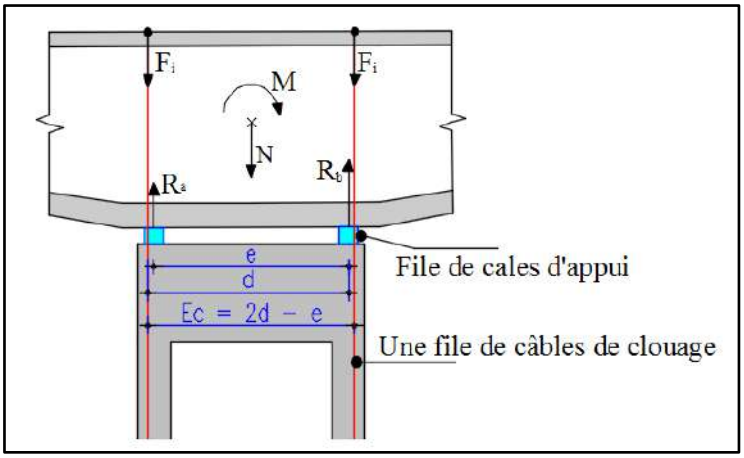


Figure V.5 : Géométrie du système de clouage.

M et N : sollicitations résultantes des combinaisons A et B.
R_a et R_b : les réactions.
F^i : force de « n » câbles d'une file.
e : entraxe des cales.
d : entraxe (cale-câble).

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : **M/N** de chaque combinaison **A** et **B**.

- Si **M/N < e/2** ➔ le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires (par mesure de sécurité, on dispose au minimum de deux paires de câbles).

- Si **M/N > e/2 ➔** les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre « n » de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons du type A et B.

En se basant sur l'aménagement de la tête de pile on obtient l'excentricité géométrique :

e = 6 m, donc : e/2 = 3 m ; soit : d = 6,20 m.

Tableau V.3 : Evaluation du risque de basculement du fléau.

Combinaisons	ΔM_{max} (KN.m)	ΔT_{max} (KN)	$\Delta M / \Delta T$ (m)	e / 2 (m)	REMARQUE
A1	65 164,14	26 352,28	2,47	3	Pas de risque de basculement
A2	55 935,45	22 278,03	2,51	3	pas de risque de basculement
B1	161 515,61	23 040,48	7,01	3	Risque de basculement
B2	152 110,11	18 888,17	8,05	3	Risque de basculement

❖ Situation temporaire de construction (Combinaison A) :

M/N < e/2 ➔ Pas de risque de basculement.

❖ Situation accidentelle (Combinaison B) :

M/N > e/2 ➔ Il y a un risque de basculement, il est nécessaire de poser des câbles de clouage.

Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on utilise la formule ci-dessous :

$$\mathbf{n} \times \mathbf{s} = (\mathbf{M} - \frac{\mathbf{N} \times \mathbf{e}}{\mathbf{2}}) \times \frac{\mathbf{d}}{\mathbf{k}}$$

Où :

$$\mathbf{k = (1 - P) \times \sigma_{P0} \times (2d - e) \times (e - d) + (f_{prg}/\gamma_P) \times (d^2 + (d-e)^2)}$$

f_{peg} : la limite élastique.
P : la perte estimée à 25 %.

Vérifions maintenant s'il y a bien un soulèvement de la cale, pour cela, on doit calculer $\mathbf{R_a}$ par la relation suivante :

$$\mathbf{R_a} = \frac{\Delta \mathbf{N}}{\mathbf{2}} - \frac{\Delta \mathbf{M}}{\mathbf{2}} + \mathbf{F_i}$$

Avec :

$$\mathbf{F_i = (1 - P) \times n \times F_{P0}}$$

$$\mathbf{F_{P0} = min\ (0{,}8 \times f_{prg}\ ;\ 0{,}9 \times f_{peg})}.$$

$\mathbf{F_{P0}}$: la contrainte à l'origine pour un câble 12T15, classe 1 860.

Puisque $\mathbf{R_a > 0}$ ➔ Il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de $\mathbf{R_b}$ est effectué avec la relation qui suit :

$$\mathbf{R_b} = \frac{\Delta \mathbf{N}}{\mathbf{2}} + \frac{\Delta \mathbf{M}}{\mathbf{2}} + \mathbf{F_i}$$

Tableau V.4 : Fixation du nombre de câbles de clouage.

Combinaisons	N^{bre} de câbles obtenus	N^{bre} de câbles retenus	R_a (KN)	R_b (KN)
A1	- 1,15	8	18 385,85	40 107,23
A2	- 0,90	8	17 886,84	36 531,99
B1	4,54	8	671,37	54 509,91
B2	4,69	8	162,80	50 866,17

V.2.5.2. Calcul de la surface des cales

Apres avoir retenu le nombre de câbles par file résultant des calculs précédents en arrondissant au nombre pair supérieur, compte tenu de la nécessité de placer les paquets de câbles près de chaque âme. Connaissant la force de précontrainte appliquée par chaque groupe de câbles, on peut maintenant dimensionner les cales des deux files.

En supposant qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui et comme :

$R_a > 0$ ➔ La surface des cales est donnée par la formule suivante :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{c\,max}}$$

$f_{C\,max} = \min (f_{C\,lim} ; f_{cf})$: représente la contrainte qu'il ne faut pas dépasser.

Comme le béton des cales est fretté, leur résistance caractéristique en compression peut être augmentée, et comme nous fixons le pourcentage de frettage à 2% dans le cas courant, on obtient :

$$f_{cf} = f_{c28} + 20 \rightarrow f_{cf} = 55\ MPa$$

$f_{C\,lim}$: les valeurs-limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer, ces proportions sont données par le guide SETRA :

Tableau V.5 : Valeurs limites de la contrainte de compression.

Type de combinaison à l'ELU	$f_{c\,lim}$
Combinaison ne comportant pas d'actions permanentes	0,61 à 0,65 f_{cj}
Combinaisons fondamentales	0,72 à 0,75 f_{cj}
Combinaisons accidentelles	0,94 à 0,98 f_{cj}

Nous allons opter pour : $f_{c\,lim} = 0,98 \times f_{c28} = 34,35$ MPa.

Donc :

$f_{c\,max} = \min (f_{c\,lim} ; f_{cf}) = \min (34,3 ; 55) = 34,3$ MPa.

Ce qui nous donne : S = 1,59 m² ➔ S/2 = 0,795 m².

Nous allons élire une section de 0,6 × 1,5 m² pour chaque cale.

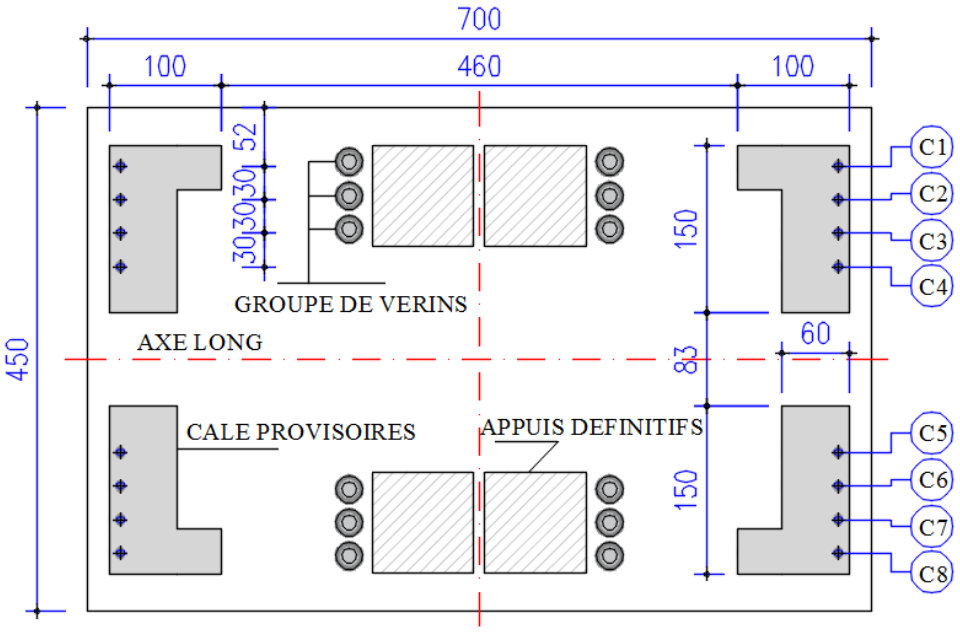


Figure V.6 : Vue en plan de la géométrie du système de clouage.

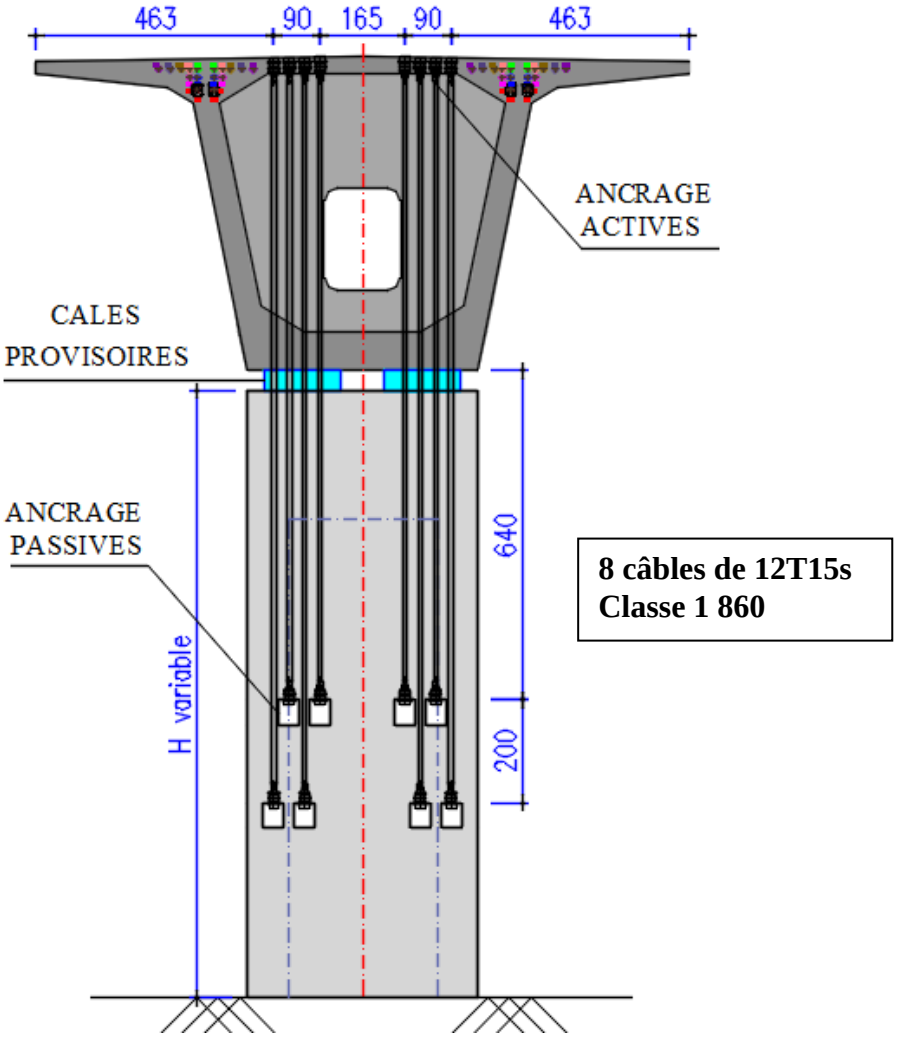


Figure V.7 : Coupe transversale de la géométrie du système de clouage.

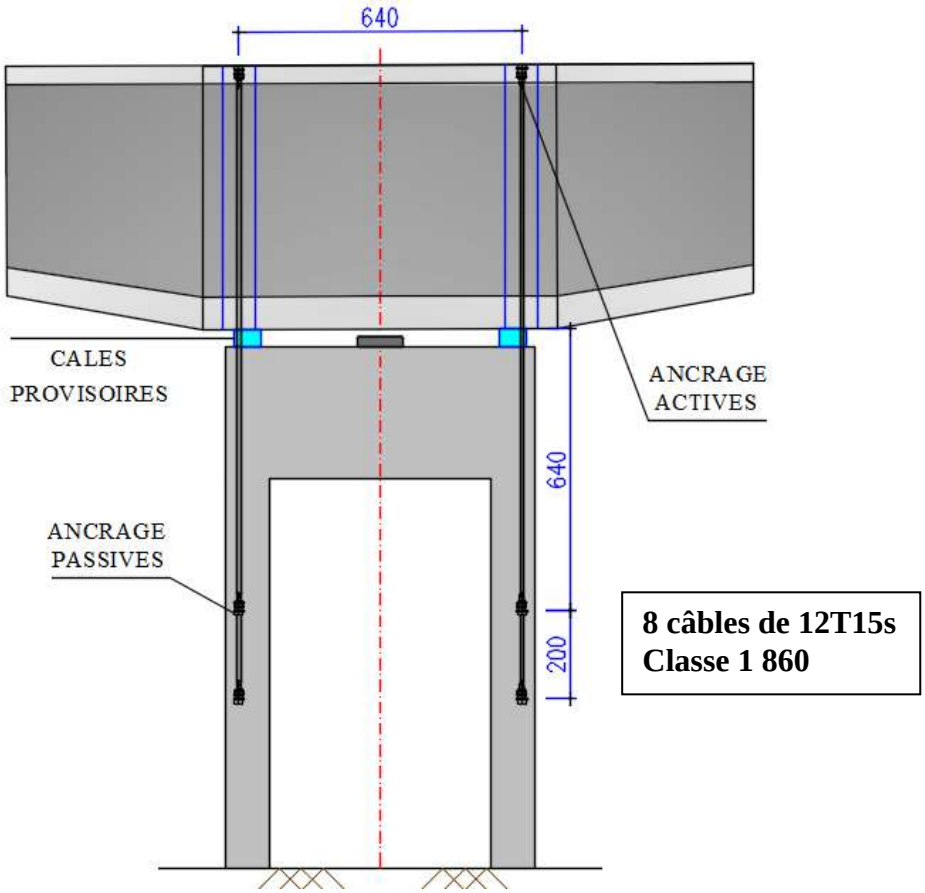


Figure V.8 : Coupe longitudinale de la géométrie du système de clouage.

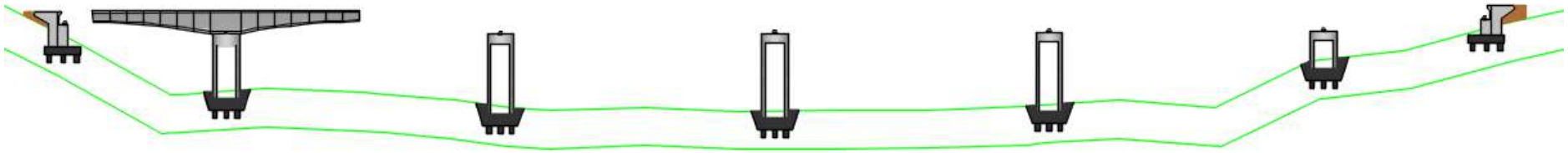
V.3. EVALUATION DES EFFORTS

Lors de la mise en service de notre ouvrage, toutes les charges ferroviaires y seront appliquées, on est donc en phase de service.

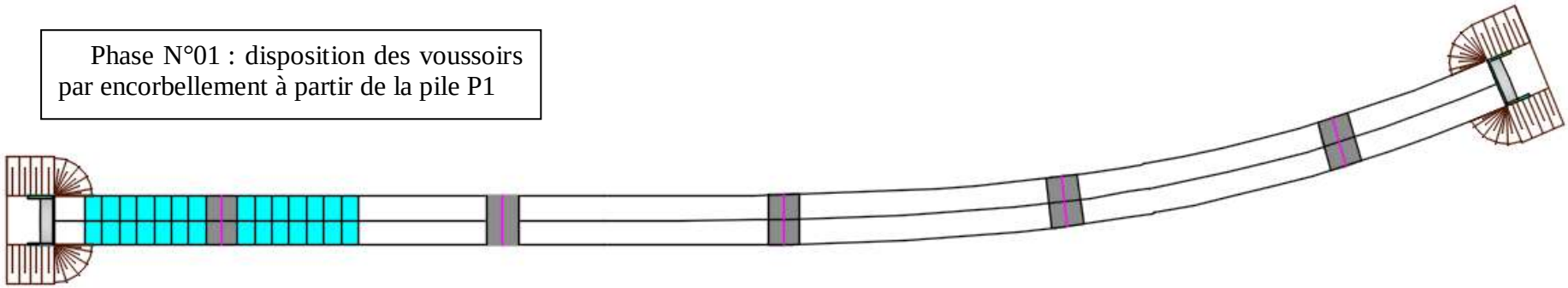
Le chargement appliqué est le même que celui défini au préalable dans le chapitre précédent. Les calculs seront procédés par un logiciel de calcul à base d'éléments finis.

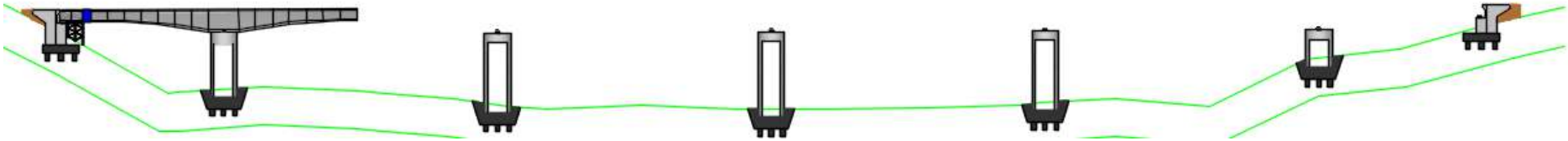
V.3.1. Phasage de réalisation du tablier

- Phase N°01 : disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1.
- Phase N°02 : cintrage à partir du sol et disposition des voussoirs à compléter la travée C1-P1.
- Phase N°03 : disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2.
- Phase N°04 : jetée du voussoir de clavage pour la travée P1-P2.
- Phase N°05 : disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P3.
- Phase N°04 : jetée du voussoir de clavage pour la travée P3-P2.
- Phase N°06 : disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P4.
- Phase N°07 : jetée du voussoir de clavage pour la travée P3-P4.
- Phase N°08 : disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P5.
- Phase N°09 : cintrage à partir du sol et disposition des voussoirs à compléter la travée P5-C2.

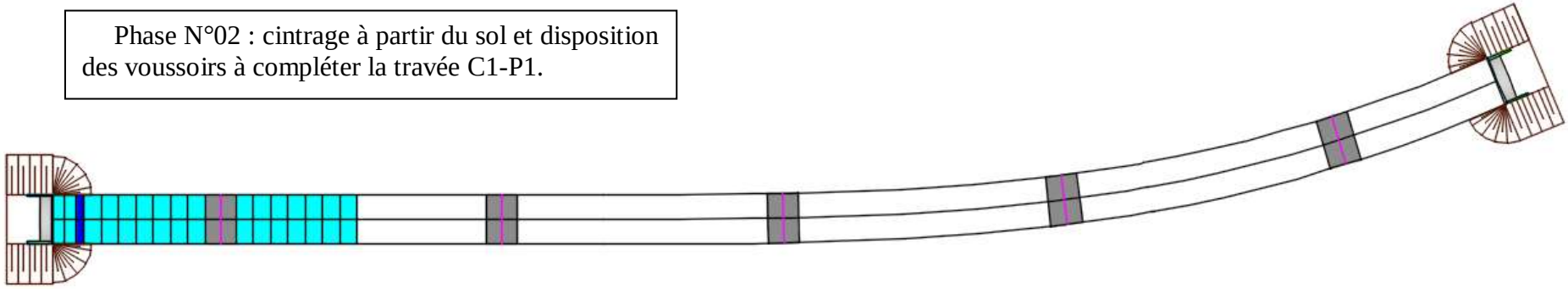


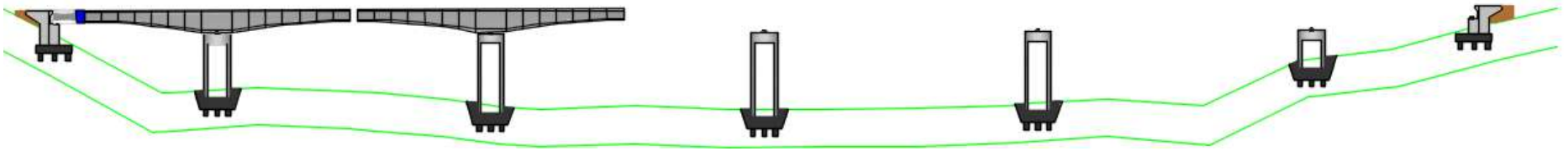
Phase N°01 : disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1



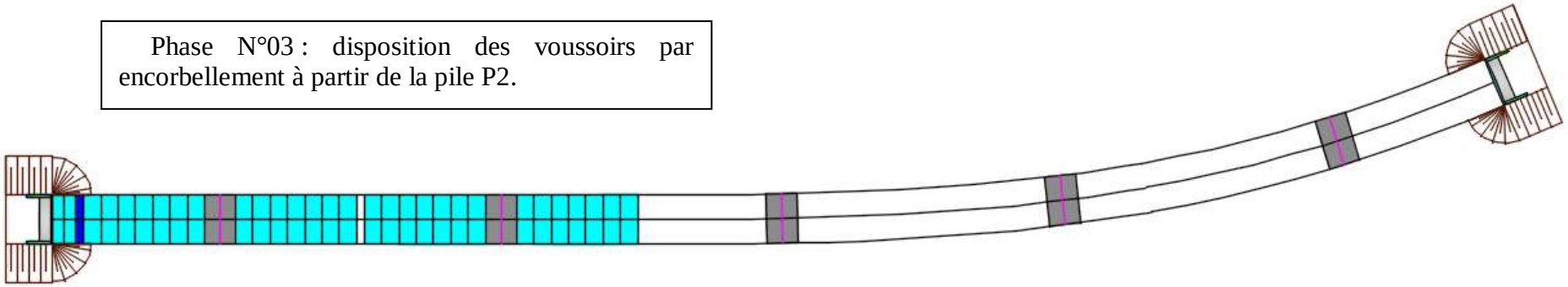


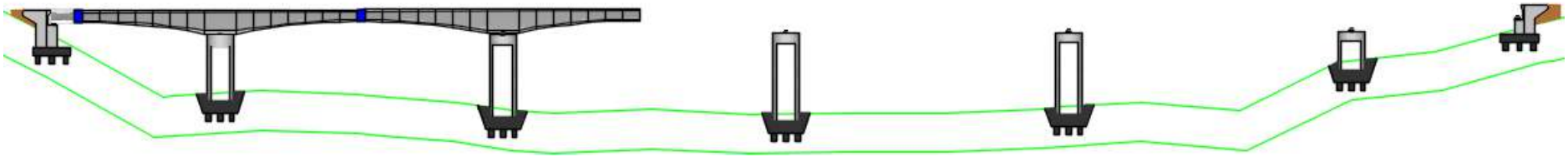
Phase N°02 : cintrage à partir du sol et disposition des voussoirs à compléter la travée C1-P1.



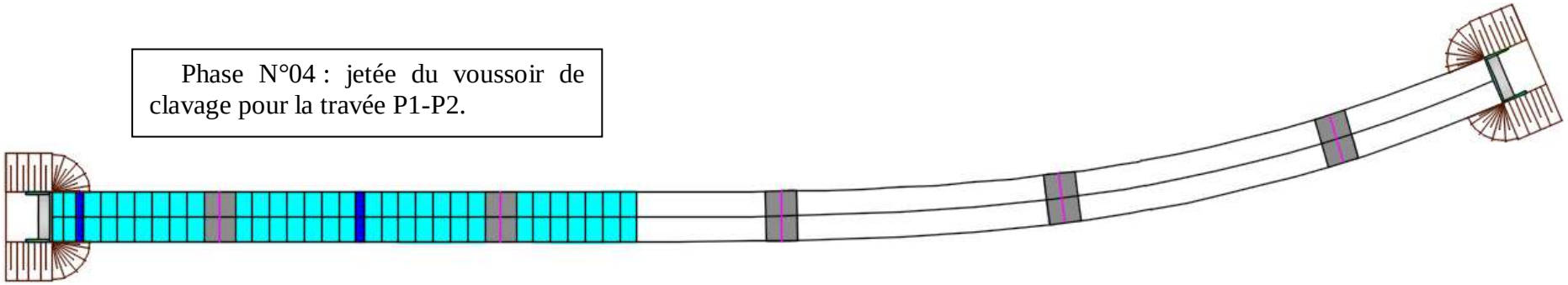


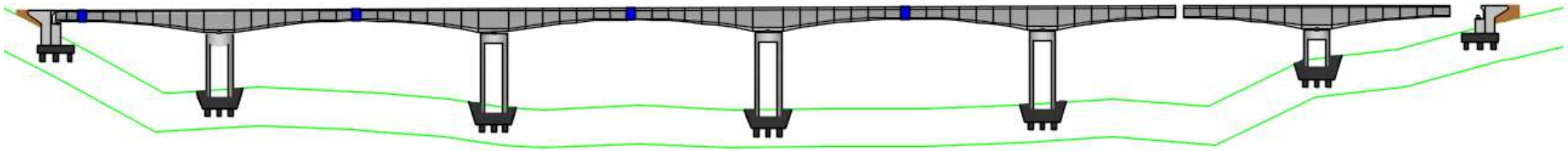
Phase N°03 : disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2.



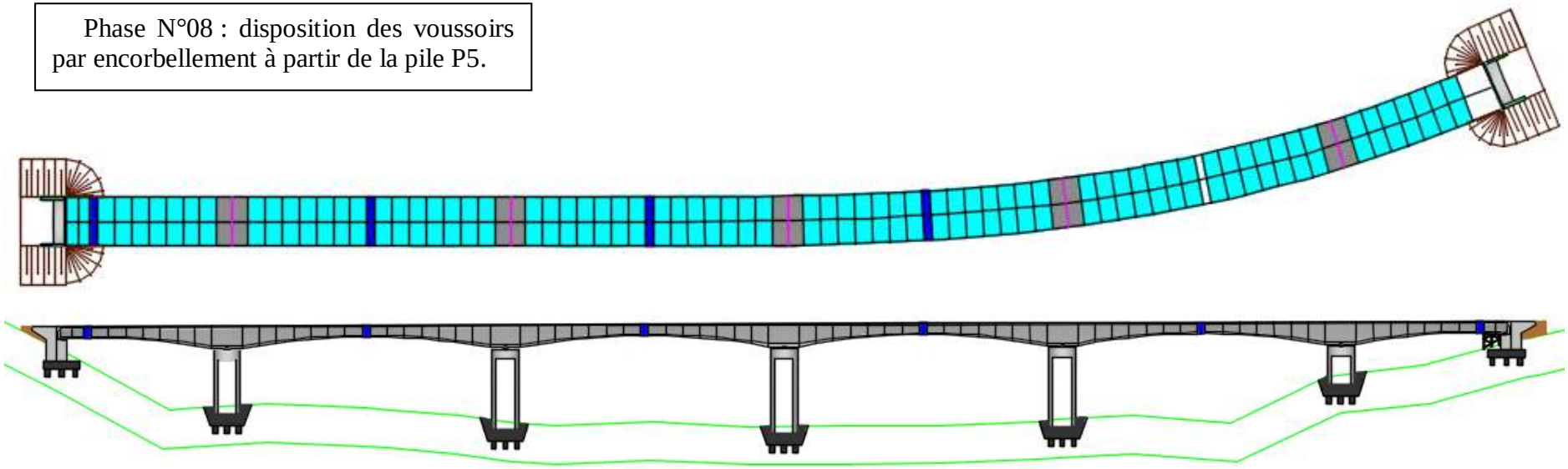


Phase N°04 : jetée du voussoir de clavage pour la travée P1-P2.

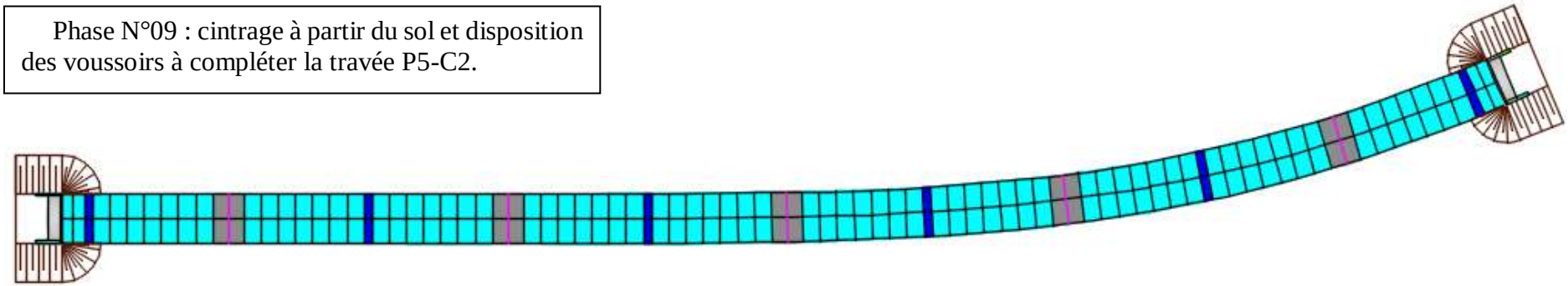




Phase N°08 : disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P5.



Phase N°09 : cintrage à partir du sol et disposition des voussoirs à compléter la travée P5-C2.



V.3.2. Modélisation

La modélisation est la partie nécessitant le plus d'attention dans l'étude d'une structure, quelle que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle apte à 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'appui.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- Résultats de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est opérée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres III&IV.
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples sauf au niveau la pile P1 qui sera définie par un appui double.
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon l'Eurocode 1, dans le chapitre IV.

V.3.3. Combinaisons d'action

Selon le l'Eurocode 1, nous devrions considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau V.6 : Combinaisons de charge à l'ELU en phase de service.

Combinaisons		G	LM71 ou SW/0	SW/2	F&D	Lacet	Centrifuge	T à V	T
Gr11	1V	1,35	1,45	-	1,5	-	-	-	0,9
Gr12	1V	1,35	1,45	-	0,75	-	-	-	0,9
Gr14	1V	1,35	1,35	-	-	1,5	1,5	-	0,9
Gr15	1V	1,35	-	-	-	-	-	1	0,9
Gr16	1V	1,35	-	1,2	1,5	-	-	-	0,9
Gr17	1V	1,35	-	1,2	0,75	-	-	-	0,9
Gr21	1V	1,35	1,45	-	1,5	-	-	-	0,9
	2V	1,35	1,45	-	1,5	-	-	-	0,9
Gr22	1V	1,35	1,45	-	0,75	-	-	-	0,9
	2V	1,35	1,45	-	0,75	-	-	-	0,9
Gr24	1V	1,35	1,35	-	0,75	1,5	1,5	-	0,9
	2V	1,35	1,35	-	0,75	1,5	1,5	-	0,9
Gr26	1V	1,35	-	1,2	1,5	-	-	-	0,9
	2V	1,35	1,35	-	0,75	-	-	-	0,9
Gr27	1V	1,35	-	1,2	0,75	-	-	-	0,9
	2V	1,35	1,45	-	0,75	-	-	-	0,9

Tableau V.7 : Combinaisons de charge à l'ELS en phase de service.

Combinaison		G	LM71 ou SW/0	SW/2	F&D	Lacet	Centrifuge	T à V	T
Gr11	1V	1	1	-	1	-	-	-	0,6
Gr12	1V	1	1	-	0,5	-	-	-	0,6
Gr14	1V	1	1	-	-	1	1	-	0,6
Gr15	1V	1	-	-	-	-	-	1	0,6
Gr16	1V	1	-	1	1	-	-	-	0,6
Gr17	1V	1	-	1	0,5	-	-	-	0,6
Gr21	1V	1	1	-	1	-	-	-	0,6
	2V	1	1	-	1	-	-	-	0,6
Gr22	1V	1	1	-	0,5	-	-	-	0,6
	2V	1	1	-	0,5	-	-	-	0,6
Gr24	1V	1	1	-	0,5	1	1	-	0,6
	2V	1	1	-	0,5	1	1	-	0,6
Gr26	1V	1	-	1	1	-	-	-	0,6
	2V	1	1	-	0,5	-	-	-	0,6
Gr27	1V	1	-	1	0,5	-	-	-	0,6
	2V	1	1	-	0,5	-	-	-	0,6

V.3.4. Résultats

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

NB : *les résultats seront exprimés en KN.m pour les moments et en KN pour l'effort tranchant.*



Figure V.9 : Modèle de calcul.

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

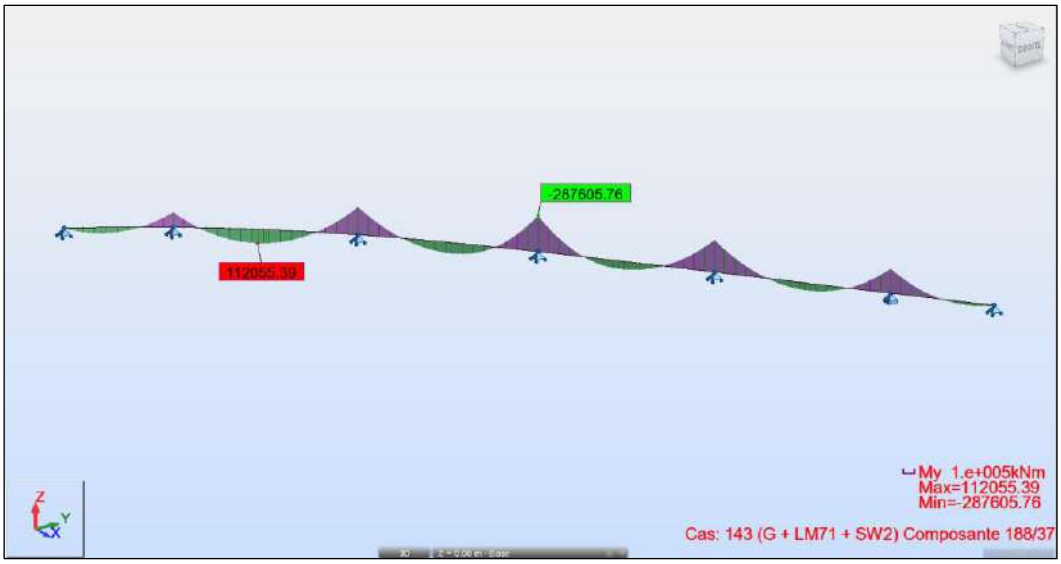


Figure V.10 : M_{Max} à l'ELS (G + LM71 + SW/2).

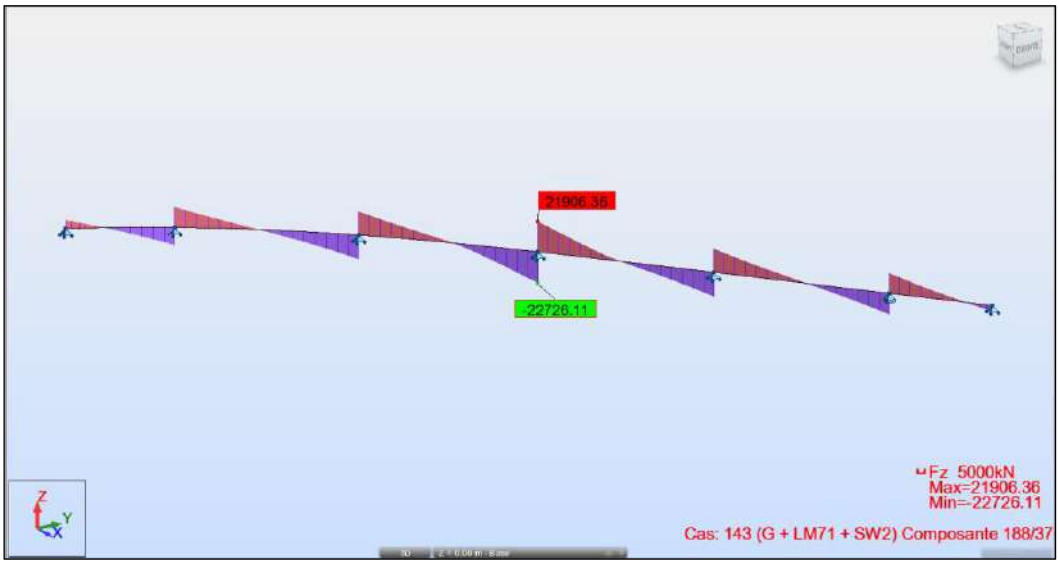


Figure V.11 : T_{Max} à l'ELS (G + LM71 + SW/2).

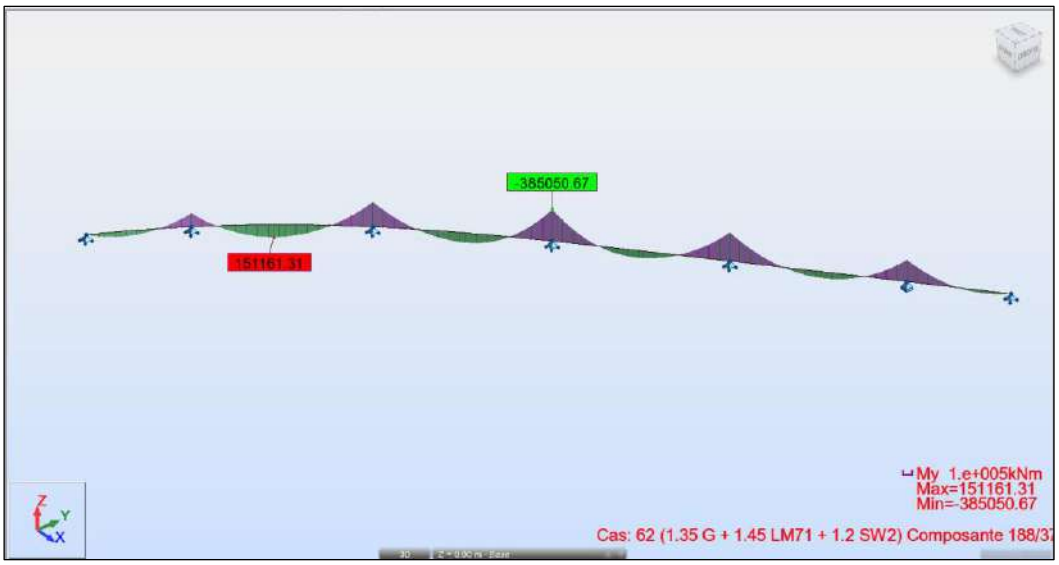


Figure V.12 : M_{Max} à l'ELU (1,35 G + 1,45 LM71 + 1,2 SW/2).

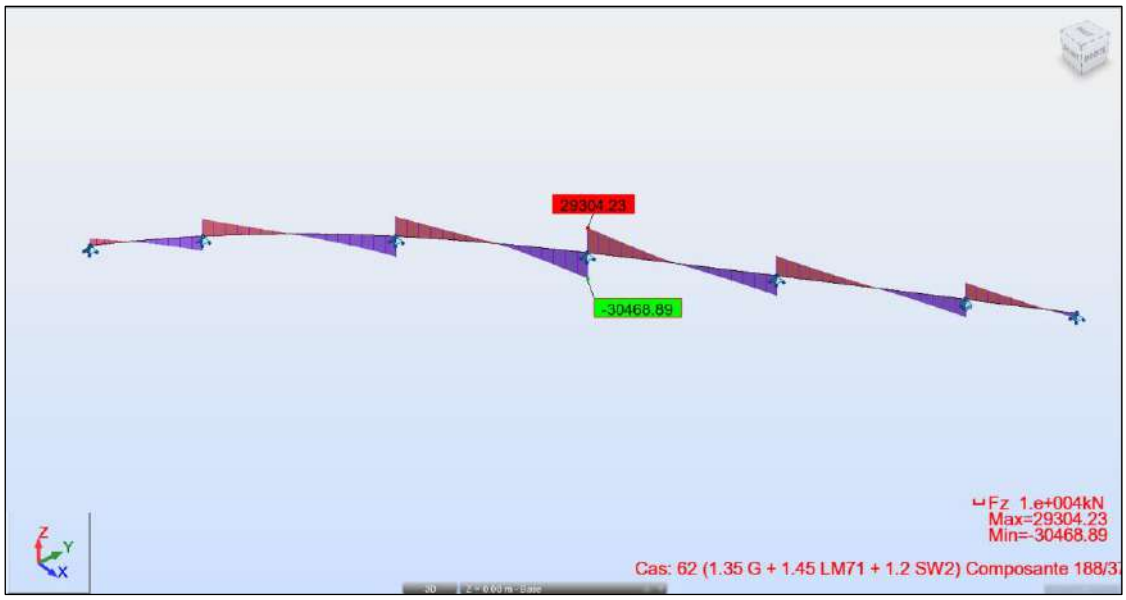


Figure V.13 : T_{Max} à l'ELU (1,35 G + 1,45 LM71 + 1,2 SW/2).

V.4. CONCLUSION

Au cours du présent chapitre, nous avons pu voir que l'étude du tablier d'un pont à voussoirs construit en encorbellement successif, est partagée en deux phases :

L'une, avant l'achèvement des fléaux, où l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire, le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment à l'encastrement sur les piles est maximal.

L'autre, où le schéma statique devient hyperstatique après la réalisation du clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

Sachant que toutes les sollicitations sont connues à travers les combinaisons d'actions préalablement définies, nous allons par la suite étudiera la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.

CHAPITRE : VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, nous allons débuter par la détermination du nombre adéquat de câbles, on enchaîne ensuite avec le calcul des pertes de ces câbles et conclure avec la vérification des contraintes dans le béton.

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs se fait principalement en deux étapes :

La première étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile par une précontrainte verticale (câbles de clouage) puis coller les voussoirs les uns aux autres par une précontrainte horizontale (câbles de fléau).

La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rives construites sur des cintres par une précontrainte appelée continuité.

Ces deux étapes seront explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suit.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la réalisation, et ce pour :

- Assembler les voussoirs successifs en phase de construction et reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.
- Participer avec les câbles de continuité à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations en phase de service.

VI.2.1. Détermination du nombre de câbles de fléau

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

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

Avec :

P : la force de précontrainte.
n : nombre de câbles.
$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite créé par un câble 12T15s, classe 1 860.
$\Delta\mathbf{P}$: le pourcentage des pertes estimé à 25 %.

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :

La tension d'origine :

$\sigma_{p0} = \min (0{,}8\, f_{prg} ; 0{,}9\, f_{peg})$ ➔ σ_{p0} = 1 488 MPa

$P_0 = \sigma_{P0} \times S_{câble12T15s}$, s = 1 800 mm^2 ➔ P_0 = 2 678,40 KN

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P :

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

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

Avec :

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

Application Numérique :

M = 271 910,47 KN.m (Combinaison de charge A1 – Axe VSP ; Voir chapitre V)
d = 0,15 m
I = 76,59 m^4
S = 15,01 m^2
v' = 2,52 m ; e = 2,37 m
P_0 = 2 676,4 KN ; ΔP = 25 %

P = 61 878,59 KN
D'ou : n ≥ 30,80

Prenons : **n = 32 câbles de 12T15s**

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

NB : *les sollicitations ont été calculées auparavant dans le chapitre précédent.*

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

Position	x (m)	M (kN.m)	I (m^4)	S (m^2)	υ (m)	e (m)	P (MN)	N^{bre} calculé	N^{bre} retenus (passants)
Axe VSP	0	271 910,47	76,59	15,01	2,52	2,37	61,88	30,80	32
Fin VSP	4	217 784,13	76,59	15,01	2,52	2,37	49,56	24,67	28
Fin V01	8,45	165 077,23	53,09	14,44	2,14	1,99	44,52	22,16	24
Fin V02	12,9	120 031,71	37,01	13,42	1,82	1,67	37,69	18,76	20
Fin V03	17,35	82 184,64	26,26	12,57	1,56	1,41	29,90	14,88	16
Fin V04	21,8	51 047,78	19,21	11,90	1,36	1,21	21,29	10,60	12
Fin V05	26,25	26 191,97	14,94	11,39	1,23	1,08	12,20	6,07	8
Fin V06	30,7	7 478,56	12,78	11,05	1,15	1,00	3,73	1,86	4
Fin V07	35,15	0,00	12,07	10,88	1,12	0,97	0,00	0,00	0

NB :

- *Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.*
- *Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.*

VI.2.2. Disposition et enrobage des câbles

Afin de permettre une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et d'éviter toutes interactions entre les paquets de gaines lors de la mise en tension.

Nous devrions donc respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, autrement dit :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $e_h \geq 16{,}00$ cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $e_v \geq 16{,}00$ cm.
- L'enrobage : $\mathbf{C = max\ (3/4\ a, \Phi\ , d)}$ ➔ $C \geq 12.5$ cm.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
Φ : diamètre de la gaine (**Φ = 80 mm**).
d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VI.2.3. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson, puis afin de s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan de forme 'S' jusqu'à l'ancrage, cependant il nous est possible de préserver un tracé dépourvu de variation en plan.

VI.2.3.1. Allure en plan des câbles du fléau

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

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

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

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

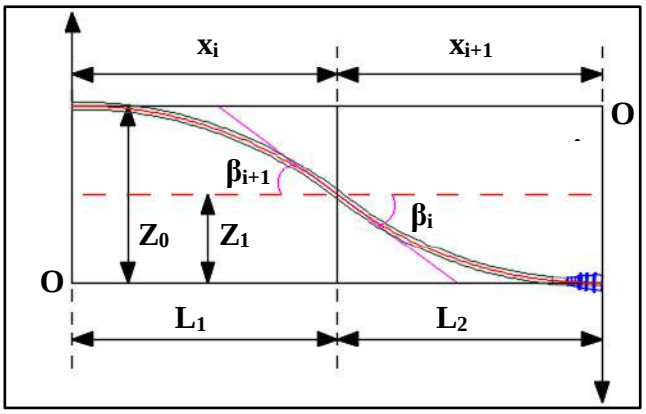


Figure VI.1 : Tracé en plan des câbles.

Avec :

$\mathbf{Z_i}$ **,** $\mathbf{Z_{i+1}}$: distance de la déviation du câble.

$\mathbf{L_i}$ **,** $\mathbf{L_{i+1}}$: longueur de la courbure du câble.

l : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).

β : l'angle de la déviation.

$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles 12T15s, 3 m < R_{min}.

Dans le cas mis en étude, les deux courbes seront de même allure, mais de sens opposés ce qui signifie $x_i = x_{i+1}$.

VI.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter le croisement 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.

VI.2.4.1. Allure en élévation des câbles de fléau

✓ 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 d'une distance x : $\mathbf{R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}}$

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

Avec :

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

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

l : distance sur laquelle se fait la courbure (Longueur d'un voussoir).

$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles 12T15s, 3 m < R_{min}.

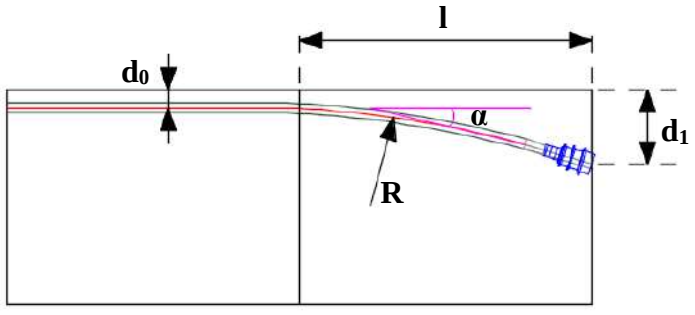


Figure VI.2 : Tracé en élévation des câbles.

Les résultats demeurant seront exposés dans les tableaux VI.2 et VI.3, tandis que les tracés finaux des câbles de fléau sont spécifiés dans les figures VI.3 et VI.4.

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

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
C_F1 - C_F2 - C_F3 - C_F4 - C_F7 - C_F8 - C_F13 - C_F14 - C_F15 - C_F16	Rectiligne					
C_F5 - C_F6 - C_F9 - C_F10	0,16	0,08	2,225	30,94	0,0718	0,16 - 0,0162 x^2
C_F11 - C_F12	0,32	0,16	2,225	15,47	0,1428	0,32 - 0,0323 x^2

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

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_F01 - C_F02	Rectiligne					
C_F03 - C_F04 - C_F05 - C_F06	4,45	0,43	0,67	41,26	0,101	0,43 + 0,012 x^2
C_F07 - C_F08 - C_F09 - C_F10 - C_F11 - C_F12	4,45	0,27	0,67	31.25	0,152	0,27 + 0.020 x^2
C_F13 - C_F14 - C_F15 - C_F16	Rectiligne					

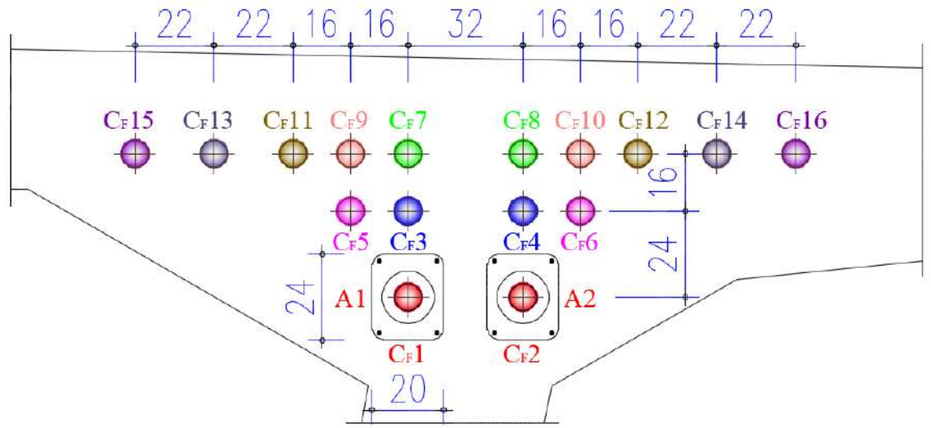


Figure VI.3 : Disposition des câbles de fléau au niveau de la fin VSP.

Câbles 12T15s ; Classe 1860.

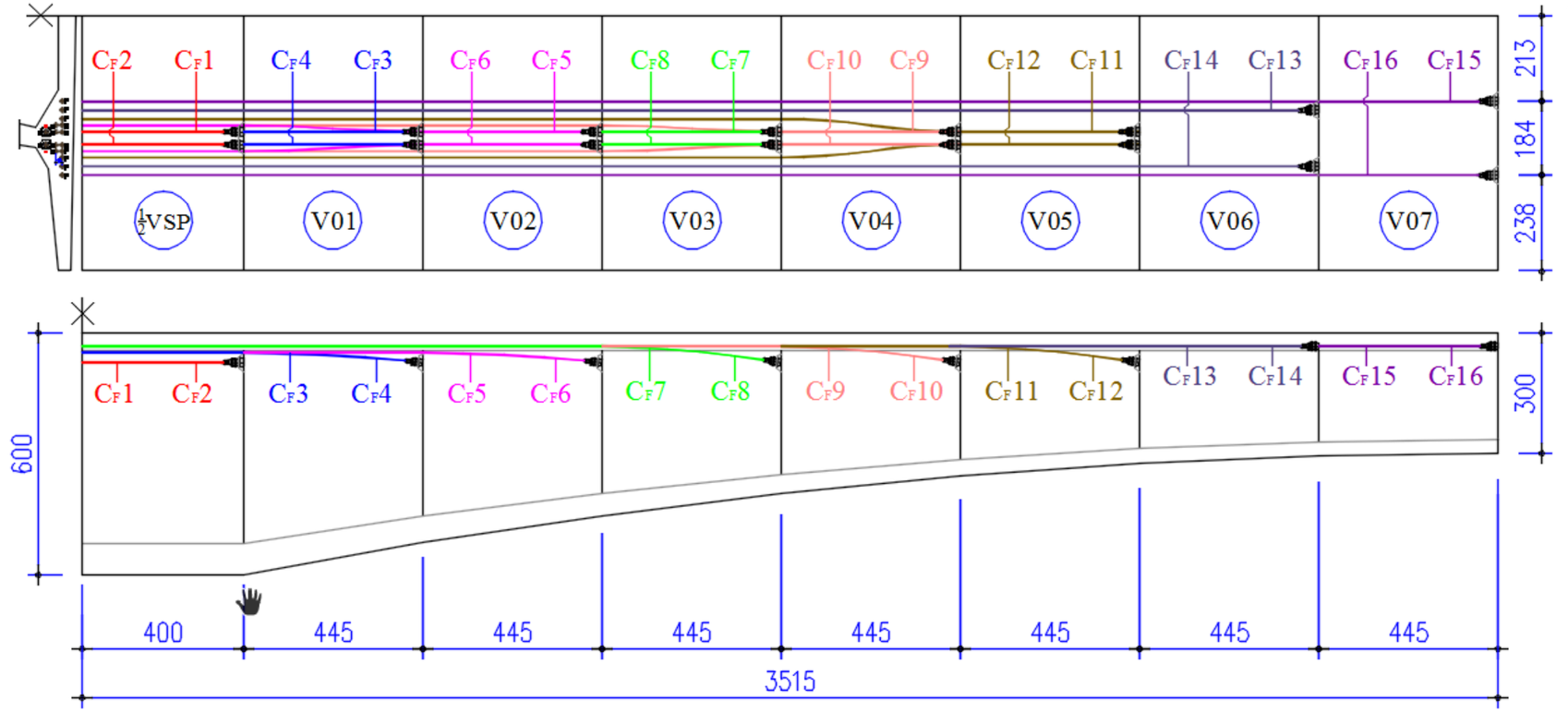


Figure VI.4 : Tracé en élévation et en plan des câbles de fléau.

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et par conséquent s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure.

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

Les câbles de continuité en travée intermédiaire auront pour fonction la reprise des moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles, on utilise le moment positif maximal obtenu suite à un calcul par un logiciel à base d'éléments finis, en appliquant les formules suivantes :

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

Avec :

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.
v' : distance entre le CDG et les fibres supérieures.

NB : *le nombre de câbles de précontrainte pour les travées principales sera établi en deux groupes, l'un coïncide avec le moment maximal positif ¨M_1¨, tandis que l'autre coïncide avec le moment maximal des travées restantes ¨M_2¨.*

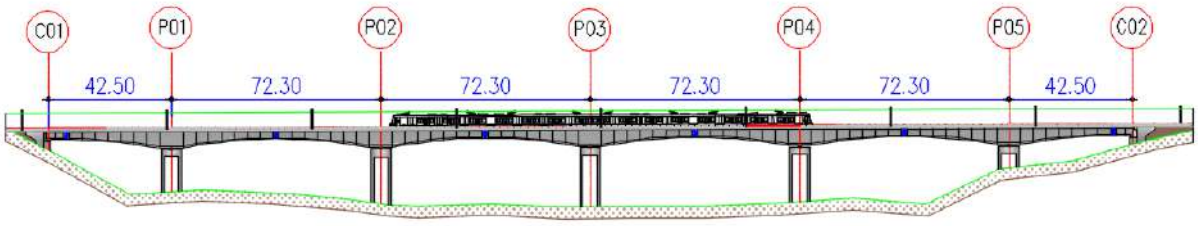


Figure VI.5 : Disposition des travées.

C01 – P 01 et P05 – C02 : travées de rive.

P01 – P 02, P02 – P 03, P03 – P 04 et P04 – P05 : travées principales.

Application Numérique :

- Groupe 1 « M_1 » :

M_1 = 182 255,27 KN.m (COMB-ELS : G + LM71 + SW/2 ; Voir chapitre V)
Câble type 19T15s, classe 1 860
d = 0,15 m
I = 12,07 m^4
S = 10,88 m²
v' = 1,88 m ; e = 1,73 m
P_0 = 4 240,8 KN ; ΔP = 25 %

P = 78 638,55 KN

D'ou : n ≥ 24,72

Prenons : **n = 24 câbles de 19T15s**

- Groupe 2 « M_2 » :

M_1 = 130 922,70 KN.m (COMB-ELS : G + LM71 + SW/2 ; Voir chapitre V)
Câble type 19T15s, classe 1 860
d = 0,15 m
I = 12,07 m^4
S = 10,88 m^2
v' = 1,88 m
e = 1,73 m
P_0 = 4 240,8 KN
ΔP = 25 %

P = 56 489,84 KN

D'où : n ≥ 17,76

Prenons : **n = 18 câbles de 19T15s**

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

Le nombre de câbles de continuité pour les travées principales est résumé dans les tableaux suivant :

Tableau VI.4 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale type 1.

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	I (m^4)	S (m^2)	v' (m)	e (m)	P (MN)	N^{bre} calculé	N^{bre} retenu
Fin VSP	0	0,00	76,59	15,01	3,48	3,33	0,00	0,00	0
Fin V1	4,45	0,00	53,09	14,44	3,07	2,92	0,00	0,00	2
Fin V2	8,90	0,00	37,01	13,42	2,71	2,56	0,00	0,00	6
Fin V3	13,35	55 107,32	26,26	12,57	2,42	2,27	17,60	5,53	10
Fin V4	17,80	105 508,97	19,21	11,90	2,19	2,04	38,02	11,95	14
Fin V5	22,25	143 063,26	14,94	11,39	2,01	1,86	56,89	17,88	18
Fin V6	26,70	167 976,14	12,78	11,05	1,91	1,76	71,02	22,33	22
Fin V7	31,15	180 411,68	12,07	10,88	1,88	1,73	77,84	24,47	24
VSC P4 – P5	32,15	-	12,07	10,88	1,88	1,73	-	-	24
Fin V7	33,15	182 255,27	12,07	10,88	1,88	1,73	78,64	24,72	24
Fin V6	37,60	178 277,75	12,78	11,05	1,91	1,76	75,38	23,70	24
Fin V5	42,05	161 760,49	14,94	11,39	2,01	1,86	64,32	20,22	20
Fin V4	46,50	132 647,33	19,21	11,90	2,19	2,04	47,80	15,03	16
Fin V3	50,95	90 644,05	26,26	12,57	2,42	2,27	28,94	9,10	12
Fin V2	55,40	44 235,67	37,01	13,42	2,71	2,56	12,36	3,88	8
Fin V1	59,85	7 638,81	53,09	14,44	3,07	2,92	1,86	0,58	4
Fin VSP	64 ,30	0,00	76,59	15,01	3,48	3,33	0,00	0,00	0

Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale type 2.

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	I (m^4)	S (m^2)	υ' (m)	e (m)	P (MN)	N^{bre} calculé	N^{bre} retenu
Fin VSP	0	-	-	-	-	-	-	-	-
Fin V1	4,45	0,00	53,09	14,44	3,07	2,92	0,00	0,00	0
Fin V2	8,90	0,00	37,01	13,42	2,71	2,56	0,00	0,00	2
Fin V3	13,35	25 243,12	26,26	12,57	2,42	2,27	8,06	2,53	6
Fin V4	17,80	70 782,32	19,21	11,90	2,19	2,04	25,51	8,02	10
Fin V5	22,25	103 419,16	14,94	11,39	2,01	1,86	41,12	12,93	14
Fin V6	26,70	123 444,35	12,78	11,05	1,91	1,76	52,20	16,41	18
Fin V7	31,15	130 922,70	12,07	10,88	1,88	1,73	56,49	17,76	18
VSC P4 – P5	32,15	-	12,07	10,88	1,88	1,73	-	-	18
Fin V7	33,15	130 674,95	12,07	10,88	1,88	1,73	56,38	17,73	18
Fin V6	37,60	121 691,79	12,78	11,05	1,91	1,76	51,45	16,18	16
Fin V5	42,05	100 259,82	14,94	11,39	2,01	1,86	39,87	12,53	12
Fin V4	46,50	66 280,99	19,21	11,90	2,19	2,04	23,89	7,51	8
Fin V3	50,95	19 572,84	26,26	12,57	2,42	2,27	6,25	1,97	4
Fin V2	55,40	0,00	37,01	13,42	2,71	2,56	0,00	0,00	0
Fin V1	59,85	0,00	53,09	14,44	3,07	2,92	0,00	0,00	0
Fin VSP	64,30	-	-	-	-	-	-	-	-

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

Pour solidariser les parties construites sur cintre des travées de rive au fléau, des câbles de continuité sont nécessaires.

Ces câbles ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

Application Numérique :

M = 75 451,74 KN.m (COMB-ELS : G + LM71 + SW/2 ; Voir chapitre V)

Câble type 19T15s, classe 1 860

d = 0,15 m

I = 14,94 m^4

S = 11,39 m^2

ν' = 2,01 m ; e = 1,86 m

P_0 = 4 240.8 KN ; ΔP = 25 %

P = 30 001,23 KN

D'où : n ≥ 9,43

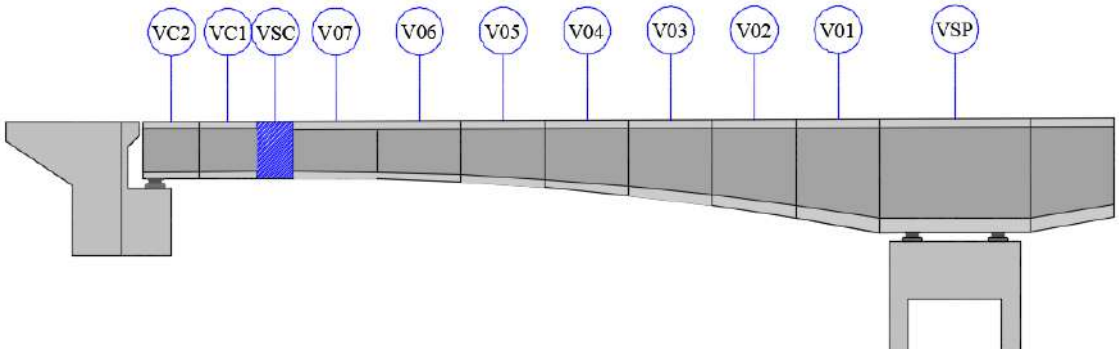
Prenons **n = 10 câbles de 19T15s**

NB : *les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V05 à x = 18,35 m.*

Le nombre de câbles de continuité pour les deux travées de rive est résumé dans le tableau suivant :

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

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	I (m^4)	S (m^2)	υ' (m)	e (m)	P (MN)	N^{bre} calculé	N^{bre} retenu
Fin VSC1	0,00	0,00	12,07	10,88	1,88	1,73	0,00	0,00	0
FIN VSC2	3,00	20 842,67	12,07	10,88	1,88	1,73	8,99	2,83	4
VSC C2 – P5	5,00	42 581,37	12,07	10,88	1,88	1,73	18,37	5,78	6
Fin V7	9,45	54 115,45	12,07	10,88	1,88	1,73	23,35	7,34	8
Fin V6	13,9	70 823,25	12,78	11,05	1,91	1,76	29,95	9,42	10
Fin V5	18,35	75 451,74	14,94	11,39	2,01	1,86	30,00	9,43	10
Fin V4	22,80	67 661,23	19,21	11,90	2,19	2,04	24,38	7,67	8
Fin V3	27,25	47 055,12	26,26	12,57	2,42	2,27	15,03	4,72	6
Fin V2	31,70	23 877,69	37,01	13,42	2,71	2,56	6,67	2,10	4
Fin V1	36,15	0,00	53,09	14,44	3,07	2,92	0,00	0,00	0
Fin VSP	40,60	-	-	-	-	-	-	-	-



IV.3.3. Tracé des câbles de continuité

Suite à une estimation judicieuse du nombre de câbles projetés pour chaque voussoir, nous allons maintenant établir leurs dispositions par les trois pièces nécessaires à leurs réalisations à savoir :

- Le tracé en plan.
- Le tracé en élévation.
- Coupe transversale.

Les équations et les paramètres du tracé sont mis en évidence dans les tableaux VI.7 et VI.8 ainsi que les tableaux VI.9 et VI.10, tandis que les tracés finaux des câbles de continuité sont spécifies dans les figures VI.6 et VI.7 ainsi que les figures VI.8 et VI.9.

Tableau VI.7 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité des travées principales type 1.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
C_C1 - C_C2	Rectiligne					
C_C3 - C_C4 - C_C7	0,2	0,1	2,225	24,75	0,090	0,2 - 0,020 X^2
C_C5 - C_C6 - C_C8 - C_C9	0,4	0,2	2,225	12,38	0,178	0,4 - 0,040 X^2
C_C10 - C_C11	0,6	0,3	2,225	8,25	0,263	0,6 - 0,061 X^2
C_C12	0,8	0,4	2,225	6,19	0,345	0,8 - 0,081 X^2

Tableau VI.8 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité des travées principales type 1.

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_1 -d_0 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_C2 - C_C4 - C_C6 - C_C8 - C_C10 - C_C12	4,45	0,52	Voir le détail en Annexe		
C_C1 - C_C3 - C_C5 - C_C7 - C_C9 - C_C11	4,45	0,52	Voir le détail en Annexe		

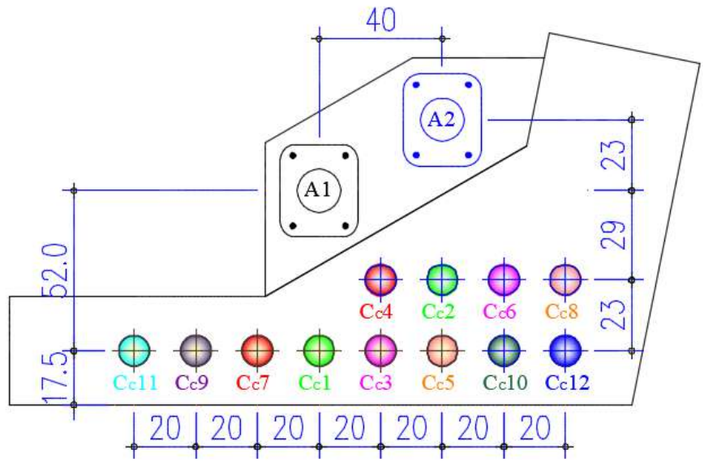


Figure VI.6 : Disposition des câbles de continuité type 1 au niveau du voussoir sur clef.

Câbles 19T15s ; Classe 1 860.

P04

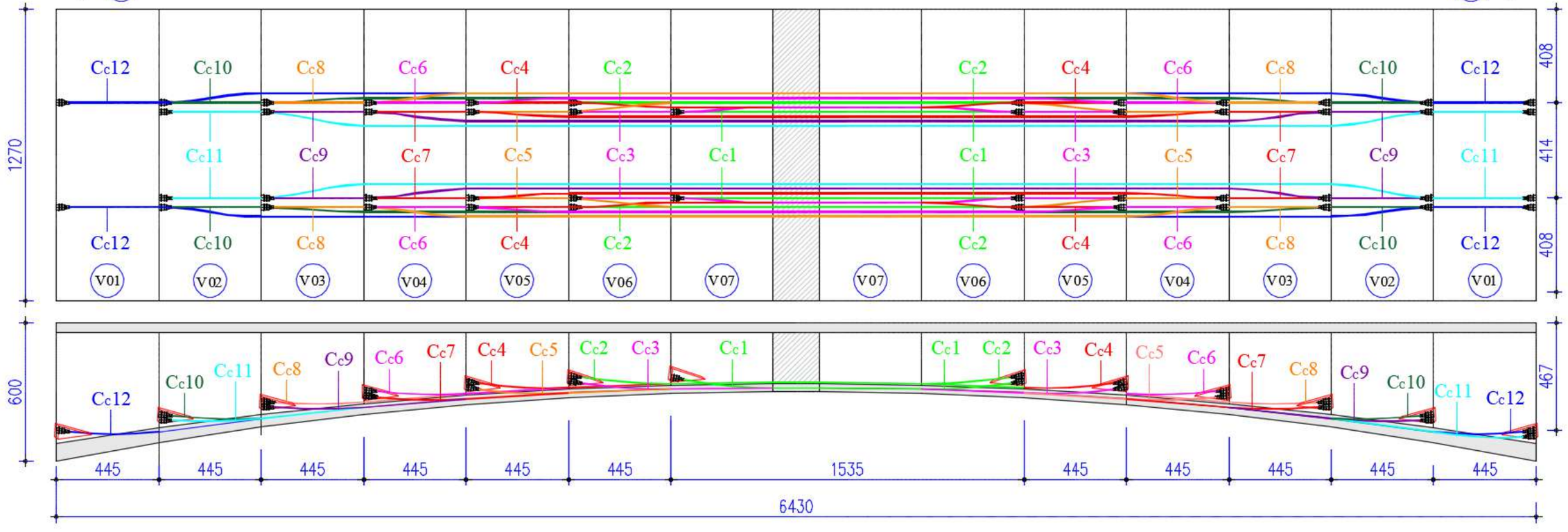


Figure VI.7 : Tracé combiné des câbles de continuité type 1 – travée P04-P05.

P05

Tableau VI.9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité des travées de rive.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i ; X_{i+1} (m)	R (m)	β_i ; β_{i+1} (rad)	Z(x)
C_C1 - C_C2	Rectiligne					
C_C3 - C_C4 - C_C5	0,2	0,1	2,225	24,75	0,090	$0,2 - 0,020\ X^2$

Tableau VI.10 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité des travées de rive.

Câbles	$L_{dév}$ (m)		d_1 -d_0 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C_C2 - C_C4	4,45 (côté pile)	3 (côté culée)	0,52	Voir le détail en Annexe		
C_C1 - C_C3 - C_C5	4,45 (côté pile)	3 (côté culée)	0,52	Voir le détail en Annexe		

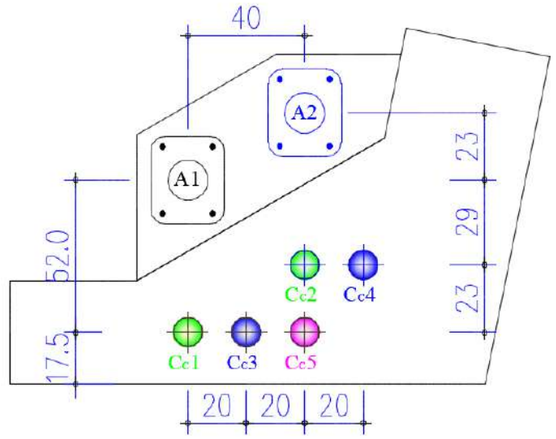


Figure VI.8 : Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive au niveau du voussoir de clavage.

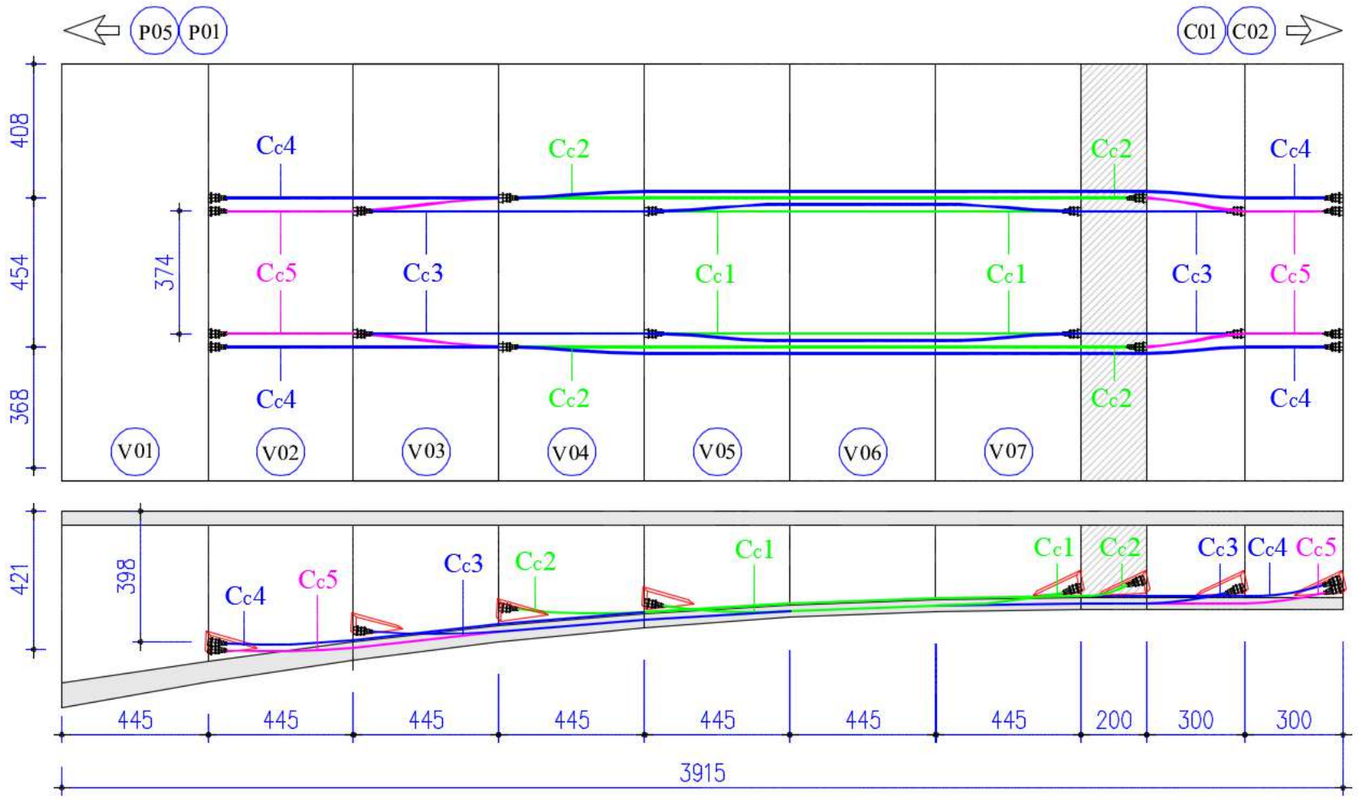


Figure VI.9 : Tracé combiné des câbles de continuité pour la travée de rive – travée C01-P01/P02-/C2.

Câbles 19T15s ; Classe 1 860.

VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

La force de précontrainte dans les armatures d'un élément en béton précontraint tend à diminuer, à la fois dans le temps et dans l'espace, cette diminution est due à plusieurs phénomènes inévitables, attribués au comportement du matériau, au mode de précontrainte et au procédé de mise en tension.

Les conditions de sécurité de l'ouvrage au cours de son exploitation en période de service ont permis la définition de la tension nécessaire permanente, aussi connue comme tension « de service », l'ingénieur doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

Ce type de pertes se produit dans le cas de la post-tension, lors de la mise en tension des câbles de précontrainte qui subissent les pertes suivantes :

- Les pertes de tension dues au frottement.
- Les pertes de tension dues au recul d'ancrage.
- Les pertes de tension dues au raccourcissement (déformation instantanée) du béton.

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

Cette catégorie de perte se manifeste suite à un frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

Effectivement, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure en plan ainsi qu'en élévation. Tandis que dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

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

Avec :

σ_{p0} : la tension à l' origine.
e : la base des logarithmes népériens.
$f(rd^{-1}) = 0{,}20$: coefficient de frottement.
θ (**rd**) : somme des déviations angulaires du câble sur la distance x.
$\varphi(m^{-1}) = 0{,}003$: coefficient de frottement en ligne.
x : la distance de la section considérée (m).

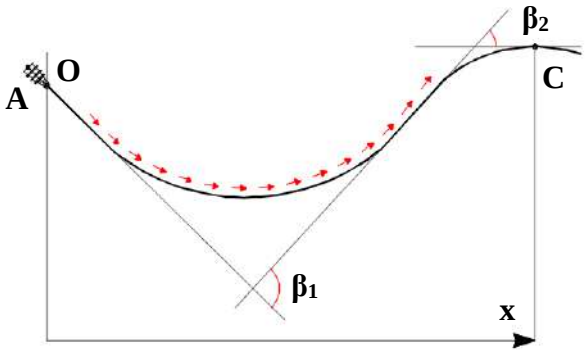


Figure VI.10 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.

En supposant que les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale a envisagé est la somme : $\theta = \alpha + \beta$

Tandis que, nous optons pour la formule approchée ci-dessous lorsque les déviations ont lieu simultanément : $tg\ \theta = \sqrt{tg^2\alpha + tg^2\beta}$

L'ensemble des résultats seront exposés dans le tableau VI.11.

VI.4.1.2. Pertes de tension par recul d'ancrage

Cette catégorie de perte se manifeste suite au glissement de l'armature par rapport à son ancrage, au tassement et à la déformation de l'ancrage. L'influence de cette diminution de tension dans le câble s'atténue au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'ancrage jusqu'à s'annuler a une distance « d », et est définie comme suit :

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

Avec :

k : fonction croissante.
d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
σ_{p0} : contrainte initiale.
g = 2 mm : l'intensité du recul d'ancrage.
E_p **= 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

L'ensemble des résultats seront exposés dans le tableau VI.12.

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

La mise en tension de ces N câbles, provoque dans le béton adjacent, une variation de la contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$, du fait que ces N câbles ne sont pas tendus conjointement, ainsi le $n^{ème}$ câble mis en tension subit un allongement dû aux (N – n) câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

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

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

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

Avec :

σ_b : contrainte finale (après stabilisation des pertes instantanées) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.
E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.
E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.
P : effort de précontrainte, $P = P_0 (1 - \Delta P)$.
M_p : moment dû au poids propre.

L'ensemble des résultats seront exposés dans le tableau VI.13.

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

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

L'ensemble des résultats seront exposés dans le tableau VI.14.

Tableau VI.11 : Récapitulatif des pertes de tension dues au frottement.

Position	x (m)	Câbles	L (m)	β (rad)	α (rad)	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
Fin VSP	4	C1	4,00	0,000	0,000	17,75	0,00							
	4	C2	4,00	0,000	0,000	17,75	0,00							
Fin V1	8,45	C3	4,45	0,000	0,107	68,09	50,95	0,00						
	8,45	C4	4,45	0,000	0,107	68,09	50,95	0,00						
Fin V2	12,9	C5	4,45	0,144	0,107	126,58	110,14	50,95	0,00					
	12,9	C6	4,45	0,144	0,107	126,58	110,14	50,95	0,00					
Fin V3	17,35	C7	4,45	0,000	0,178	124,84	108,38	89,84	71,05	0,00				
	17,35	C8	4,45	0,000	0,178	124,84	108,38	89,84	71,05	0,00				
Fin V4	21,8	C9	4,45	0,144	0,178	180,99	165,21	147,43	129,42	71,05	0,00			
	21,8	C10	4,45	0,144	0,178	180,99	165,21	147,43	129,42	71,05	0,00			
Fin V5	26,25	C11	4,45	0,286	0,178	234,46	219,33	202,28	185,00	167,49	71,05	0,00		
	26,25	C12	4,45	0,286	0,178	234,46	219,33	202,28	185,00	167,49	71,05	0,00		
Fin V6	30,7	C13	4,45	0,000	0,000	130,92	114,54	96,08	77,37	58,42	39,20	19,73	0,00	
	30,7	C14	4,45	0,000	0,000	130,92	114,54	96,08	77,37	58,42	39,20	19,73	0,00	
Fin V7	35,15	C15	4,45	0,000	0,000	148,92	132,75	114,54	96,08	77,37	58,42	39,20	19,73	0,00
	35,15	C16	4,45	0,000	0,000	148,92	132,75	114,54	96,08	77,37	58,42	39,20	19,73	0,00
Moyenne en MPa						**129,07**	**112,66**	**100,16**	**93,15**	**74,87**	**42,17**	**19,65**	**9,87**	**0,00**
EN %						**8,67**	**7,57**	**6,73**	**6,26**	**5,03**	**2,83**	**1,32**	**0,66**	**0,00**

Tableau VI.12 : Récapitulatif des pertes de tension dues au recul d'ancrage.

Position	x (m)	Câbles	L (m)	θ (rad)	k	d(m)	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
Fin VSP	4,00	C1	4,00	0,000	0,003	9,23	73,13	112,86							
	4,00	C2	4,00	0,000	0,003	9,23	73,13	112,86							
Fin V1	8,45	C3	4,45	-	-	7,45	-	23,15	127,65						
	8,45	C4	4,45	-	-	7,45	-	23,15	127,65						
Fin V2	12,90	C5	4,45	-	-	5,60	-	-	30,51	132,41					
	12,90	C6	4,45	-	-	5,60	-	-	30,51	132,41					
Fin V3	17,35	C7	4,45	-	-	5,91	-	-	-	12,32	154,42				
	17,35	C8	4,45	-	-	5,91	-	-	-	12,32	154,42				
Fin V4	21,80	C9	4,45	-	-	4,97	-	-	-	-	13,56	155,65			
	21,80	C10	4,45	-	-	4,97	-	-	-	-	13,56	155,65			
Fin V5	26,25	C11	4,45	-	-	4,77	-	-	-	-	-	13,85	155,94		
	26,25	C12	4,45	-	-	4,77	-	-	-	-	-	13,85	155,94		
Fin V6	30,70	C13	4,45	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	2,91	42,64	82,37	
	30,70	C14	4,45	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	2,91	42,64	82,37	
Fin V7	35,15	C15	4,45	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	2,91	42,64	82,37
	35,15	C16	4,45	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	2,91	42,64	82,37
Moyenne en MPa							**9,39**	**17,00**	**22,59**	**24,12**	**33,60**	**43,10**	**67,17**	**62,51**	**82,37**
En %							**0,63**	**1,14**	**1,52**	**1,62**	**2,26**	**2,90**	**4,51**	**4,20**	**5,54**

Tableau VI.13 : Récapitulatif des pertes de tension dues à la non-simultanéité de la mise en tension.

Position	Câbles	v (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m^4)	S (m^2)	Mg (MN,m)	P (MN)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	32	2,52	0,356	2,16	76,59	15,01	271,91	2,43	**5,93**	**0,40**
Fin VSP	32	2,52	0,356	2,16	76,59	15,01	217,78	2,45	**10,13**	**0,68**
Fin V1	28	2,14	0,346	1,79	53,09	14,44	165,08	2,46	**8,86**	**0,60**
Fin V2	24	1,82	0,333	1,48	37,01	13,42	120,03	2,47	**8,24**	**0,55**
Fin V3	20	1,56	0,346	1,22	26,26	12,57	70,00	2,48	**9,25**	**0,62**
Fin V4	16	1,36	0,366	1,00	19,21	11,90	50,00	2,52	**7,64**	**0,51**
Fin V5	12	1,23	0,399	0,83	14,94	11,39	25,00	2,52	**7,04**	**0,47**
Fin V6	8	1,15	0,266	0,89	12,78	11,05	9,00	2,55	**6,53**	**0,44**
Fin V7	4	1,12	0,266	0,86	12,07	10,88	0,00	2,53	**4,08**	**0,27**

Tableau VI.14 : Récapitulatif des pertes de tension instantanées.

Position	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
Pertes instantanées en MPa	144,14	139,41	131,12	125,52	117,71	92,91	93,86	78,90	86,46
Pertes instantanées en %	**9,70**	**9,39**	**8,84**	**8,44**	**7,91**	**6,24**	**6,31**	**5,30**	**5,81**

VI.4.2. Pertes de tension différées

Ce type de pertes se produit dans le temps, de sorte que la force de précontrainte s'atténue graduellement après la mise en tension, nous distinguons les catégories suivantes :

- Les pertes de tension dues retrait.
- Les pertes de tension dues fluage du béton.
- Les pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

VI.4.2.1. Pertes par retrait du béton

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 au cours de son durcissement, qui apparaissent suite a diminution du volume de ce dernier, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\boldsymbol{\varepsilon_r\,[1 - r\,(t_0)]}$.

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

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

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_r \approx E_p\,\varepsilon_r}$$

Avec :

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

Application Numérique :

$E_p = 190\,000$ MPa

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

$\boldsymbol{\Delta\sigma_r = 38}$ **MPa** ➔ $\boldsymbol{\Delta\sigma_r = 2{,}55\ \%}$

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.

Cette contrainte $\sigma_{fl}(t)$ varie à cause des différentes phases de construction qui se traduisent par l'application de nouvelles charges permanentes et des pertes différées de toute nature qui entraînent une évolution progressive de la tension dans les câbles.

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

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

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

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5\sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{ij}}$$

L'ensemble des résultats seront exposés dans le tableau VI.15.

VI.4.2.3. Pertes par relaxation

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

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

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

Avec :

$\rho_{1\,000}$ **(%) = 2,5 %** : relaxation garantie à 1 000 h.
μ_0 **:** coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

L'ensemble des résultats seront exposés dans le tableau VI.16.

VI.4.2.4. Pertes différées totales

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

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

L'ensemble des résultats seront exposés dans le tableau VI.17.

D'après les résultats du tableau VI.17 on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25 %). Pour l'ensemble des calculs subséquent, nous allons prendre : **$\Delta\sigma$ = 20,62 %**.

VI.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles **C6** à la fin du voussoir **VSP**.

Application Numérique :

- Pertes de tension par frottement :

  β = 0,144 rad ; α = 0,107 rad ➔ θ = 0,251 rad
  φ = 0,003 m^{-1}
  f = 0,20 rd^{-1}
  σ_{p0} = 1 488 MPa
  ➔ $\Delta\sigma_\varphi$ = 110,14 MPa **;** $\Delta\sigma_{\varphi\text{-moy}}$ = 112,66 MPa

- Pertes de tension par recul de l'ancrage :

E_P = 190 000 MPa

l = 4,45 m ; x = 12,90 m

g = 0,002 m.

θ = 0,144 rad.

➔ d'où : d = 5,60 m

➔ $\Delta\sigma_g$ = 0 MPa **;** $\Delta\sigma_{g\text{-}moy}$ = 17,00 MPa

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

M_p = 217,78 MN.m ; n = 32 câbles.

$\Delta P_{\varphi+g}$ = 8,71 %

P_0 = 2,68 MN

➔ P = 2,45 MN

e = 2,16 m ; B = 15,01 m^2 ; I = 76,59 m^4

E_{bi} = 35 981,73 MPa

$\Delta\sigma_e$ = 10,13 MPa

➔ $\Delta\sigma_i$ = 120,27 MPa ; $\Delta\sigma_{i\text{-}moy}$ = 139,79 MPa

➔ **σ_i = 1 367,73 MPa ; $\sigma_{i\text{-}moy}$ = 1 348,21 MPa**

- Pertes par retrait :

$$\xi r = 2\times10^{-4}$$

$\Delta\sigma_r$ = 38 MPa

- Pertes par fluage :

M_p = 138,11 MN.m ; n = 32 câbles

ΔP_{Ins} = 9,39 %

P_0 = 2 678,4 KN

e = 2,16 m ; B = 15,01 m^2 ; I = 76,59 m^4

E_p = 190 000 MPa ; E_{bi} = 35 981,73 MPa

➔ $\Delta\sigma_{fl\text{-}moy}$ = 79,33 MPa

- Pertes par relaxation :

σ_i = 1 348,21 MPa

f_{prg} = 1 860 MPa.

$\rho_{1\,000}$ = 2,5 %.

μ_0 = 0,43

μ = 0,725

$\Delta\sigma_{\rho\text{-}moy}$ = 59,63 MPa.

➔ **$\Delta\sigma_\infty$ = 306,81 MPa**.

➔ **σ_∞ = 1 181,19 MPa**.

Tableau VI.15 : Récapitulatif des pertes de tension dues au fluage.

VSR	N^{bre} Câbles	υ (m)	d (m)	e_{moy} (m)	I (m^4)	S (m^2)	M_g (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	32	2,52	0,36	2,16	76,59	15,01	178,49	2,42	**63,85**	**4,29**
Fin VSP	32	2,52	0,36	2,16	76,59	15,01	138,11	2,43	**79,33**	**5,33**
Fin V1	28	2,14	0,35	1,79	53,09	14,44	99,95	2,44	**72,55**	**4,88**
Fin V2	24	1,82	0,33	1,48	37,01	13,42	68,55	2,44	**67,42**	**4,53**
Fin V3	20	1,56	0,35	1,21	26,26	12,57	43,52	2,47	**61,84**	**4,16**
Fin V4	16	1,36	0,37	1,00	19,21	11,90	24,41	2,51	**55,37**	**3,72**
Fin V5	12	1,23	0,40	0,83	14,94	11,39	10,84	2,51	**45,36**	**3,05**
Fin V6	8	1,15	0,27	0,88	12,78	11,05	2,70	2,54	**38,22**	**2,57**
Fin V7	4	1,12	0,27	0,85	12,07	10,88	0,00	2,52	**20,36**	**1,37**

Tableau VI.16 : Récapitulatif des pertes de tension dues à la relaxation.

VSR	N^{bre} Câbles	σ_i (MPa)	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{réel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	32	1 343,61	0,722	0,43	**58,92**	**3,96**
Fin VSP	32	1 348,21	0,725	0,43	**59,63**	**4,01**
Fin V1	28	1 356,39	0,729	0,43	**60,88**	**4,09**
Fin V2	24	1 357,00	0,730	0,43	**60,98**	**4,10**
Fin V3	20	1 370,29	0,737	0,43	**63,04**	**4,24**
Fin V4	16	1 395,09	0,750	0,43	**66,97**	**4,50**
Fin V5	12	1 394,14	0,750	0,43	**66,82**	**4,49**
Fin V6	8	1 409,10	0,758	0,43	**69,24**	**4,65**
Fin V7	4	1 401,54	0,754	0,43	**68,01**	**4,57**

Tableau VI.17 : Récapitulatif des pertes de tension totales.

VSR	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
PERTES DIFFEREES	10.14	11.22	10.84	10.50	10.24	10.03	9.34	9.00	7.73
PERTES INSTANTANEES	9.70	9.39	8.84	8.44	7.91	6.24	6.31	5.30	5.81
TOTALES (%)	19.85	**20.62**	19.68	18.94	18.15	16.27	15.65	14.30	13.54

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

La condition à vérifier est la suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$, où : $\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$

Avec :

P : effort de précontrainte.
B : surface de la section considérée.
I : inertie de la section considérée.
$\mathbf{e_0}$: excentricité du câble de précontrainte moyen.
M : moment extérieur.
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

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

$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21$ **MPa** ;
$\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 1,5 \times 2,7 = 4,05$ **MPa**, hors section d'enrobage ;
$\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{t28} = 0,7 \times 2,7 = 1,89$ **MPa**, en section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Vsr	N^bre câbles	M (MN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m⁴)	S (m²)	e_moy (m)	P (MN)	σ_sup (MPa)	σ_inf (MPa)	Obs
Axe VSP	32	271 910,47	3,48	2,52	76,59	15,01	2,16	68,04	**0,43**	**10,22**	**OK**
Fin VSP	32	217 784,13	3,48	2,52	76,59	15,01	2,16	68,04	**2,21**	**7,76**	**OK**
Fin V01	28	165 077,23	3,07	2,14	53,09	14,44	1,79	59,53	**1,77**	**7,50**	**OK**
Fin V02	24	120 031,71	2,71	1,82	37,01	13,42	1,48	51,03	**1,63**	**7,05**	**OK**
Fin V03	20	82 184,64	2,42	1,56	26,26	12,57	1,22	42,52	**1,57**	**6,19**	**OK**
Fin V04	16	51 047,78	2,19	1,36	19,21	11,90	1,00	34,02	**1,65**	**4,80**	**OK**
Fin V05	12	26 191,97	2,01	1,23	14,94	11,39	0,83	25,51	**1,83**	**2,91**	**OK**
Fin V06	8	7 478,56	1,91	1,15	12,78	11,05	0,89	17,01	**2,22**	**0,41**	**OK**
Fin V07	4	0,00	1,88	1,12	12,07	10,88	0,86	8,50	**1,46**	**-0,35**	**OK**

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.

$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21$ **MPa.**
$\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 1,5 \times 2,7 = 4,05$ **MPa**, hors section d'enrobage.
$\sigma_{bt2} = 1,0 \times f_{t28} = 1,0 \times 2,7 = 2,7$ **MPa**, en section d'enrobage.

Les résultats sont mentionnés dans l'Annexe**.**

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

Tout comme vis-à-vis de la flexion, une double vérification est de règle :

- Aux ELS, des critères d'intégrité permettent de limiter la probabilité de fissuration du béton.
- Aux ELU, le schéma classique du treillis conduit au dimensionnement des armatures transversales et au contrôle de la contrainte de compression dans les bielles.

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

Alors que la résistance à la flexion conditionne les membrures d'une poutre, c'est la résistance à l'effort tranchant qui permet de dimensionner les âmes et de préciser le tracé à donner aux câbles dans les zones où la flexion n'est pas prépondérante.

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

❖ Effort tranchant dû aux charges extérieures :

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

Il est donc, considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à « h/2 » d'un appui intermédiaire d'une poutre continue.

$$\mathbf{V_{Ser} = V_g + V_q}$$

Avec :

$\mathbf{V_g}$: relative aux charges permanentes.
$\mathbf{V_q}$: relative aux charges variables.

❖ Effort tranchant dû à la précontrainte (effet isostatique) :

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison α % a la fibre moyenne, $\mathbf{V_P = P \times \sin\alpha}$

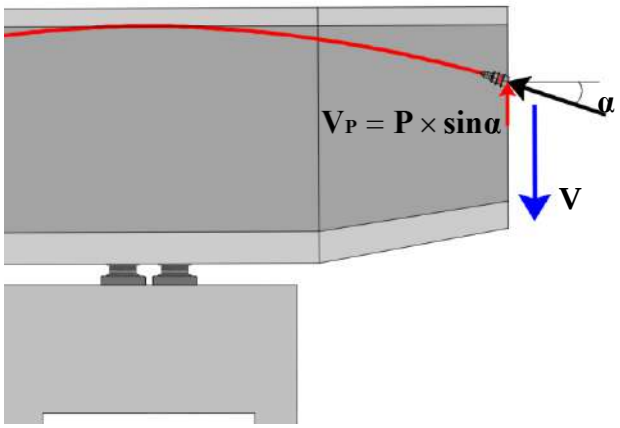


Figure VI.11 : Effort de précontrainte.

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

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

Application Numérique :

P = 2,13 MN ; ΔP = 20,62 %
α_{moy} = 0,094 rad
n = 32 câbles

V_P = 6,36 MN

❖ Effet hyperstatique :

On doit ajouter à l'effet isostatique l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, et qui vaut : $\mathbf{V_h = \frac{dM}{dx}}$

L'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous une combinaison de charge à l'ELS. V_{ser} (x = 3 m) = 22,86 M.N

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

Dans les caissons à hauteurs variables, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur dans la section considérée.

Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui compense une partie de l'effort tranchant, qui vaut : $\mathbf{V_R = -(\alpha - \varphi)N_{bi} + \varphi N_{bs}}$

Avec :

Φ : l'angle de la fibre moyenne avec la fibre supérieure.
A : l'angle du hourdis inférieur par rapport au hourdis supérieur.
N_{bi} : effort de compression du hourdis inferieur.
N_{bs} : effort de compression du hourdis supérieur.

NB : *on n'en tient pas compte, sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet à la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.*

$$\mathbf{V_{red} = V_{ser} - V_P - V_R}$$
$$\mathbf{V_{red} = V_{ser} - V_P - V_R = 16,51\ MN}$$

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

Nous devrions vérifier la condition suivante :

$\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2)$, avec : $\tau = \frac{V_{red}}{z \cdot b_n} V$

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

Avec :

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité : $\sigma_x = P/B_n$.

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 : $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$.

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme : $b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$.

b_0 : l'épaisseur brute de l'âme.

n : nombre de câbles.

k : injection de coulis de ciment, **k = 0,5.**

Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

V_{red} = 16,51 MN
ρ = 58,19 %
f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2,7 MPa
b_n = 1,4 m ; z = 4,747 m

On constate que : $\tau_{max} < \overline{\tau}$ ✓

τ_{max} = 2,48 MPa
σ_x = 4,63 MPa
τ_1 = 2,81 MPa
τ_2 = 4,30 MPa

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.

VI.6.2.1. La résistance des bielles comprimées

Elles consistent à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G. $\sigma_x = P \times \cos\alpha / B_n$ et $\sigma_y = 0$.

τ_u : contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u\,red}}{z \times b_n}$

Application Numérique :

Abscisse de vérification : 3 m
$V_{max\ comb\text{-}Elu}$ = 26,857 MN
σ_x = 4,613 MPa,
z = 4.747 m
b_n = 1,4 m

$V_{U\text{-}red}$ = 20,50 MPa
τ_u = 3,08 MPa
β_u = 26,61°
Prenons : β_u = 45°

VI.6.2.2. La résistance des armatures transversales

La section des armatures transversale At est donnée par :

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

Avec :

$\mathbf{A_t}$: section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
$\mathbf{s_t}$: espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
$\boldsymbol{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier.
$\gamma_s = 1{,}15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.
β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, $\beta_u = 45°$ car il y a reprise de bétonnage.

Application Numérique :

$V_{max\ comb\ -\ ELU} = 26{,}86$ MN ; $\tau_u = 3{,}08$ MPa
$f_{t28} = 2{,}7$ MPa ; $f_e = 500$ MPa
$\gamma_s = 1{,}15$; $b_n = 1{,}4$ m ; $\beta_u = 45°$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{70{,}36\ cm^2/m}$$

❖ Le pourcentage minimum a disposé :

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

$$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{0{,}6}\ \frac{\mathbf{b_n \gamma_s}}{f_e} \rightarrow \frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{19{,}32\ cm^2/m}$$

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

$\tau = 3{,}085$ MPa $\leq \frac{f_{c28}}{6} = 5{,}83$ MPa ➔ Ce qui est vérifié.

VI.7. CONCLUSION

L'étude du précontraint est à caractère indispensable dans un pont voussoirs construit en encorbellement successif, nous donnons ainsi les déférents types de câbles étant 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. Or, en suivant le même principe à partir des moments à mi-travée on pourra de ce fait déterminer le besoin des câbles de continuités, avant d'effectuer une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections nécessitant des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.

CHAPITRE : VII

ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armatures passives) pour les sections d'âmes ainsi que pour celles des hourdis inférieur et supérieur.

Pour les ouvrages construits par encorbellements successifs, la section tubulaire (caisson) est la structure transversale la mieux adaptée du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur en flexion des deux membrures, supérieure et inférieure.

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS

VII.2.1. Modélisation

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

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

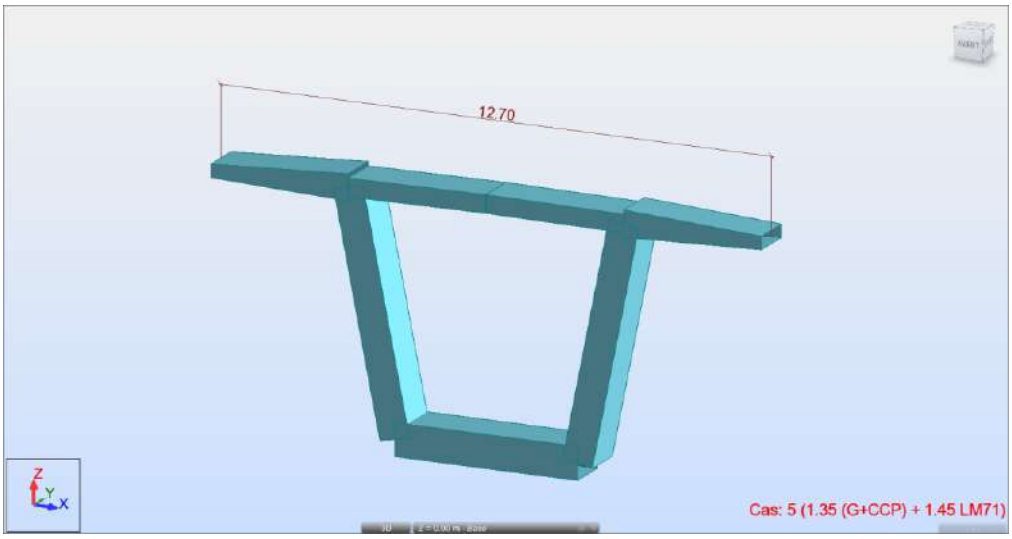


Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel.

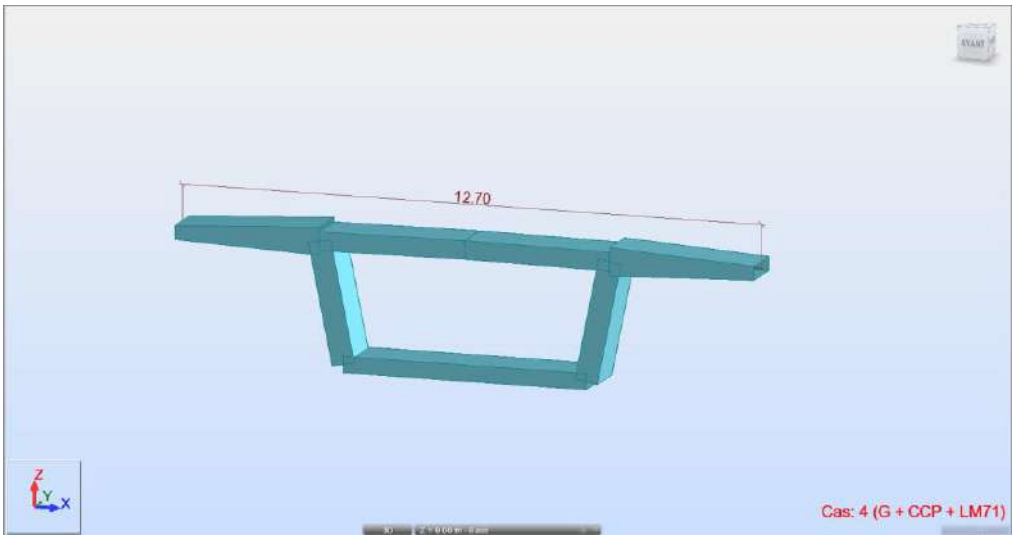


Figure VII.2 : Vue en 3D du voussoir à la clef modélisé sur le logiciel.

VII.2.2. Détermination des sollicitations

Les charges à considérer sont définies au préalable dans le chapitre IV.

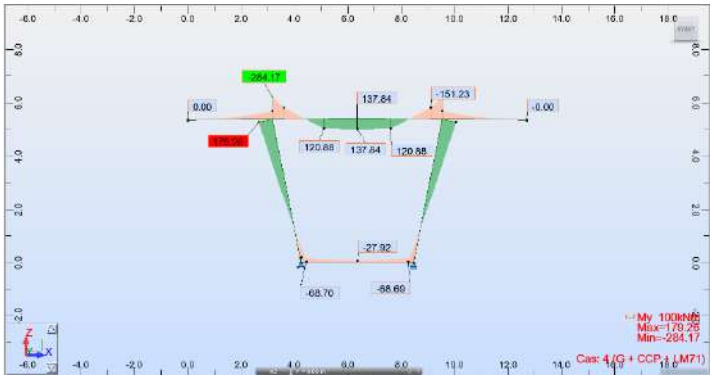
Le voussoir devra être ferraillé sous un moment propre à la combinaison la plus défavorable, donnée par l'EUROCODE 2. Ces combinaisons sont celles énumérées dans les tableaux V.6 et V.7 établis au niveau du chapitre V.

VII.2.3. Résultats

Les résultats sont représentés dans les tableaux subséquents :

Tableau VII.1 : Moments extrêmes au niveau du voussoir sur pile.

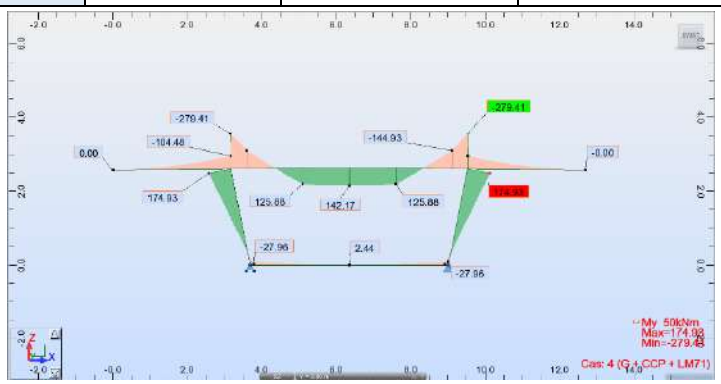
	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	196,57	137,84	- 404,59	- 284,17
Hourdis inférieur	- 43,25	- 27,92	- 98,30	- 68,70
Âme	262,97/547,31	179,26/387,25	- 98,30/672,02	- 68,70/479,62



Moment maximal pour la combinaison de l'ELS : G + CCP + LM71

Tableau VII.2 : Moments extrêmes au niveau du voussoir à la clef.

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	203,13	142,17	- 397,53	- 279,41
Hourdis inférieur	2,24	2,44	- 38,81	- 27,96
Âme	256,47/535,57	174,93/379,03	- 38,81/578,61	- 27,96/410,91



Moment maximal pour la combinaison de l'ELS : G + CCP + LM71

VII.3. FERRAILLAGE

Afin d'effectuer un ferraillage adéquat nous allons subdiviser le voussoir en plusieurs éléments, définis ci-dessous :

- 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 calcul du ferraillage de l'hourdis supérieur

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

❖ Nappe inférieure :

Application Numérique :

b = 1,00 m ; Le ferraillage est calculé par mètre linéaire.

h = 0,70 m ; c = 0,05 m ; M_{ser} (inf) = 137,84 KN.m

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa ; $\overline{\sigma_s}$ = 250 MPa ; $\mathbf{d = 0,9 \times h} = 0,9 \times 50 = 45$ cm

$$\mathbf{x} = \frac{\mathbf{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}}{\mathbf{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}} \times \mathbf{d} = 25,09 \text{ cm} \; ; \; \mathbf{z = d - \frac{x}{3}} = 36,64 \text{ cm}$$

$$\mathbf{M_1 = 0,5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z} = 965,26 \text{ KN.m}$$

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

$$\mathbf{A_{ser}} = \frac{\mathbf{M_{ser}}}{\mathbf{z \times \overline{\sigma_{st}}}} = 8,65 \text{ cm}^2$$ **➔ On propose une nappe de 6HA14**

$$\mathbf{A_{(C.N.F)} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d} = 5,59 \text{ cm}^2 \leq A_{ser}$$ **➔ La condition est vérifiée.** ☑

❖ Nappe supérieure :

Application Numérique :

M_{ser} (sup) = 284,17 KN.m

M_1 = 965,26 KN.m

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

$$\mathbf{A_{ser}} = \frac{\mathbf{M_{ser}}}{\mathbf{z \times \overline{\sigma_{st}}}} = 17,83 \text{ cm}^2$$ **➔ On propose une nappe de 6HA20**

$A_{(C.N.F)} = 5,59 \text{ cm}^2 \leq A_{ser}$ **➔ La condition de non-fragilité est vérifiée.** ☑

❖ Ferraillage longitudinal :

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car, comme mentionné antérieurement, on a utilisé l'approche totale, ce qui signifie que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$$\mathbf{A_{sl}} = \frac{\mathbf{A_{st}}}{\mathbf{3}} = 5,94 \text{ cm}^2$$ **➔ On propose une nappe de 5HA14**.

$$\mathbf{A_{(C.N.F)} = 0{,}23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d} = 4{,}79\ cm^2 \leq A_{ser} \rightarrow \textbf{La condition est vérifiée.}$$ ☑

VII.3.2. Exemple de calcul du ferraillage de l'âme

❖ Nappe externe :

Application Numérique :

$\mathbf{e = \frac{M_u}{N_u}} = 0{,}48$ m ; $\mathbf{\frac{h}{6}} = 11{,}67$ cm ➔ **Section partiellement comprimée**.

$\mathbf{M_{ua} = M_u + N_u\left(d - {}^{h}/_{2}\right)} = 416{,}22$ KN.m

$\mathbf{\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}} = 0{,}053$

$\mathbf{M_{sera} = M_{ser} + N_{ser}\left(d - {}^{h}/_{2}\right)} = 287{,}69$ KN.m

$\mathbf{\rho_m = \frac{M_{ua}}{M_{sera}}} = 1{,}45 \rightarrow \mu_c = 0{,}33$

$\mathbf{\mu_a < \mu_c \rightarrow}$ **Section sans armatures comprimées.**

$\mathbf{\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0{,}8}} = 0{,}068$

$\mathbf{\rightarrow z = d(1 - 0{,}4\alpha)} = 0{,}61$ m

$\mu_a < 0{,}186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3} \rightarrow \mathbf{\sigma_s = {}^{f_e}/_{1{,}15}} = 435$ MPa

$\mathbf{A_s = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_s}} = 15{,}61 \rightarrow$ **On propose une nappe de 6HA20.**

❖ Nappe interne :

Application Numérique :

$\mathbf{e = \frac{M_u}{N_u}} = 0{,}15$ m ; $\mathbf{\frac{h}{6}} = 11{,}67$ cm ➔ **Section partiellement comprimée**.

$M_{ua} = 286{,}47$ KN.m

$\mu_a = 0{,}036$

$M_{sera} = 202{,}99$ KN.m

$\mathbf{\rho_m = \frac{M_{ua}}{M_{sera}}} = 1{,}41 \rightarrow \mu_c = 0{,}323$

$\mathbf{\mu_a < \mu_c \rightarrow}$ **Section sans armatures comprimées.**

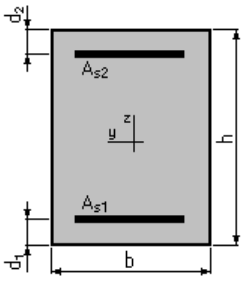
$\mathbf{\alpha} = 0{,}046 \rightarrow \mathbf{z} = 0{,}62$ m

$\mu_a < 0{,}186 \rightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3} \rightarrow \mathbf{\sigma_s = {}^{f_e}/_{1{,}15}} = 435$ MPa

$\mathbf{A_s = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_s}} = 10{,}66 \rightarrow$ **On propose une nappe de 6HA16.**

VII.3.3. Exemple de calcul du ferraillage de l'hourdis inférieur

Le ferraillage sera calculé à l'aide de l'outil informatique, en utilisant le logiciel ROBOT expert 2010, d'où les données entrées ainsi que les résultats seront énoncés ci-dessous.



Entrer les moments max et min à l'ELU et l'ELS (Tableau VII.1).
b = 100,0 cm.
h = 75,0 cm.
d_1 = 5,0 cm.
d_2 = 5,0 cm.
Résultats : A_{s1} = 0,0 cm², A_{s2} = 8,0 cm².
Prenons : **6HA14** pour les deux nappes.

VII.3.4. Ferraillage passif du voussoir

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Ferraillage passif du VSP et du VC.

Elément		Transversal		Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Sup	6HA20	5HA14
		Nappe Inf	6HA14	
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	6HA14	5HA14
		Nappe Inf	6HA14	
	Âme	Nappe Externe	6HA20	5HA14
		Nappe Interne	6HA16	
VC	Hourdis supérieur	Nappe Sup	7HA25	7HA14
		Nappe Inf	7HA20	
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	6HA14	7HA14
		Nappe Inf	6HA14	
	Âme	Nappe Externe	6HA20	7HA14
		Nappe Interne	6HA20	

N.B : *les diagrammes des moments, ainsi que ceux des efforts tranchants sont représentés dans l'annexe.*

VII.4. EFFET DE TORSION

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments et d'ouvrages d'art. Etant, la plupart du temps, négligée suite à la difficile liée à sa compréhension, et parce que ses conséquences sont souvent sans importance.

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

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.

Le moment de torsion obtenu vaut Mt = M_{max} = 1 055,64 KN.m, il a été engendré par la combinaison suivante : G + CCP + LM71 + SW/2.

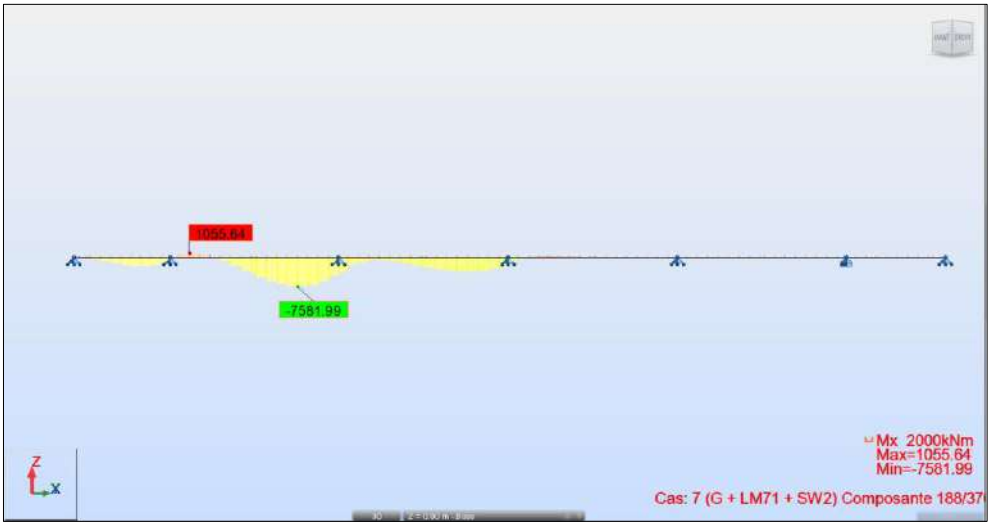


Figure VII.3 : Diagramme du moment de torsion.

La contrainte de cisaillement ainsi obtenue est :

$$\tau = \frac{M_t}{b\Omega}$$

Avec :

$\mathbf{M_t}$: moment de torsion.
b : épaisseur de deux âmes = 2 × 0,7 = 1,4 m.
Ω : aire a la médiane des membrures.
U : périmètre de l'aire Ω.
$\bar{\tau}$: la contrainte de cisaillement admissible, $\bar{\tau} = 0{,}1 \times f_{c28}$ = 3,5 MPA.
$\mathbf{S_t}$: l'espacement = 20 cm.
γ_s : coefficient de pondération pris égal à 1,15.

VII.4.1. Calcul du ferraillage sous l'effet de la torsion au niveau du voussoir sur pile

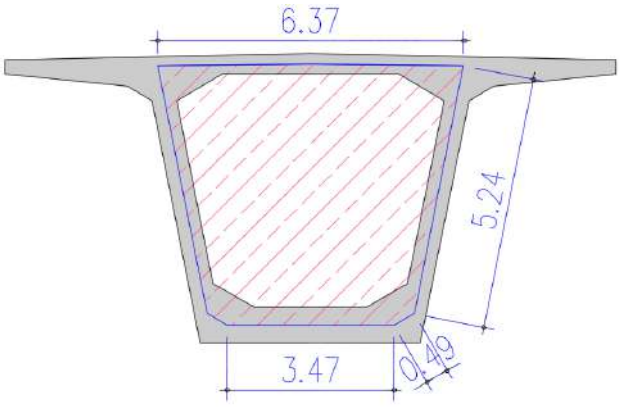


Figure VII.4 : L'aire Ω du voussoir sur pile.

Application Numérique :

$$\tau = \frac{M_t}{b\Omega} = \frac{1{,}056}{1{,}4 \times 28{,}45} = 0{,}03 \text{ MPa} \leq 3{,}5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{max} \leq \bar{\tau}$$

$$A_t = \frac{M_t}{2\Omega} \times \frac{S_t.\gamma_s}{f_e} = \frac{1{,}056}{2 \times 28{,}45} \times \frac{0{,}2 \times 1{,}15}{500} = 0{,}08 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{M_t}{2\Omega} \times \frac{U.\gamma_s}{f_e} = \frac{1{,}056}{2 \times 28{,}45} \times \frac{21{,}27 \times 1{,}15}{500} = 9{,}08 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal :

$$\frac{\Sigma A_l}{b_0 \times U} \times f_{ed} \geq 0{,}4 \text{ MPa}$$

Où :

b_0 = min (épaisseur réelle ; a/6), b_0 = min (0,49 ; 5,2/6) = 0,49 m.
a : le diamètre de plus grand cercle inscriptible dans le contour externe de la section.
$f_{ed} = f_e / 1{,}15$ = 435 MPa.

Résultat : $A_l = 95{,}84 \text{ cm}^2$

Les sections obtenues sont celles de deux âmes de ce fait les résultats devraient être divisées par deux. On rajoute donc :

- Longitudinalement : 47,92 cm²/âme soit 10HA25.
- Transversalement : 0,04 cm²/âme (Négligeable).

VII.4.2. Calcul du ferraillage sous l'effet de torsion au niveau du voussoir à la clef

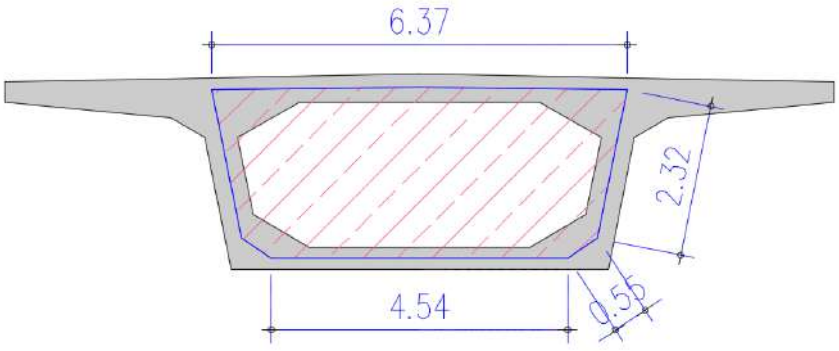


Figure VII.5 : L'aire Ω du voussoir à la clef.

Application Numérique :

$$\tau = \frac{M_t}{b\Omega} = \frac{7{,}582}{1{,}4 \times 15{,}06} = 0{,}36 \text{ MPa} \leq 3{,}5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{max} \leq \bar{\tau}$$

$$A_t = \frac{M_t}{2\Omega} \times \frac{S_t.\gamma_s}{f_e} = \frac{7{,}582}{2 \times 15{,}06} \times \frac{0{,}2 \times 1{,}15}{500} = 1{,}16 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{M_t}{2\Omega} \times \frac{U.\gamma_s}{f_e} = \frac{7{,}582}{2 \times 15{,}06} \times \frac{16{,}63 \times 1{,}15}{500} = 96{,}28 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal :

b_0 = min (0,55 ; 2,61/6) = 0,44 m.

Résultat : A_l = 96,28 cm^2.

Les sections obtenues sont celles de deux âmes de ce fait les résultats devraient être divisées par deux. On rajoute donc :

- Longitudinalement : 48,14 cm²/âme soit 10HA25.
- Transversalement : 0,58 cm²/âme (Négligeable).

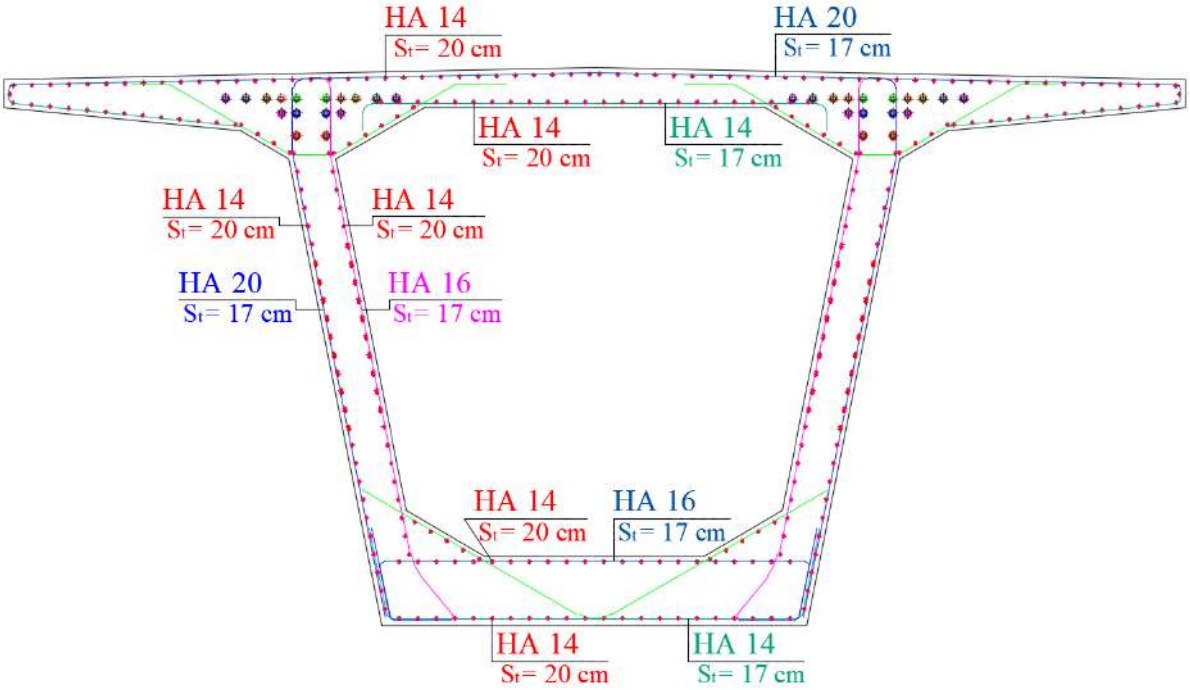


Figure VII.6 : Schéma du ferraillage passif du voussoir sur pile.

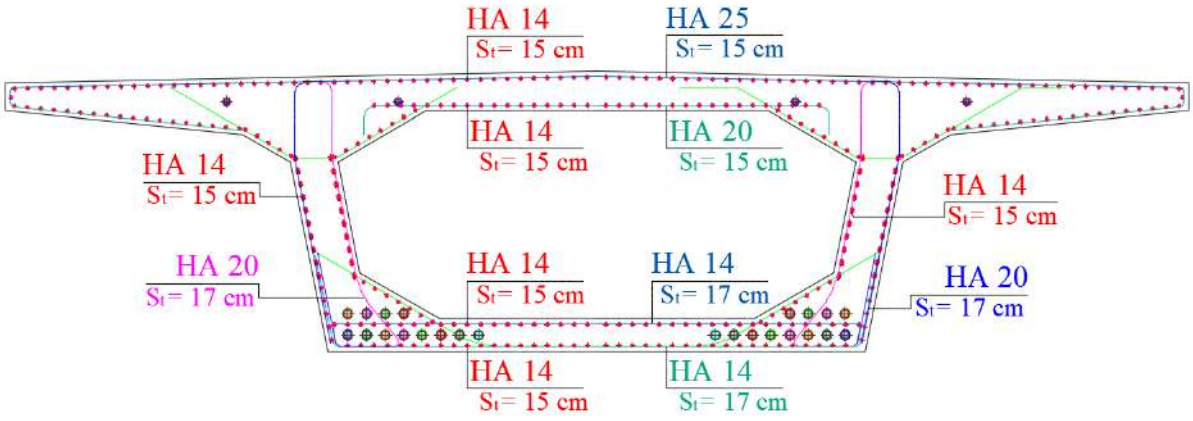


Figure VII.7 : Schéma du ferraillage passif du voussoir à la clef.

VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

L'effort à l'ancrage introduit sur le voussoir une forte contrainte de compressions sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps

du voussoir. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de saint venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire. On distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte :

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

Soit :

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

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

$$f_{cj} = 0{,}68 \times f_{c28} \times \log(j+1) = 16{,}64 \text{ MPa et } f_{tj} = 1{,}60 \text{ MPa.}$$

Les câbles subiront après leurs mises en tension, des pertes instantanées :

Pour le câble 3 (début du voussoir N°5) :

σ_p = 1 488 MPa, tension à l'état initial.
σ_p' = 1 343,61 MPa, tension après pertes instantanées.

VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L

VII.5.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface :

$$A_S = 0{,}04 \times \frac{P_{max}}{\overline{\sigma_S}} \; ; \; \overline{\sigma_S} = \frac{2}{3} f_e$$

Avec :

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, P_{max} = 4,24 MN.

Résultat :

$$A_S = 0{,}04 \times \frac{4{,}24}{333{,}33} = 5{,}09 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 5HA12.}$$

VII.5.1.2. Effet d'éclatement

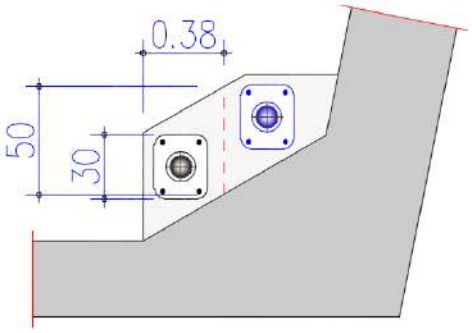


Figure VIII.8 : Zone de bossage d'ancrage.

❖ Contrainte de compression du béton :

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{max}}{e d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} = \frac{4{,}24}{0.38 \times 0{,}5} = 22{,}31 \text{ MPa} \leq 23{,}33 \text{ MPa}$$ ✓

Avec :

d_j = 0,5 m : hauteur du prisme symétrique de niveau j.
a_j = 0,30 m : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j.
e = 0,38 m : largeur de deux âmes.

❖ Frettage d'éclatement :

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

$$A_{ej} = \frac{0{,}25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times P_{max}}{K_j \times \frac{2}{3} f_e} = \frac{0{,}25 \times \left(1 - \frac{0{,}30}{0{,}5}\right) \times 4{,}24}{1 \times \frac{2}{3} \times 500} = 12{,}72 \text{ cm}^2$$

N.B : *K_j vaut 1 pour un ancrage d'extrémité.*

La section définitive d'acier transversale vaut :

$$A_e = \text{Max}\left(A_{ej} \; ; \; 0{,}15 \times \frac{P_{max}}{\frac{2}{3} f_e} \right) = 19{,}08 \text{ cm}^2$$

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

VII.5.2. Etude de bossage

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

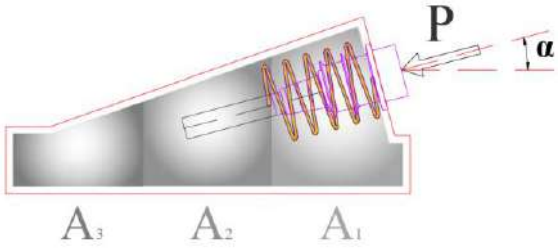


Figure VII.9 : Zone de régularisation.

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

Pour éviter cet effet, on utilise un ferraillage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives.

❖ Aciers d'éclatement A_1 :

Ils se situent sur une distance de 1,2C en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_1 = \frac{0{,}15 \times P}{f_{yd}} = \frac{0{,}15 \times 3{,}83}{434{,}78} = 13{,}21 \text{ cm}^2, \text{ soit 5 cadres HA14, e = 15 cm.}$$

Avec :

P : force précontrainte à l'ancrage après pertes instantanées.

$$f_{yd} = \frac{f_e}{1{,}15} = 434{,}78 \text{ MPa.}$$

❖ Aciers intermédiaire de couture :

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

$$A_2 = \frac{0{,}4 \times P}{f_{yd}} = 35{,}24 \text{ cm}^2, \text{ soit 10 cadres HA16, e = 15 cm.}$$

❖ Acier de reprise de la poussée au vide :

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{2}{3} \times \frac{P}{f_{yd}} \sin\alpha = 6{,}15 \text{ cm}^2, \text{ soit 4 cadres HA12, e = 15 cm.}$$

Avec :

α = 0,105 rad : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

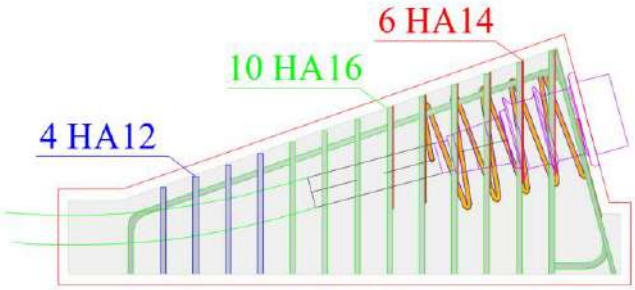


Figure VII.10 : Schéma du ferraillage de bossage.

VI.6. CONCLUSION

Ce chapitre traité a été consacré à l'étude transversale du tablier, à savoir le VSP et le VC, afin de déterminer les différentes sollicitations agissant sur les voussoirs.

La modélisation des voussoirs précités sur logiciel, nous a ultérieurement permis, de procéder au calcul du ferraillage passif des éléments constructifs du voussoir.

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

CHAPITRE : VIII

EQUIPEMENTS

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements recouvrent l'ensemble des dispositifs dont, la nature, la conception et le fonctionnement se diversifient, tout en jouant un rôle primordial dans la survie de l'ouvrage.

Ces dispositifs présentent un but qui consiste à rendre le tablier d'un pont apte à remplir sa fonction vis-à-vis des usagers.

Dans ce qui suit, nous allons étudier quelques équipements nécessaires pour un ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est un élément de structure placé à la liaison entre la structure et son support, dont la fonction principale résulte en la transmission des efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Les appareils d'appui en élastomère fretté AAEF représentent plus de 90% des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Ce choix est dû aux certains avantages de type d'appareils :

- Descente de charge.
- Déplacements horizontaux et rotation libre.
- Durabilité, coût, son environnement et ses dispositions constructives.

VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui

Pour l'ouvrage mis en étude nous allons opter pour des appareils d'appui en élastomère fretté suite à leur constitution sous forme de feuillets d'élastomère (du néoprène en général) empilée avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Le type d'appareils d'appui préalablement choisi, est le 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.

VII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

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

Combinaisons	$R_{culée}$ max(MN)	R_{pile} max(MN)
1,35 G + 1,45 LM71 + 1,45 LM71	**8,73**	59,56
1,35 G + 1,35 LM71 + 1,35 LM71	8,72	58,78
1,35 G + 1,45 LM71 + 1,2 SW2	8,71	**59,77**
1,35 G + 1,35 LM71 + 1,2 SW2	8,68	58,92
1,35 G + 1,45 SW0 + 1,2 SW2	8,58	57,23
1,35 G + 1,35 SW0 + 1,2 SW2	8,58	56,84

VII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui

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

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ;
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire ;
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

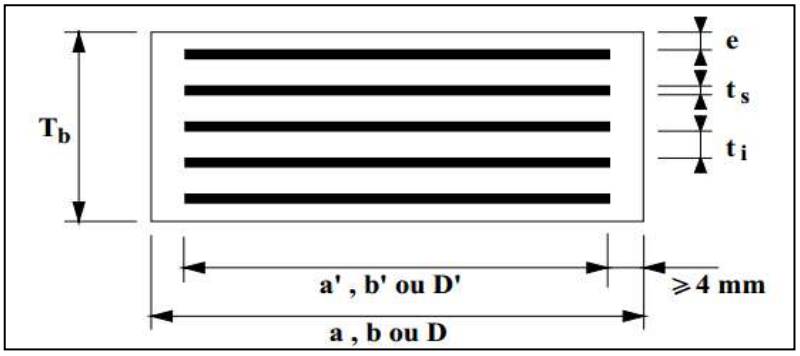


Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Avec :

T : épaisseur totale de l'élastomère.
T_b : épaisseur totale de l'appareil.
n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.
e : enrobage.

VIII.2.3.1. Aire de l'appareil d'appui :

Sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne devra être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface « A » de l'appareil d'appui.

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa ; \text{ avec} N_{max} = \frac{R_{max}}{n^{bre}_{d'appareils\ d'appui}}$$

Application Numérique :

Pour les culées :	Pour les piles :
R_{max} = 8,73 MN	R_{max} = 59,77/4 = 14,94 MN
➔$a \times b \geq 2\ 183\ cm^2$	➔$a \times b \geq 7\ 471\ cm^2$
On prend : **$a \times b = 500 \times 500\ mm^2$**	On prend : **$a \times b = 900 \times 900\ mm^2$**

VIII.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

Sachant que :« a » est le grand côté de l'élastomère.

Application Numérique :

Pour les culées :	Pour les piles :
a = 500 ➔**50 ≤ T ≤ 100 (mm)**	a = 900 ➔**90 ≤ T ≤ 180 (mm)**

VIII.2.3.3. Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

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

Sachant que :σ_e = 235 Kg/mm^2 ; G = 0.9 MPa

Application Numérique :

Pour les culées :	Pour les piles :
σ_m = 17,46 MPa	σ_m = 18,45 MPa
β= 13,89➔t_s> 2,67mm	β= 25➔t_s> 2,83mm
➔Prenons :**t_s=3mm.**	➔Prenons:**t_s=3mm.**

Tableau VIII.2 : Récapitulatif des calculs.

	Cas de la culée	Cas de la pile
R_{max}	8,73 MN	59,77 MN
N_{max}	4,36 MN	14,94 MN
a×b	500 × 500 mm^2	900 × 900 mm^2
T	50≤ T ≤ 100 mm	90 ≤ T ≤ 180 mm
T_s	> 2,67 mm	> 2,83 mm

Nous allons opter pour le choix des dimensions suivant :

Pour les culées :	Pour les piles :
7 feuilles d'élastomère : t_i = 10mm.	7 feuilles d'élastomère : t_i = 20 mm.
8frettes métalliques de : t_s = 3 mm	8 frettes métalliques de : t_s = 3 mm
Enrobage des chants : 4 mm	Enrobage des chants : 4 mm
Enrobage extérieur : 6 mm	Enrobage extérieur : 10 mm
Dimensions : **500 × 500 ×106 mm^3**	Dimensions : **900 × 900 ×184 mm^3**

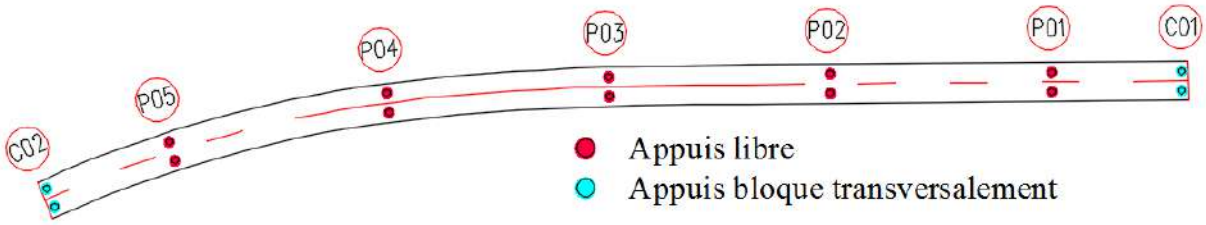


Figure VIII.2 : **Schéma fonctionnelle des appareils d'appuis.**

NB :le blocage transversal au niveau de culée est assuré par des plots parasismiques.

VIII.2.4. Evaluation des efforts horizontaux

❖ Efforts dus aux actions statiques :

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

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

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.

$\mathbf{T_q}$: épaisseur des feuillets d'élastomère.

Action due au retrait dans chaque appareil appui :

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

Action due à la variation de la température :

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

$\Delta T = 35$ °C et $\lambda = 10^{-5}$; $\varepsilon_T = 3{,}5 \times 10^{-4}$.

Action due au fluage :

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

$\mathbf{K_{fl}}$: coefficient du fluage à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

On prend : $K_{fl} = 2{,}5 \rightarrow \varepsilon_{fl} = 2{,}5 \times 10^{-4}$.

❖ Efforts dus aux actions dynamiques :

Les actions dynamiques (démarrage, freinage, effort de lacet, effort de centrifuge) sont définiesdanschapitre IV.

❖ Centre de rigidité :

Le centre de rigidité par rapport au milieu de l'ouvrage : $\mathbf{X_{CR}} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = \mathbf{0{,}158\ m}$

Avec :

$\mathbf{K_i}$: raideur d'appui.

$\mathbf{X_i}$: position des appuis.

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

Tableau VIII.3 : Efforts horizontaux dus au tablier.

	$\mathbf{\|X_i\|}$ (m)	$\mathbf{K_i}$ (MN/m)	$\mathbf{H_r}$ (MN)	$\mathbf{H_T}$ (MN)	$\mathbf{H_{flu}}$ (MN)
$\mathbf{C_1}$	187,26	5,49	0,103	0,180	0,128
$\mathbf{P_1}$	144,76	18,11	0,132	0,231	0,165
$\mathbf{P_2}$	72,43	17,97	0,066	0,115	0,082
$\mathbf{P_3}$	0,13	17,95	0,000	0,000	0,000
$\mathbf{P_4}$	72,16	17,98	0,066	0,115	0,082
$\mathbf{P_5}$	144,46	18,20	0,132	0,230	0,165
$\mathbf{C_2}$	186,94	5,49	0,103	0,180	0,128

Résultats :

COMB ELS (G + 0,3E + 0,3Q)/Robot :

$\mathbf{\Delta_{x\text{-}max\text{-}pile}}$= 5,3cm

$\mathbf{\Delta_{x\text{-}max\text{-}culée}}$ = 5,4 cm

VIII.2.5. Vérifications du dimensionnement

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

VIII.2.5.1. Résistance à la compression

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

Application Numérique :

Pour les culées :

$\sigma_{ap} = \frac{4,36}{0,5 \times 0,5}$ = 17,44 MPa

17,44 ≤ σ_{adm} = 20 MPa➔**Vérifiée**.

Pour les piles :

$\sigma_{ap} = \frac{14,94}{0,9 \times 0,9}$ = 18,44 MPa

18,44 ≤ σ_{adm} = 20 MPa➔**Vérifiée**.

VIII 2.5.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec :

γ_s :le coefficient de sécurité,γ_s **= 3**.

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc = 4 × G × B × S² × d/h : la charge critique de flambement.

G = 0,9 MPa

B : l'aire nominale de l'appui.

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : le facteur de forme, $\mathbf{S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}}$

Application Numérique :

Pour les culées :

$S = \frac{500 \times 500}{2 \times 10 \times (500 + 500)} = 12{,}50$

d = 0,10 + 0,03 = 0,13 m ; h = 0,106 m

B = 0,5× 0,5 = 0,25 m^2

$Pc = \frac{4 \times 0{,}9 \times 0{,}25 \times 0{,}125^2 \times 0{,}13}{0{,}106}$

➔Pc= 17,25

Pu = 4,36 MN

$\gamma_s \times P_u$ = 3×4,36 = 13,08 MN

$\gamma_s \times P_u \leq P_c$➔ Condition vérifiée.

Pour les piles :

$S = \frac{900 \times 900}{2 \times 20 \times (900 + 900)} = 11{,}25$

d = 0,20 + 0,03 = 0,23 m ; h = 0,184 m

B = 0,9 ×0,9 = 0.81 m^2

$Pc = \frac{4 \times 0{,}9 \times 0{,}81 \times 0{,}125^2 \times 0{,}23}{0{,}184}$

➔Pc = 56,95

Pu = 14,94 MN

$\gamma_s \times P_u$ = 3×14,94 = 44,82 MN

$\gamma_s \times P_u \leq P_c$➔ Condition vérifiée.

VIII.2.5.3. Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal

On doit vérifier : **$\delta = \tan.\gamma < \delta c4$**

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc.

$$\begin{cases} \delta c = 0{,}7 + 4\,(\delta_0 - 0{,}7)(0{,}25 - p) & \text{Si } p \leq 0{,}25 \\ \delta c = 1{,}4\,(1 - 2p) & \text{Si } p > 0{,}25 \end{cases}$$

Avec :

$p = P_u/P_c$

$\delta_0 = c/T_q$

$\delta = d/T_d$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire.

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

Application Numérique :

Pour les culées :

$P = \frac{4{,}36}{17{,}25} = 0{,}253$

P> 0,25➔δc = 0,69

$\delta_0 = \frac{500}{82} = 6{,}1 > 2$, on prend : 2

$\delta = \frac{77}{106} = 0{,}73$

δ<δc ➔Condition vérifiée

Pour les piles :

$P = \frac{14{,}94}{56{,}95} = 0{,}262$

P>0,25➔δc = 0,67

$\delta_0 = \frac{900}{160} = 5{,}63 > 2$, on prend :2

$\delta = \frac{81}{184} = 0{,}44$

δ<δc ➔Condition vérifiée

VIII.2.5.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier que la force horizontale :

$$\mathbf{H < f \times N_{max} et f = 0,1 + \left(\frac{0,6}{\sigma_m}\right)}$$

Avec :

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

$H_{tablier\ (}$sens longitudinal)$= K_{Totale} \times d = 186,21 \times d$.

Pour les culées :	Pour les piles :
N = 4,36 MN	N = 14,94 MN
σ_m = 17,44 MPa ; f = 0,13	σ_m = 18,44 MPa ; f = 0,13
H = 1,26 MN	H = 0,58 MN
H>4,36 × 0,13 = 0,57 MN	H<14,94 × 0,13 = 1,94 MN
➔**Condition non vérifiée**.	➔**Condition vérifiée**.

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

VIII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

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

A = b + 200

B = a + 200

$h \geq 2\ B_0 / P_0$

Où :

$B_0 = A \times B$.
$P_0 = 2\ (A + B)$.

Application numérique :

Pour les culées :	Pour les piles :
A = 500 + 200 ➔A= 700 mm.	A = 900 + 200 ➔A = 1 100 mm.
B = 500 + 200➔ B = 700 mm.	B = 900 + 200 ➔ B = 1 100 mm.
B_0= 0,7 × 0,7 = 0,49 m^2.	B_0 = 1,1 × 1,1 = 1,21 m^2
P_0= 2 × (0,7 + 0,7) = 2,8 m.	P_0 = 2 (1,1 + 1,1) = 4,4 m.
h ≥0,35 m. Prenons : h = 0,40 m.	h ≥ 0,55 m. Prenons : h= 0,6 m

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

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

❖ Armatures de chainage :

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

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de fût.

$$A_c = \frac{0{,}25 \times N}{\sigma_s}$$

N : réaction maximale.

σ_s : contrainte limite des armature d'acier.σ_s = 500/1,15 = 435 MPa.

❖ Armatures horizontales :

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

$$A_h = \frac{0{,}125 \times N}{\sigma_s}$$

❖ Frette supérieure :

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

$$A_s = \frac{0{,}04 \times N}{\sigma_s}$$

❖ Frette inférieure :

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

$$A_i = \frac{0{,}10 \times N}{\sigma_s}$$

Application Numérique :

Pour les culées :

A_c = 25,06 cm^2, soit 17HA14.

A_h = 12,53 cm^2, soit 16HA10.

A_s = 4,01 cm^2, soit 8HA10.

A_i = 10,02 cm^2, soit 13HA10.

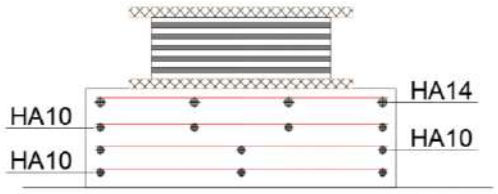
Pour les piles :

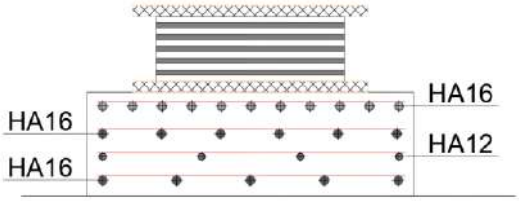
A_c = 85,86 cm^2, soit 44HA16.

A_h = 42,93 cm^2, soit 22HA16.

A_s = 13,74 cm^2, soit 13HA12.

A_i = 34,35 cm^2, soit 18HA16.





VIII.4. JOINTS SOUS BALLASTE DE DILATATION

Les tabliers des ponts sont sujets à des variations dimensionnelles longitudinales dues aux variations de température, au retrait, au fluage et à des déformations d'exploitation. Il convient donc, de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à une ou aux deux de ses extrémités. Les joints sous ballaste sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

VIII.4.1. Calcul du souffle

On les dimensionne avec la combinaison suivante d'après le RPOA (Art7.5.2) :

$$W = W_D + 0{,}4W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

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

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (W_s = 14,7cm).

Le souffle thermique : $\mathbf{W_T = L \times \varepsilon_T}$

Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) **:** $\mathbf{W_D = L \times (\varepsilon_f + \varepsilon_r)}$

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé) qui vaut 375,7 m
$\mathbf{\varepsilon_T}$: coefficient de la température. $\xi_T = 3{,}5 \times 10^{-4}$
$\mathbf{\varepsilon_f}$: coefficient defluage$\mathbf{\varepsilon_f} = 2{,}5 \times 10^{-4}$
$\mathbf{\varepsilon_r}$: coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

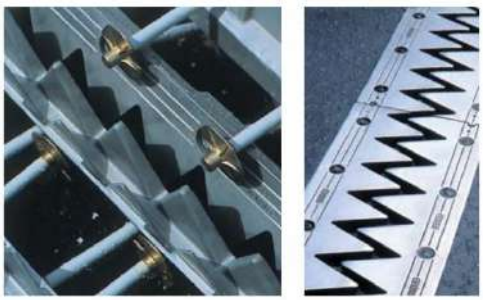
Donc :**W = 22,17 cm**.

VIII.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, suivant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 22,17 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille des joints à dents en console.

Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

Le principe de liaison des éléments métalliques aux structures n'est autre que des vis à serrage contrôlé et le choix des matériaux utilisés confèrent aux joints Wd une robustesse exceptionnelle. Ils sont conçus pour une circulation lourde et intense. Les dents triangulaires des éléments métalliques permettant un fonctionnement sans hiatus et assurent ainsi une parfaite continuité de roulement et une réduction notable du bruit au passage du joint et ce, quelle que soit l'ouverture du joint.



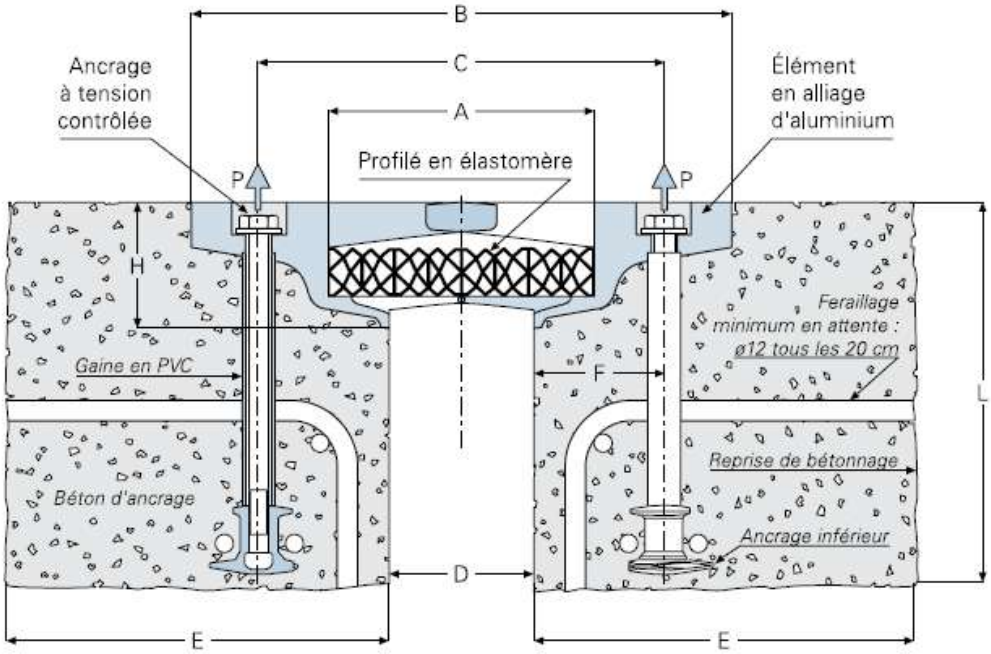


Figure VIII.3 : Modèles des joints Wd.

Tableau VIII.4 : Modèles des joints Wd (dimensions en mm).

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5
Wd110	**120**	**230**	**300**	**410**	**210**	**320**	**40**	**150**	**82**	**250**	**250**	**85**
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175

Le modèle choisi en fonction du souffle calculé est le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 120 à 230 mm.

VIII.5. GARDE-CORPS ET DISPOSITIF DE RETENUE

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

Le dispositif de retenue pour les véhicules permet de les retenir, de contrôler la trajectoire du véhicule après un éventuel choc tout en empêchant une quelconque chute accidentelle dans le vide.

VIII.6. ETANCHEITE DU TABLIER

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

Pour l'étanchéité des tabliers, on pourrait faire appel à différentes techniques telles que l'étanchéité à base d'asphalte coulé et l'étanchéité par filme mince adhérent. 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.7. ÉVACUATION DES EAUX

L'imperméabilisation du tablier est un détail de construction lie à l'évacuation de l'eau de plateforme afin d'assurer la durabilité de l'ouvrage. L'imperméabilisation du tablier est réalisée au moyen d'une double chape d'étanchéité avec épaisseurs respectivement de 4mm et 3mm, protège du ballast et des agents atmosphériques par une couche de matériel bitumineux avec épaisseur de 4 cm. L'évacuation de l'eau de la plateforme est réalisée à l'aide des tuyaux de drainage (ou gargouilles), on utilisant des tuyaux de diamètre de 120mm en acier galvanisé mises en place de part et d'autre du tablier, avec une grille de drainage spécifique et une protection verticale avec fonction par ballast, nécessaires pour les profils en travers en courbe.

VIII.8. CONCLUSION

A travers ce chapitre on a pu apprécier le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages ainsi que la durabilité de l'ouvrage.

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. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires dont le rôle est de transmettre jusqu'au sol de fondation les efforts provenant des charges et surcharges. Elles jouent un rôle important dans la résistance globale du pont.

Un appui comporte deux parties :

- **Le voile** : Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
- **La fondation** : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmets au sol.

IX.2.1. Conception de la pile

Pour note cas, nous allons adopter des piles caisson évidées (rectangulaires creuses) sur toute la hauteur mais présenteront une section pleines sur la tête.

Tableau IX.1 : Hauteurs et implantation des piles.

Piles	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur (m)	15,9	19,9	20,5	19,7	9,0
Position (PK)	114+941,3	115+013,6	115+085,9	115+158,2	115+230,5

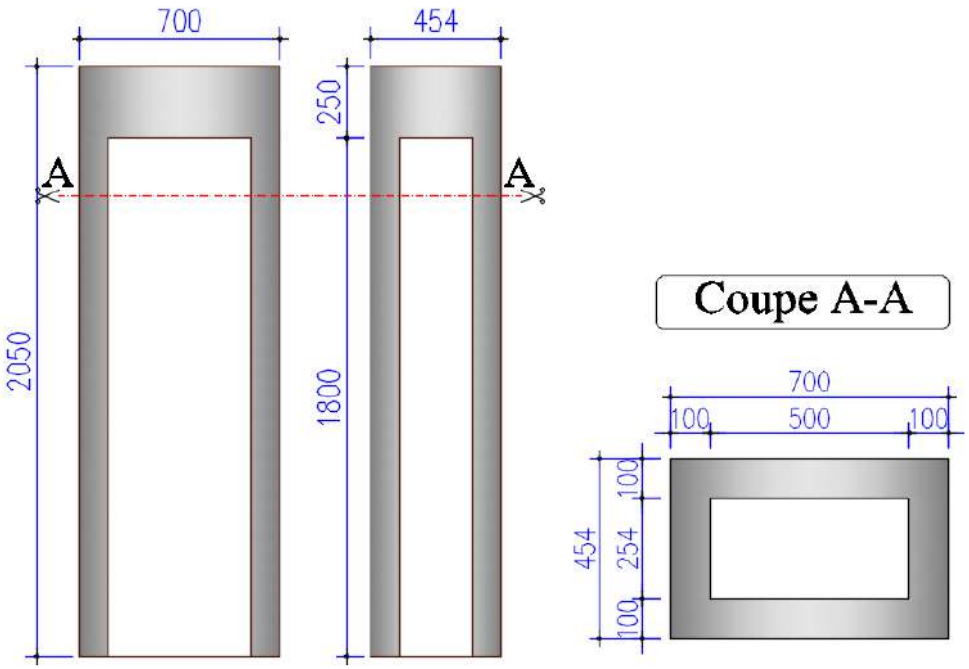


Figure IX.1 : Dimensions de la plus haute pile.

IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

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

$$k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T},\ k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3} \text{ et } K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

Avec :

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0,9 MPa en cas statique, et 1,2 MPa en cas dynamique.
f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} = 27 MPa.

Tableau IX.2 : Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis		K_{pile} (MN/m)	K Appuis longitudinale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	9,6	5,49	7,32	Infinie	5,49	7,32
P_1	15,4	18,23	24,30	15 5534,76	18,20	24,26
P_2	19,9	18,23	24,30	7 199,58	18,18	24,22
P_3	20,5	18,23	24,30	6 585,75	18,17	24,21
P_4	19,7	18,23	24,30	7 421,09	18,18	24,22
P_5	9	18,23	24,30	77 828,58	18,22	24,29
C_2	7,75	5,49	7,32	Infinie	5,49	7,32

Tableau IX.3 : Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis		K_{pile} (MN/m)	K Appuis transversale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	9,6	5,49	7,32	Infinie	5,49	7,32
P_1	15,4	18,23	24,30	33 604,44	18,22	24,26
P_2	19,9	18,23	24,30	15 573,98	18,20	24,26
P_3	20,5	18,23	24,30	14 246,14	18,20	24,26
P_4	19,7	18,23	24,30	16 053,14	18,20	24,26
P_5	9	18,23	24,30	168 357,04	18,22	24,30
C_2	7,75	5,49	7,32	Infinie	5,49	7,32

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 du 1er groupe.
- L'ouvrage est classé en zone I.
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble).
- L'accélération de zone A = 0,15.

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.

❖ Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles M_P doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

M_T ($M_T = G + \alpha Q$).

G : le poids propre du tablier.
Q : charge d'exploitation (charge ferroviaire LM71 pour 2 voies chargées).
α : 30 % des charges d'exploitations.

Application Numérique :

$M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i) = 25 \times ((19{,}08 \times (12{,}9+17{,}4+18+17{,}2+6{,}5) + (2{,}5 \times 31{,}78))$

➔ $M_P = 44\,275{,}25$ KN

$M_T = G + \alpha Q$ ➔ $M_T = 116\,817{,}056 + 0{,}3 \times (12\,880)$

➔ $M_T = 120\,681{,}056$ KN

$M_P \leq 0{,}43\ M_T$ ➔ **Condition vérifiée.**

❖ Angle de biais :

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

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

❖ Courbure du pont :

Il s'agit d'un pont présentant une partie droite, une clothoïdes et un rayon très large, suivi par une partie droite. ➔ **Condition non vérifiée.**

Nous allons donc utiliser la méthode du spectre de réponse.

IX.2.3.3. Spectre de réponse

On réutilisera un modèle en 3d, par ROBOT2014, pour l'évaluation des efforts sismiques dans le deux composante horizontales ainsi que les périodes propre. La composante Z est négligeable.

Dans le calcul des modes propres nous allons considérer la masse du tablier et celle des piles ainsi que la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

❖ Spectre de réponse horizontal :

Pour les directions longitudinale et transversale, nous utiliseront le spectre montré dans la figure IX.2.

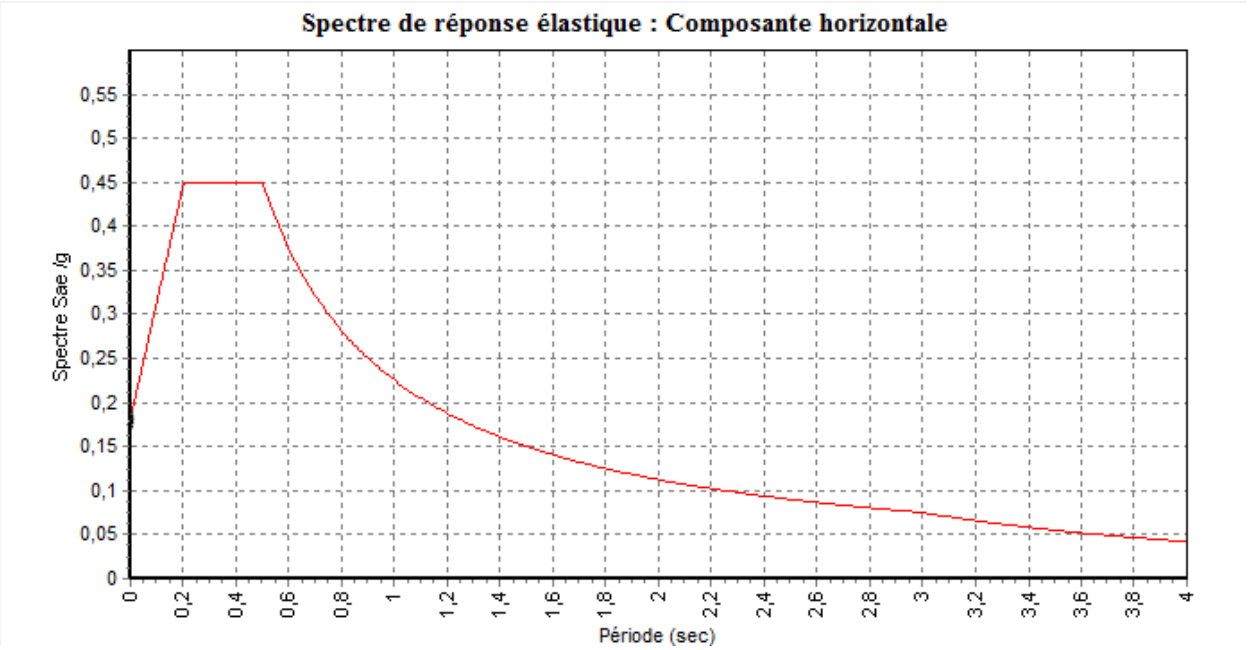


Figure IX.2 : Spectre de réponse horizontale Sae/g.

❖ Spectre de réponse vertical :

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

IX.2.3.4. Période propre

Après le calcul des modes propres (Voir Annexe) :

- T = 4,15 s pour le sens longitudinal.
- T = 2,8 s pour le sens transversal.

IX.2.3.5. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 3 (Détail de calcul voir Annexe).

La combinaison d'actions à l'ELA est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E**

Avec :

Q : actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas : Q = LM71.
Ψ : 30 % des charges d'exploitations routières pour ponts rails.

Tableau IX.4 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	Ex	Ey	Effort séismique (pile 3) KN
Ex (Longitudinal)	1	0,3	321,09
Ey (Transversal)	0,3	1	1 210,45

IX.2.3.6. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se présentent sous des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée au niveau de sa base.

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre IV, les tableaux ci-dessous résument les sollicitations maximales à l'E.L.S et à l'E.L.U.

Tableau IX.5 : **Evaluations des efforts des appuis à l'ELS.**

Efforts / Appuis	ELS : $G + Gr26 + 0{,}9T + R_{retrait} + F_{fluage}$				
	N (KN)	H_{long}(KN)	H_{trans} (KN)	M_{long}(KN.m)	M_{trans} (KN.m)
P_1	38 064,98	1 048,32	-	16 144,17	-
P_2	44 994,61	795,87	-	15 837,88	-
P_3	**54 964,18**	**543,81**	**100,00**	**11 148,11**	**2 050,00**
P_4	45 120,04	794,97	-	15 660,86	-
P_5	32 829,89	1 047,53	-	9 427,76	-

Tableau IX.6 : Evaluations des efforts des appuis à l'ELU.

Efforts / Appuis	ELS : $1{,}35\,G + Gr26 + 0{,}9T + 1{,}35\,R_{etrait} + 1{,}35\,F_{luage}$				
	N (KN)	H_{long}(KN)	H_{trans} (KN)	M_{long}(KN.m)	M_{trans} (KN.m)
P_1	51 370,25	1 424,09	-	21 930,91	-
P_2	60 863,52	1 119,56	-	22 279,25	-
P_3	**74 045,66**	**815,58**	**150,00**	**16 719,49**	**3 075,00**
P_4	61 057,86	1 118,47	-	22 033,92	-
P_5	44 302,81	1 423,20	-	12 808,78	-

IX.2.4. Ferraillage de la pile

Ayant la classification de la zone sismique de notre ouvrage (zone I : faible sismicité), nous allons donc au calcul du ferraillage de la pile à l'état limite ELS/ELU.

IX.2.4.1. Vérification de la stabilité de la pile vas à vis du flambement

Afin que la vérification au flambement soit satisfaite, l'élancement λ doit être inférieur à 70 :

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

Avec :

$\mathbf{l_f}$: la longueur du flambement de la pile la plus haute : $\mathbf{l_f = 2 \times l_0}$.

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

S : la section transversale de la pile.

$$\mathbf{i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}\ ;\ x= \sqrt{\frac{I_x}{S}}}$$

Résultats :

$I_y = 103{,}31\ m^4$; $I_x = 47{,}76\ m^4$; $S = 19{,}09\ cm^2$.

$l_f = 2 \times 20{,}50 = 41$ m.

➔ $i_y = 2{,}33$ m et $i_x = 1{,}58$ m

$\lambda_x = l_f/i_x$ ➔ $\lambda_x = 25{,}95 < 70$, donc pas de risque de flambement autour de x-x.

$\lambda_y = l_f/i_y$ ➔ $\lambda_y = 17{,}60 < 70$, donc pas de risque de flambement autour de y-y

IX.2.4.2. Calcul du ferraillage

❖ Sous moment de flexion oblique :

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

$$\frac{\mathbf{t_y}}{\mathbf{h}} \leq \frac{\mathbf{t_x}}{\mathbf{b}}$$ ➔ $0{,}14 < 0{,}22$, donc la condition d'orientation vérifiée.

$\mathbf{t_x}$,$\mathbf{t_y}$: sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.

h, **b** : sont les grandes dimensions de la section.

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M_x et M_y. Pour le calcul de la section des armatures on utilise les Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé : sections creuse (Auteur : WALTHER). Avec :

$$\boldsymbol{\eta = m_x/m_y}$$

$\boldsymbol{\eta}$: rapport des moments relatifs (sans dimension).

$\mathbf{m_x}$,$\mathbf{m_y}$, **n** : efforts intérieurs relatifs.

$$\mathbf{m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}}\ ;m_y = \frac{M_y}{b \times h^2 \times f_{c28}}\ ;n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}}}$$

Application Numérique :

$$m_x = \frac{2\ 050}{4{,}54^2 \times 7 \times 27 \times 10^3} = 0{,}0005$$

$$m_y = \frac{11\ 148{,}11}{7^2 \times 4{,}54 \times 27 \times 10^3} = 0{,}002$$

$$n = \frac{54\,964{,}18}{7 \times 4{,}54 \times 27 \times 10^{3}} = 0{,}064$$

A partir des abaques de WALTHER ci-dessous on tire « w ».

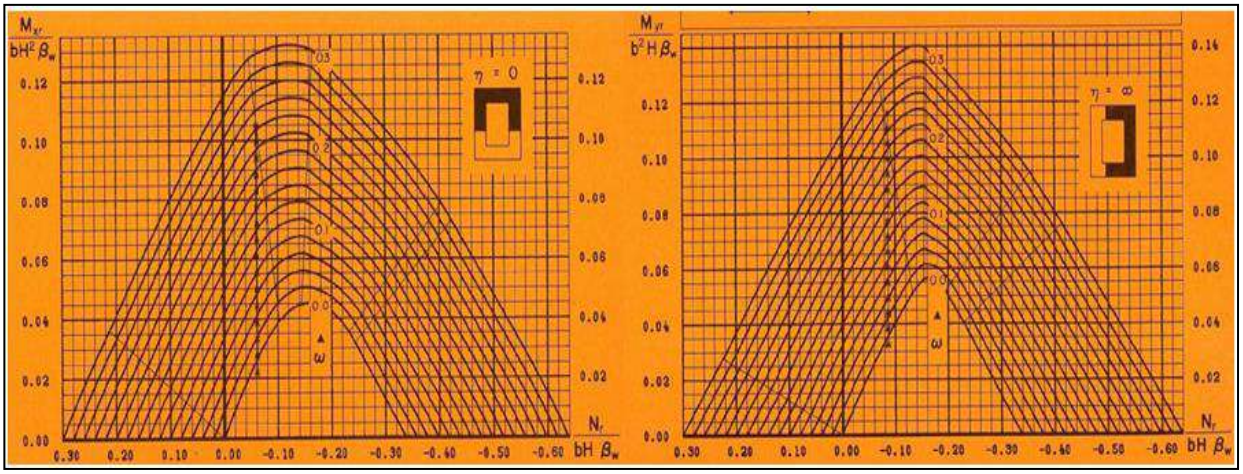


Figure IX.3 : Abaques de WALTHER.

- Direction longitudinale (η = ∞ et ω = 0,073) :

$$\mathbf{Fa} = \frac{\boldsymbol{\omega} \times \mathbf{b} \times \mathbf{h} \times f_{c28}}{\boldsymbol{\sigma}_s} = \frac{0{,}073 \times 4{,}54 \times 7 \times 27 \times 10^{4}}{500} = 1\,252{,}77\ \text{cm}^2$$

As (coté b) : $\mathbf{0{,}2 \times F_a = 250{,}55\ cm^2}$

As (coté h) : $\mathbf{0{,}3 \times F_a = 375{,}83\ cm^2}$

- Direction transversale (η = 0 et ω = 0,062) :

$$Fa = \frac{0{,}062 \times 4{,}54 \times 7 \times 27 \times 10^{4}}{500} = 1\,063{,}99\ \text{cm}^2$$

As (coté b) : $0{,}2 \times F_a = 212{,}80\ \text{cm}^2$

As (coté h) : $0{,}3 \times F_a = 319{,}20\ \text{cm}^2$

❖ Sous moment de torsion :

On cumule les contraintes tangentes dues à l'effort tranchant et au moment de torsion et on doit vérifier :

$$\boldsymbol{\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\tau_{uV} = \frac{V_u}{b_0 d}} \quad ; \boldsymbol{\tau_{uT} = \frac{T}{2 b_0 \varsigma}}$$

$$\boldsymbol{\tau_{lim} \leq \left\{ \frac{0{,}15 f_{cj}}{\gamma_b} \text{ et } 4\text{MPa} \right\}}$$

$\boldsymbol{\tau_{uV}}$: contrainte tangente due à l'effort tranchant V_u.

$\boldsymbol{\tau_{uT}}$: contrainte tangente due à l'effort tranchant T_u.

$\boldsymbol{\tau_{lim}}$: contrainte limite.

$\mathbf{b_0}$:l'épaisseurde la paroi.

ς:aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

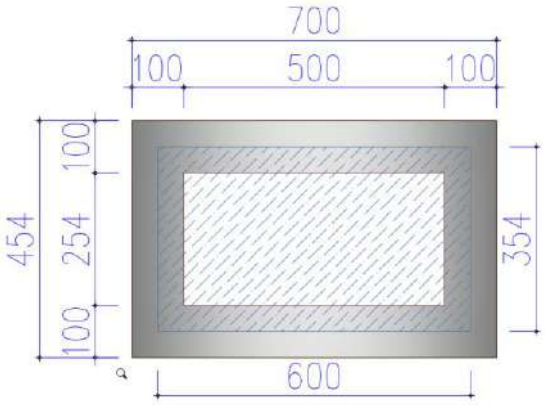


Figure IX.4 : Aire ς de la pile.

- Armatures longitudinales :

$$\frac{\sum \mathbf{A_l}}{\mathbf{u}} \times f_{ed} = \frac{\mathbf{T}}{\mathbf{2\varsigma}}$$

$\mathbf{A_l}$: section totale des aciers longitudinaux.

u : périmètre du contour d'air ς.

Application Numérique :

$$\tau_{uV} = \frac{0{,}544}{0{,}76 \times 6{,}3} = 0{,}11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uT} = \frac{5{,}86}{2 \times 0{,}76 \times 21{,}24} = 0{,}18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} \leq \left\{ \frac{0{,}15 \times 27}{1{,}5} \text{ et } 4 \text{ MPa} \right\} = 2{,}7 \text{ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}}$ ➔ **La condition est vérifiée.**

$$\sum A_l = \frac{5{,}86 \times 19{,}08}{2 \times 21{,}24 \times 434{,}78} \times 10^4 = 60{,}54 \text{ cm}^2$$

La section de ferraillage qui doit être adoptée est la section maximale :

As = 311,09 cm² pour le coté b (transversal).

As = 436,37 cm² pour le coté h (longitudinal).

- Condition de non fragilité :

As-min ≥ 0,23 h × b × $\boldsymbol{f_{tj}/f_e}$ ➔ As-min ≥ 324,54 cm^2

La condition étant non vérifiée pour le coté transversale nous allons donc adapter le ferraillage suivant :

As = 324,54 cm² pour le coté b (transversal).

As = 436,37 cm² pour le coté h (longitudinal).

- Choix des barres :

Coté b (transversal) 2 nappes de 34HA25/coté.

Coté h (longitudinal) 2 nappes de 45HA25/coté.

IX.2.4.3. Calcul du ferraillage transversal

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section AL, doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{A_t = \frac{A_t \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t\ (mm)}{100}}$$

$\mathbf{S_t}$: l'espacement des armatures transversales en mm. Selon R.P.O.A en zone critique :

S_t = Min (24. ϕ_t ; 8.ϕ_l ; 0,25.d), soit ϕ_t = 16 mm ➔ S_t = 20 cm.

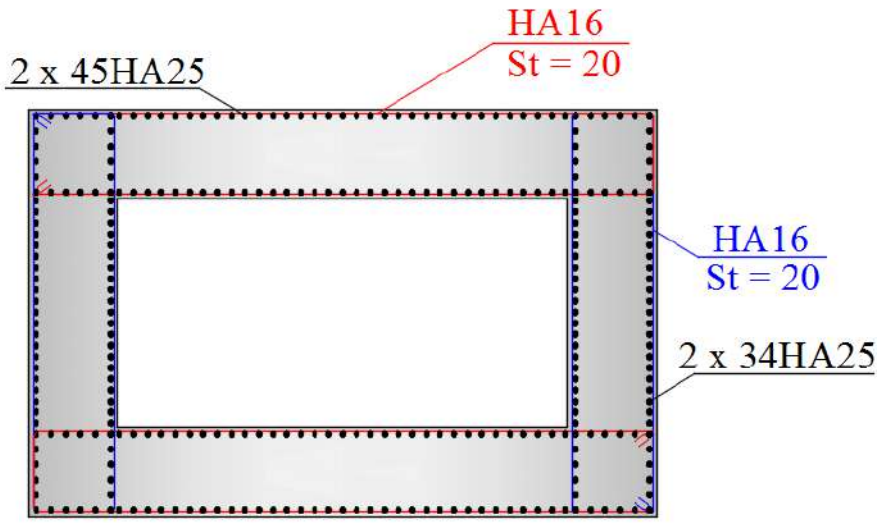


Figure IX.5 : Ferraillage transversal de la pile.

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux extrémités de l'ouvrage, c'est de ce fait un élément assurant la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

Elle a deux rôles principaux, à la fois un appui du tablier et un mur de soutènement qui subit la poussée des terres et les surcharges de remblais.

IX.3.1. Choix du type de culée

On en distingue les trois types suivants :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boite renversée.

En prenant en considération les données naturelles du site, nous optons pour une culée remblayée.

IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

Tableau IX.7 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	h_{mgg} = 3,50 e_{mgg} = max (0,30 m, h/8) = 0,45 $l_{mgg} = l_{tablier} - 2\ e_{M\ en\ retour}$ = 11,5
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	l_{sa} = largeur du pont = 12,7 e_{sa} = 2,2
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis.	e_{mc} = 0,2 h_{mc} = 2,0 $l_{mc} = e_{sommier\ d'appui}$ = 2,2
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{mf\text{-}culée}$ = 4,25 e_{mf} =2,65 $l_{mf}=l_{tablier}$= 12,7
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e_{mr} = 0,6 $h_{mr\text{-}culée}$ = 7,78 $l_{mr\text{-}culée}$ = 6,15
Plot-parasismique	Blocage transversal du tablier	0,9× 0,9× 0,45
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	e_s = 2,5 L_s = 13,2 l_s = 9,6

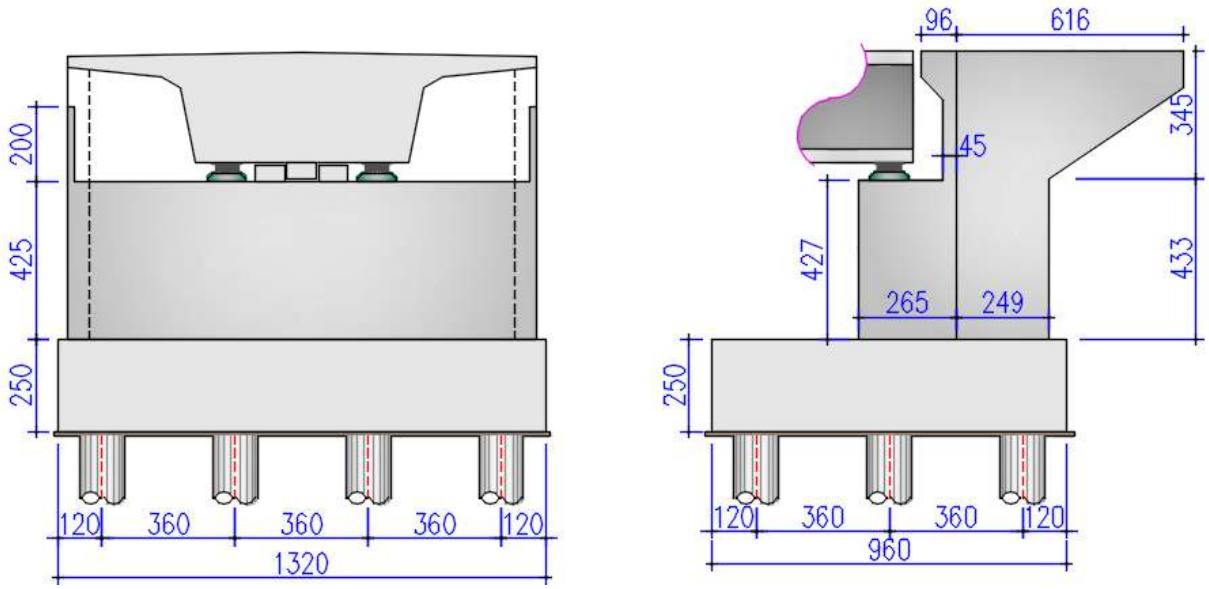


Figure IX.6 : Dimensions de la culée.

IX.3.3. Descente des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau N°8 :

Tableau IX.8 : Evaluations des efforts de la culée.

Désignation	Efforts verticaux Fv (KN)	Efforts horizontaux FH (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)
Semelle	7 920	/	0,84	1,25	6 652,8	/
Mur garde grève	583,57	/	2,33	6,43	1 359,71	/
Mur frontal	3 575,84	/	1,33	2,13	4 755,87	/
Mur en retour	412,65	/	4,71	4,68	1 943,58	/
Poids des terres	4 005,45	/	3,90	3,89	15 621,26	/
Poussée des terres	/	1 643,72	/	1,25	/	2 054,65
Poids des surcharges	343,85	/	4,15	/	1 425,26	/
Poussée des surcharges	/	295,25	/	3,89	/	1 148,53
Somme	16 841,36	1 938,97	/	/	31 758,48	3 203,18
Gmax tablier	11 028,86	/	0,84	/	9 264,24	/
LM71 (2V)	246,67	/	0,84	/	207,2	/
Fflv (Retrait + Fluage)	/	230,828	/	4,76	/	1 097,82
F température	/	179,836	/	4,76	/	855,3
Freinage LM71	/	123,82	/	4,76	/	588,89

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

- *Bas du mur frontal.*
- *Centre du mur frontal.*

IX.3.4. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.4.1. Mur frontal

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau N°9 :

Tableau IX.9 : Sollicitations sur le mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Mur Frontal	3 575,84	/	1,33	2,13	4 755,87	/
Mur garde grève	583,56	/	2,33	6,43	1 359,71	/
Poussée mur frontal	/	616,92	/	-3,22	/	1 984,44
Poussée Q (10 kN/m²)	/	295,25	/	-3,89	/	1 148,53

Le mur frontal est un élément qui travaille en flexion composée.

❖ Sollicitations les plus défavorables :

ELS : M_{max} = -3 375,59 KN/ml ; N_{cors} = 1 215,35 KN.m/ml.

❖ Calcul de la section d'acier :

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 2,65) m en flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

Section d'acier :

A_S = 33,3 cm², donc : on opte pour 14HA20/ml (A_S = 37,70 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de construction :

$A'_S = A_S/3 = 11{,}1cm^2$, donc : on opte pour 8HA14 (A'_S = 12,32 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

$A_t = A_S/4$ = 8,33 cm^2, donc : on opte pour 8HA12 (A_S = 9,05 cm^2) avec e = 15 cm.

IX.3.4.2. Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge d'exploitation.

❖ Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$$\mathbf{M_T = \frac{P \times H}{3}}, \text{ avec : } \mathbf{P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L}$$

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

$\boldsymbol{\gamma}$: poids volumique du remblai, γ = 18 KN/m^3.

h : hauteur du mur garde grève, h = 3,50 m.

L : longueur du remblai, (L = 11.5 m) on fait le calcul par 1 ml.

Résultats :

M_T = 42,45 KN.m /ml

- Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux trains type LM71 (poussée des charges + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève que le SW/0, SW/2, Train à vide et les engins de compactage.

Vue l'incertitude sur la transmission des efforts, la charge 250 kN dû à LM71 est remplacée par une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de (0,25 × 0,25) m²

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge LM71 à pour expression :

$$\mathbf{M_p = \frac{12K}{0,25+2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x}\,dx}, \text{ avec : } \mathbf{K=K_{ah}\times\delta\times\gamma}$$

δ : coefficient de majoration dynamique ($\delta = \varphi_3 = 1$).
γ : coefficient de pondération (γ= 1,2 à l'ELS).
K = 0,4 à l'ELS.

La valeur de M_p/K est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différente valeurs de h.

Tableau IX.10 : Moment M_p /K dû à une charge locale en fonction de h.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p/k (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Avec une interpolation linéaire on aura : **M_p/k = 10,42 t.m.**

Résultats :

M_p = 41,26 KN.m/ml

- Moment dû à la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule charge due au LM 71. Dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$\mathbf{M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}}$$

μ : coefficient de pondération (μ= 1,2 à l'ELS) ;
P : charge due au système LM71, P = 250/2 = 125 KN.
h : hauteur du mur, h = 3,50 m.

Résultats :

M_f = 144,83 KN.m/ml

Le résultat de calcul du moment à l'ELS est : **$M = M_T + M_P + M_f$ = 228,74kN.m/ml.**

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0,45) m.

Résultats :

Section d'acier :

A_S = 25,9 cm^2, donc : on opte pour 6HA25/ml (A_S = 29,45 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de constructions :

$A'_S = A_S/3$ = 8,63cm^2, donc : on opte pour 6HA14 (A'_S = 9,24 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

$A_t = As/4$ = 6,48 cm^2, donc : on opte pour 6HA12 (A_t = 6,79 cm^2), e = 15 cm.

IX.3.4.3. Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

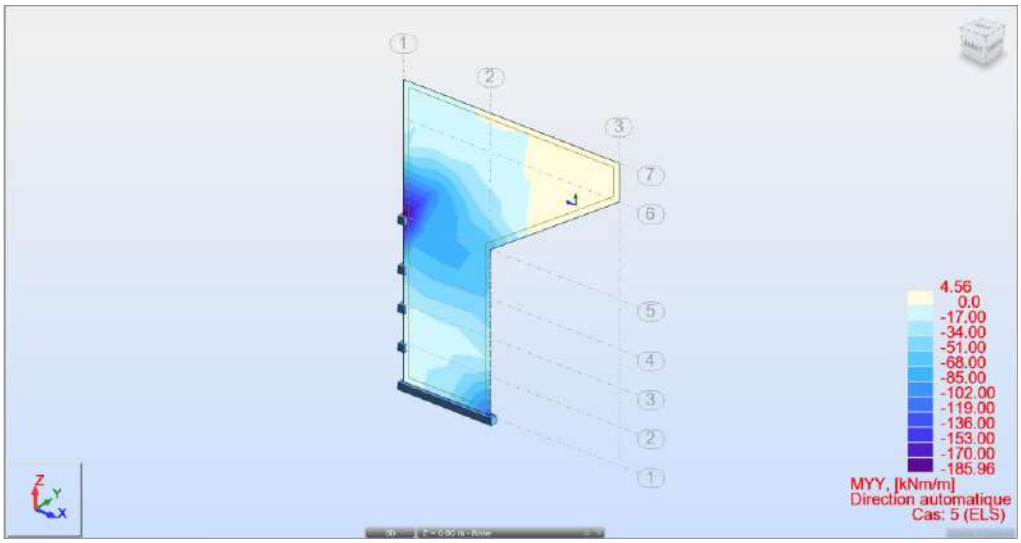


Figure IX.7 : Les moments M_{YY} sur le mur en retour avec le logiciel.

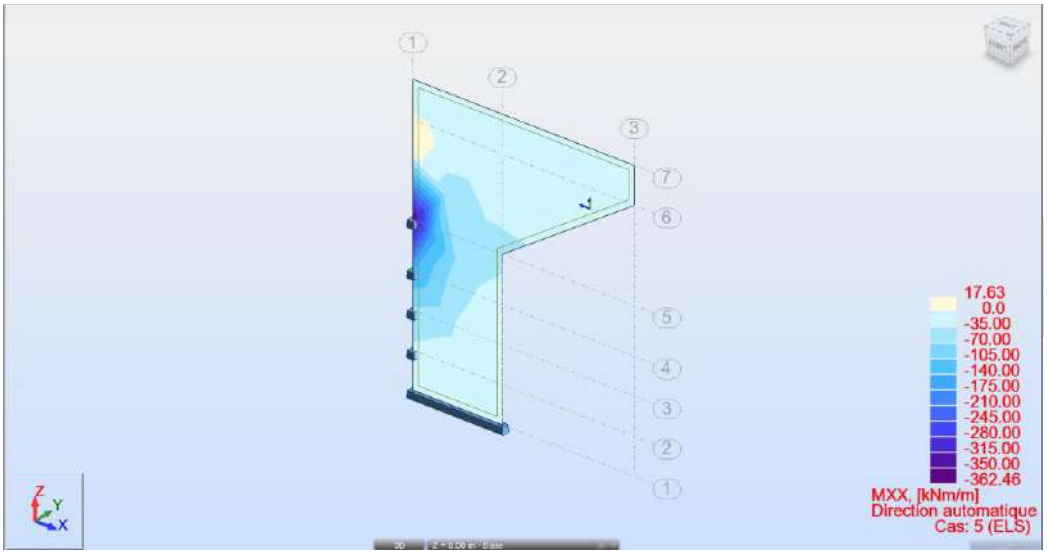


Figure IX.8 : Les moments M_{XX} sur le mur en retour avec le logiciel.

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.6) m en flexion composée. Sachant que :

Résultats à l'ELS :

M_{XX} = 280 KN.m/ml

N_{XX} = 165 KN/ml

M_{YY} = 153KN.m/ml

N_{YY} = 234 KN/ml

❖ Le ferraillage horizontal :

Section d'acier :

Avec Robot expert A_S = 22,6 cm^2 ; Donc : on opte pour 8HA20/ml (A_S = 25,13 cm^2) / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

Armatures de construction :

$A'_S = A_S/3$ = 7,53 cm^2 ; Donc : on opte pour 7HA12/ml (A'_S = 7,92 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

❖ Le ferraillage vertical :

Section d'acier :

Avec Robot expert A_S = 15,6 cm^2 ; Donc : on opte pour 7HA20 /ml (A_S = 16,08 cm^2) / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

Armature de constructions :

$A_{S'} = A_S/3$ = 15,6 cm^2 ; Donc : on opte pour 7HA10 /ml ($A_{S'}$ = 5,50 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

IX.4. ETUDE DES FONDATIONS

IX.4.1. Etude de la semelle

La largeur : **$B = (N - 1) \times L + 2\Phi$**

Avec :

N : nombre des files des pieux.
L : la distance entre deux files.

La longueur : **$Ls = (N - 1) \times L + 2\Phi$**

La hauteur : **$Ht \geq L/2{,}5$**

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments. Pour que ces moments soient transmis. Il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés. La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX.11 : Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

	Sous la pile	Sous la culée
N	3	3
L (m)	3,6	3,6
B (m)	9,6	9,6
Ls (m)	13,2	13,2
Ht (m)	2,5	2,5

IX.4.2. Calcul des sollicitations

Le tableau N°12 résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment :

Tableau IX.12 : Les sollicitations les plus défavorables sur les semelles.

Efforts / Appuis	N (kN)	H_{long}(kN)	H_{trans} (kN)	M_{long}(kN.m)	M_{trans} (kN.m)
C_1	17 672,96	539,27	-	6 525,17	-
P_1	45 984,98	989,83	-	17 717,87	-
P_2	52 914,61	737,41	-	16 518,04	-
P_3	62 884,18	485,36	**100,00**	11 163,18	**2 300,00**
P_4	53 040,04	736,50	-	16 350,39	-
P_5	40 749,89	989,01	-	11 373,57	-
C_2	19 351,58	538,61	-	5 520,73	-

IX.4.3. 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 vertical du au tablier :

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

Avec :

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

Tableau IX.13 : Nombre de pieux sous chaque semelle.

	Cas de la pile	Cas de la culée
N_{max} (kN)	62 884,18	19 351,58
Q_P (kN)	8 000	4 000
n_p	7,86	4,84
On prend	**12 pieux de 25 m de profondeur**	**12 pieux de 25 m de profondeur**

IX.4.4. Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombre de pieux.
N : effort normal.
Mx. **My** : moments dans les sens x et y.
x, y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau IX.14 : Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	**N_{Max} (kN)**	**N_{min} (kN)**	**Q_P (kN)**	**N_{Max} (kN)**	**N_{min} (kN)**	**Q_P (kN)**
ELS	5 627,96	4 852,74	8 000	2 851,51	1 834,64	4 000

❖ Cas de la pile :

$N_{max\text{-}els}$ = 5 627,96 KN < 8 000 KN ➔ pas de risque de poinçonnement.

N_{min}> 0 ➔ pas de risque de soulèvement.

❖ Cas de la culée :

$N_{max\text{-}els}$ = 2 851,51kN< 4 000 KN ➔ Pas de risque de poinçonnement.

N_{min} > 0➔pas de risque de soulèvement.

IX.4.5. Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles. Conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} ; \; h = H - d'$$

L : entraxe entre les pieux.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

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

	Cas de la pile	**Cas de la culée**
L (m)	3,6	3,6
b (m)	1,0	2,65
H (m)	2,5	2,5
d' (m)	0,1	0,1
h (m)	2,4	2,4

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1,55	1,14
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{Arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	57,14	64,59
Conditions	**Vérifiées**	**Vérifiées**

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

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

Application Numérique :

Pour la pile :	Pour la culée :
$N_{Max\text{-}ELS} = 5{,}63$ MN	$N_{Max\text{-}ELS} = 2{,}85$ MN
$\overline{\sigma_a(els)} = \frac{2}{3} f_e = 333{,}33$MPa	$\overline{\sigma_a(els)} = 333{,}33$MPa
$A_{s\text{-}ELS} = 109{,}08$ cm²	$A_{s\text{-}ELS} = 40{,}62$ cm²
Prenons : **23HA25 (A_s = 112,9 cm²)**	Prenons : **13HA20 (A_s = 40,84 cm²)**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$\mathbf{L = H + \Phi_{pieu}} = 2{,}5 + 1{,}2 = 3{,}7$ m, cas pile.

$\mathbf{L = H + \Phi_{pieu}} = 2{,}5 + 1{,}2 = 3{,}7$ m, cas culée.

Avec :

$$St = \frac{\Phi + H}{n - 1} = 16{,}80 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 15 cm (cas de pile).

$$St = \frac{\Phi + H}{n-1} = 30{,}83 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement de 15 cm (cas de culée).

❖ Pour la semelle sous la pile :

Armatures longitudinales inférieures :

$A_{s1} = A_s/2 = 56{,}45$ cm²/ml ; Soit : HA16, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieures :

$A_{s2} = A_s/3 = 37{,}63$ cm²/ml ; Soit : HA16/ml, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s3} = A_s/4 = 28{,}23$ cm²/ml ; Soit : HA14, avec un espacement de 15 cm.

Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10 = 11{,}3$ cm^2/ml ; Soit : HA12, avec un espacement de 15 cm.

❖ Pour la semelle sous la culée :

Armatures longitudinales inférieures :

$A_{s1} = A_s/2 = 20{,}42$ cm^2/ml ; Soit : HA16, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieures :

$A_{s2} = A_s/3 = 16{,}61$ cm^2/ml ; Soit : HA16, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s3} = A_s/4 = 10{,}21$ cm^2/ml ; Soit : HA14, avec un espacement de 15 cm.

Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10 = 4{,}08$ cm^2/ml ; Soit : HA12, avec un espacement de 15 cm.

IX.4.6. Etude des pieux

IX.4.6.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$\mathbf{EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u by = 0}$$

Avec :

b : diamètre du pieu.
C_U : module de réaction du sol.
y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\boldsymbol{\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}}$$

Avec :

α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

❖ Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\boldsymbol{\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}}$$

Application Numérique :

C_u = 30 MN/m3

E = 33 000 MPa

b = 1,20 m

I = 0,102 m^4

λ = 0,227

D'où : **λL = 5,70**, on tire les valeurs de (X_φ^H . X_φ^M) à partir du tableau WERNER.

$$\mathbf{L=6} \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1{,}42 \\ X_\varphi^M = 1{,}63 \end{cases}$$

❖ Moment fléchissant et effort tranchant en tête de pieu :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau IX.16 : Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête de pieu.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	**H_{max} (kN)**	**$\bar{P}$(kN/pieu)**	**$\bar{M}$(kN.m)**	**H_{max} (kN)**	**$\bar{P}$(kN/pieu)**	**$\bar{M}$(kN.m)**
ELS	989,83	82,49	-316,58	539,27	44,94	-172,47

❖ Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Cas de la pile :

Section d'acier :

Avec Robot expert A_s = 113,10 cm². Donc, on prend 24HA25.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12,5 en zone critique et 20 cm en zone courante.

Cas de la culée :

Section d'acier :

Avec Robot expert A_s = 113,10 cm². Donc, on prend 24HA25.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12,5 en zone critique et 20 cm en zone courante.

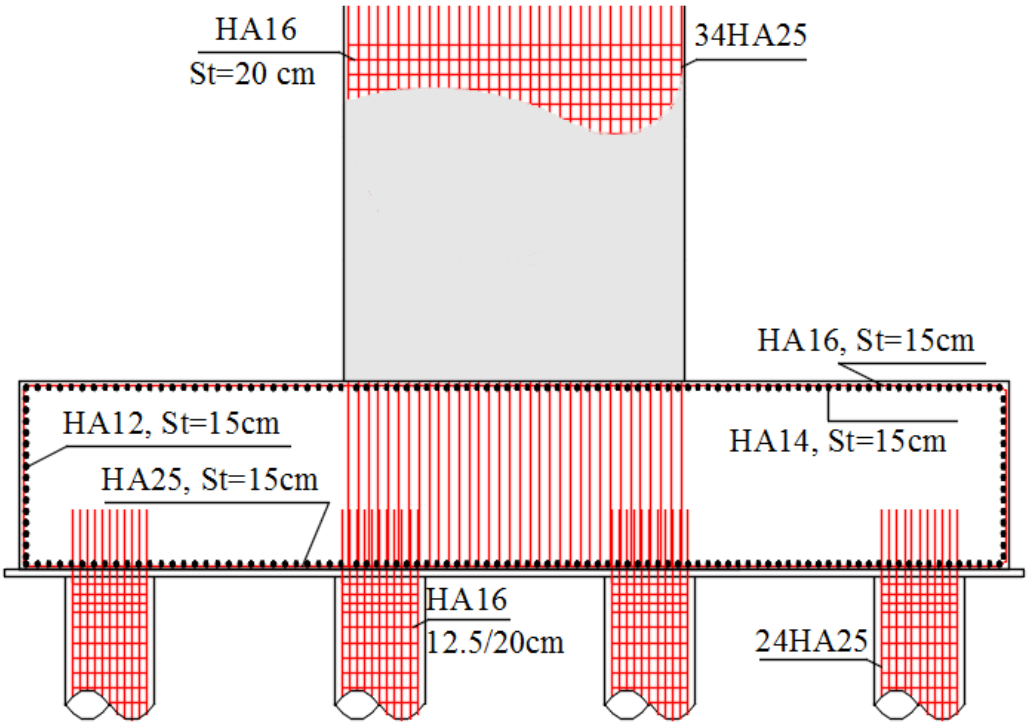


Figure IX.9 : Ferraillage pile + semelle + pieu.

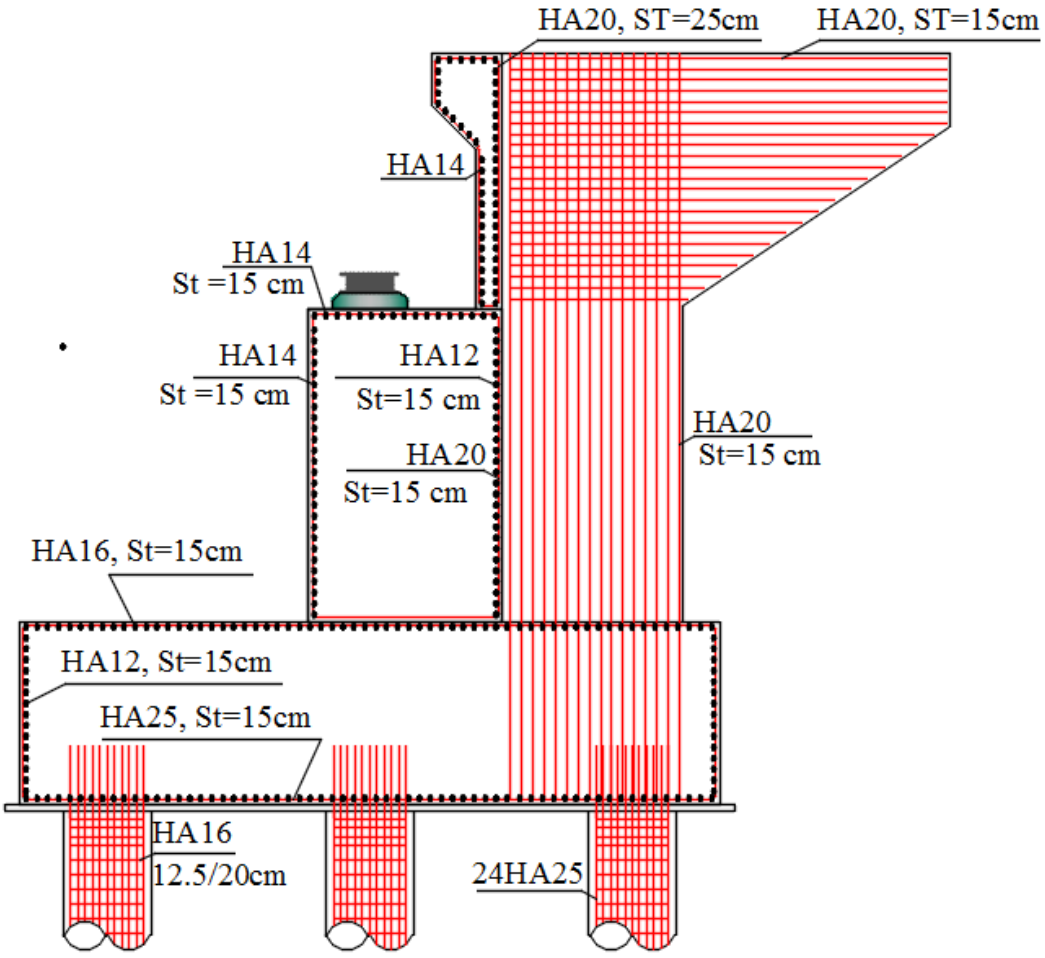


Figure IX.10 : Ferraillage culée + semelle + pieu.

IX.5. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat. D'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

« Un des propres du génie est de ne négliger aucun détail, infime ou ennuyeux »
Jean Dutourd.

Ce projet de fin d'études est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part.

Ce travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de a lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Cet ouvrage, m'a permis visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer différents règlements (BAEL et RPOA, Euro code, etc…), l'utilisation variée des logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, Robot, SOCOTEC, Sketchup ainsi que Microsoft Office.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

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

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

Calgaro,J.A & Bérnard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

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

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

Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)

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

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

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

BIBLIOGRAPHIE

Soumiya MEDELCI-CHIALI, *Cours de Management de Projet***.** Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2020)

Mr BELAOURA, *Cours de Organisation de Chantier***.** Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2020)

ALAIN FERNANDEZ, Le Chef De Projet Efficace. Editions d'organisation**,** 5e édition (novembre 2013)

Roger Aïm, L'essentiel De La Gestion De Projet. Gualino Editions, 11e édition (juillet 2017)

VINCENT DRECQ, Pratique de management de Projet. Dunod, 2e édition (février 2017)

ANNEXE A

	Nombre de pages : **2 + 5 Annexes**
	Réf : **HA1401**
	Date : **24-11-14**

Projet:

OUVRAGE D'ART 9ème TRANCHE A ABIDJAN

(Rapport Géotechnique)

Client:

SOROUBAT

Hydrosol Afrique,
SA capital social 350 000 000 FCFA Tél. : +22547714211 hydrosol.afrique@gmail.com
Siège social : Abidjan, Rue Paul Langevin Prolongée, Villette Esperanza, Villa N°4, Zone 4, BP N°11770 Abidjan 01

SOMMAIRE

I/ INTRODUCTION---------- 2

II/ CONSISTANCE DE LA CAMPAGNE ---------- 2

III/ NORMES UTILISEES---------- 2

IV/ MOYENS ET METHODES D'EXECUTION---------- 2

1- Essais de laboratoire
2- Coupes des sondages carottés
3- Coupes des sondages pressiométriques
4- Implantation des sondages

I/ INTRODUCTION

Dans le cadre du projet de construction d'un ouvrage d'art au niveau de la 9ème tranche à Abidjan la société « SOROUBAT » nous a chargés de l'exécution d'une campagne de reconnaissances géotechniques.

II / CONSISTANCE DE LA CAMPAGNE

La campagne de reconnaissance géotechnique consistait à réaliser :

- Six sondages pressiométriques de 15 m, 36 m et 37 m de profondeur.

- Six sondages carottés de 15 m, 35 m et 36 m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts et réalisation d'essais SPT. Des essais de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés.

III/ NORMES UTILISEES

- Les essais pressiométriques sont exécutés et dépouillés selon la norme NF P 94-110-1.

- Les prélèvements d'échantillons intacts sont réalisés selon la norme XP P 94-202.

- Les essais SPT ont été réalisés conformément à la norme ASTMD 1586-84 et à la norme NF P 94-116.

- Les analyses granulométriques sont réalisées selon la norme NF P94-056.

- Les limites d'Atterberg sont déterminées selon la norme NF P 94-051.

- La teneur en eau est déterminée selon la norme NF P 94-050.

IV / MOYENS ET METHODES D'EXECUTION

- La sondeuse utilisée pour les sondages est de marque TEC, type ABYSS 50.
- Le pressiomètre utilisé est de marque Jean Lutz type PREVO 100, équipé d'un enregistreur BAP160.
- Le forage en destructif pour les essais pressiométriques a été effectué en « Rotary » à l'aide d'un tricône de 63mm de diamètre sous boue de bentonite.
- Le carottage a été effectué à la rotation à l'aide d'un carottier double de 101 mm de diamètre sous boue de bentonite.
- Les échantillons intacts ont été prélevés par verinage à l'aide d'échantillonneurs APM à parois minces de 80 mm de diamètre.
- Les essais pressiométriques ont été effectués automatiquement à l'aide d'un enregistreur BAP 160 de Jean Lutz.

	ESSAIS DE LABORATOIRE	HA1401
Hydrosol Afrique	OUVRAGE D'ART 9ème TRANCHE A ABIDJAN	Date: Le 24/11/14

Sondage carotté			SC1									
			SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10	SPT11
Profondeur			2-2.45	4.2-4.65	7.55-8	12.55-13	15.5-15.95	18.4-18.85	20.4-20.85	22-22.45	30.4-30.85	33-33.29	35.5-35.95
Identification	Teneur en eau W (%)		16.1	16.5	16.9								
	Limites d'Atterberg	WI (%)	33	47	37								
		Wp (%)	21	19	18								
		IP (%)	12	28	18								
	Granulométrie	Dmax (mm)	1.6	1.6	2	3.35	2	3.35	2	3.35	3.35	2	3.35
		%< 80 µm	33	37	34	20	21	20	21	17	13	11	16
		%< 2 µm	100	100	99.9	93.7	99.1	94.5	98.7	98.1	98.5	99.1	99.3

Sondage carotté			SC2								
			SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9
Profondeur			2-2.45	3.-3.45	9-9.45	18.35-18.8	29.2-29.65	30.6-31.05	31.75-32.2	33.6-34.05	35.6-36.05
Identification	Teneur en eau W (%)										
	Limites d'Atterberg	WI (%)									
		Wp (%)									
		IP (%)									
	Granulométrie	Dmax (mm)	1.6	3.35	1.6	2	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
		%< 80 µm	14	7	30	26	23	17	14	15	13
		%< 2 µm	100	99.4	100	99.6	98.9	99.2	96.5	98.9	99.3

Sondage carotté			SC3										
			SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10	SPT11	SPT12
Profondeur			5-5.45	8.8-9.25	12.4-12.85	15-15.45	18-18.45	29.3-29.75	22.3-22.75	23.8-24.25	26.8-27.25	28.4-28.85	31.9-32.35	34.55-35
Identification	Teneur en eau W (%)													
	Limites d'Atterberg	WI (%)												
		Wp (%)												
		IP (%)												
	Granulométrie	Dmax (mm)	1.6	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	2	2	2	1.6	2	2
		%< 80 µm	33	30	27	19	12	9	7	14	13	11	13	14
		%< 2 µm	100	99.9	97.4	97.4	97.87	81.6	99.5	95.3	98.6	100	96.5	98.5

Sondage carotté			SC4								
			SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9
Profondeur			5.3-5.75	8-8.45	12.3-12.75	14.2-14.65	15.8-16.25	17.3-17.75	20.9-21.35	26.6-27.05	31.7-31.95
Identification	Teneur en eau W (%)		22								
	Limites d'Atterberg	WI (%)									
		Wp (%)									
		IP (%)									
	Granulométrie	Dmax (mm)	2	2	3.35	3.35	3.35	2	3.35	2	2
		%< 80 µm	36	37	21	15	13	15	11	5	13
		%< 2 µm	99.7	98.9	96.8	97.3	98.5	95.7	95.4	99.9	98.3

	ESSAIS DE LABORATOIRE	HA1401
Hydrosol Afrique	OUVRAGE D'ART 9ème TRANCHE A ABIDJAN	Date: Le 24/11/14

Sondage carotté			SCR1									
			SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	Ech 1	Ech 2	Ech 3	Ech 4
Profondeur			3.75-4.2	5.1-5.55	7.2-7.65	10.2-10.65	12.1-12.55	14.55-15	3.55-4.25	6.15-6.32	6.9-7.1	11-11.28
Identification	Teneur en eau W (%)		20.1	16.5	17.6	16.2	12.8	13.5	19	18.9	17.3	24
	Limites d'Atterberg	WI (%)							51			
		Wp (%)							22			
		IP (%)							28			
	Granulométrie	Dmax (mm)	1.6	1.6	1.6	1.6	2	1.6	1.6	1.6	2	3.35
		%< 80 µm	40	41	41	31	24	10	40	40	41	26
		%< 2 µm	100	100	100	100	98.1	100	100	99.7	99.6	92.3
	Poids volumiques (g/cm3)	γh	1.99	1.90	2.09				2.09	2.11	1.96	2.10
		γd	1.66	1.63	1.78				1.76	1.77	1.67	1.69

LEGENDE :

γh : Poids volumique humide (gr/cm3)

γd : Poids volumique sec (gr/cm3)

Sondage carotté			SCR2									
			SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	Ech 1	Ech 2	Ech 3
Profondeur			3.1-3.55	5.3-5.75	3.75-4.2	9.1-9.55	11.1-11.55	13.1-13.55	14.55-15	8.03-8.3	8.83-9	10-10.3
Identification	Teneur en eau W (%)		22.1	18.3	15.7	17.3	19	14.5	8.2	23.4	15.4	19.75
	Limites d'Atterberg	WI (%)										
		Wp (%)										
		IP (%)										
	Granulométrie	Dmax (mm)	3.35	3.35	1.6	1.6	3.35	3.35	3.35	2	2	3.35
		%< 80 µm	43	42	35	30	32	25	16	24	37	28
		%< 2 µm	99.4	99.4	100	100	85.5	94.8	97.6	99.7	99.7	99.8
	Poids volumiques (g/cm3)	γh	1.94	1.99		1.99	1.97				1.89	1.93
		γd	1.59	1.68		1.70	1.66				1.64	1.61

LEGENDE :

γh : Poids volumique humide (gr/cm3)

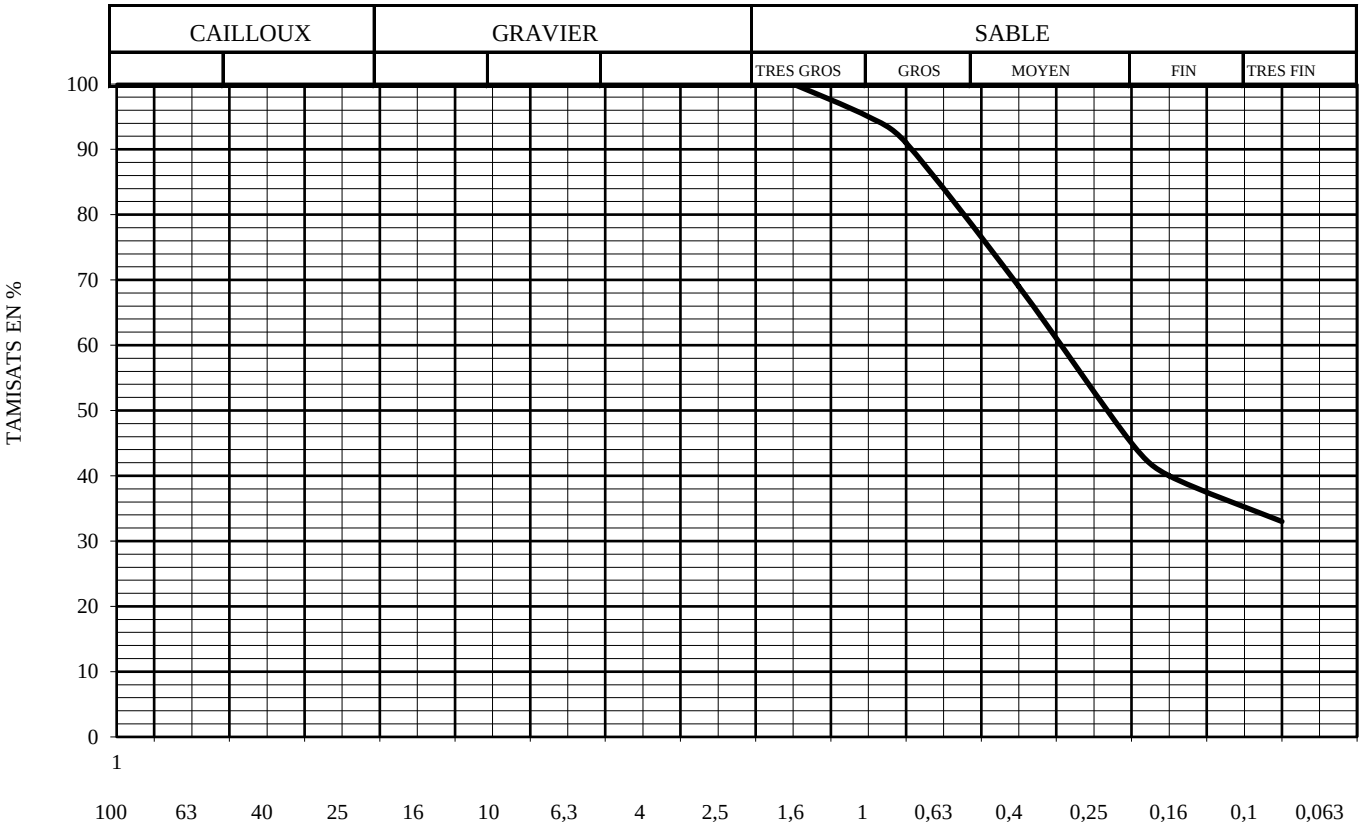
γd : Poids volumique sec (gr/cm3)

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT1	de 2,00 à 2,45	2 / 2 / 2	09/09/2014	SABLE MOYEN A FIN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

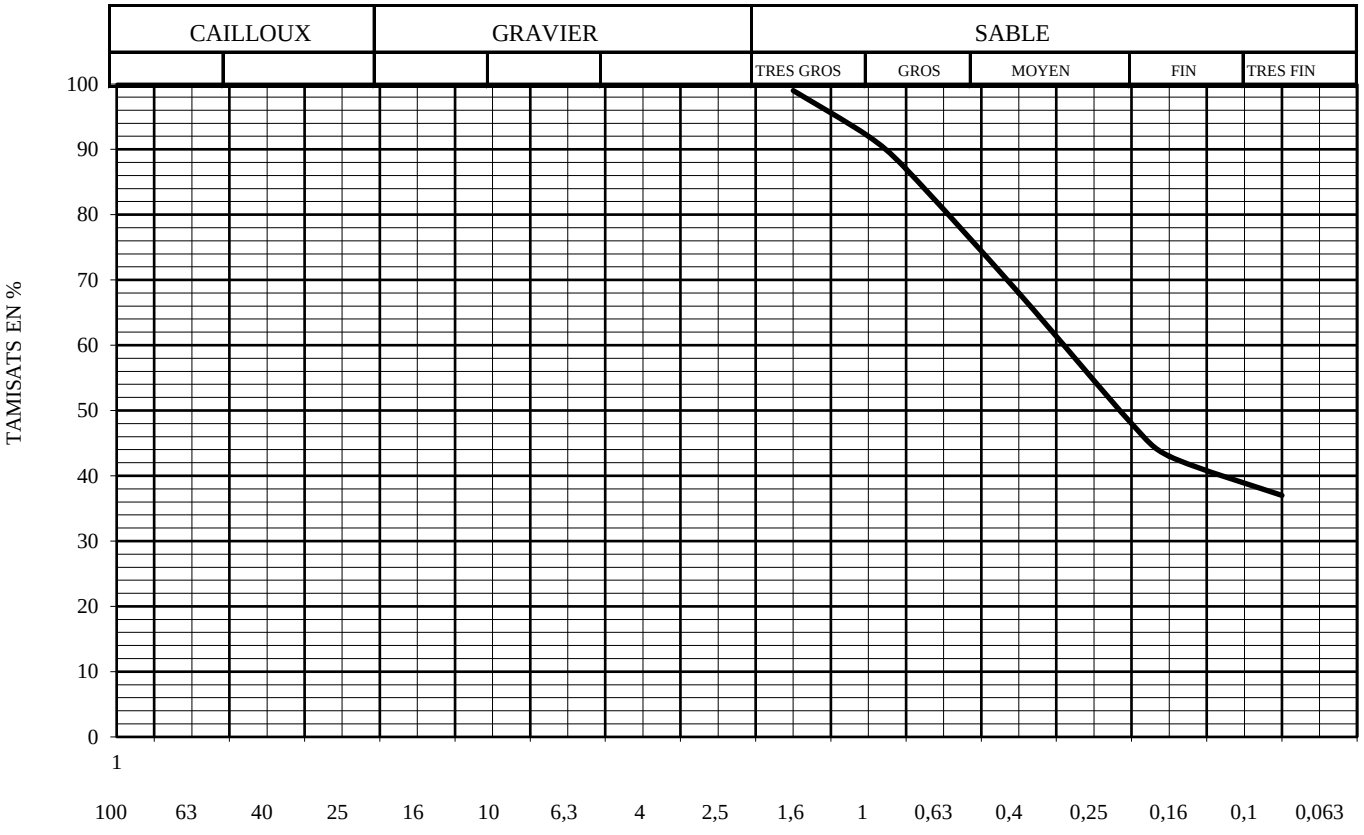
N° éch	SPT1
F %	33

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 2	de 4,20 à 4,65	2 / 3 / 3	09/09/2014	SABLE MOYEN A FIN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

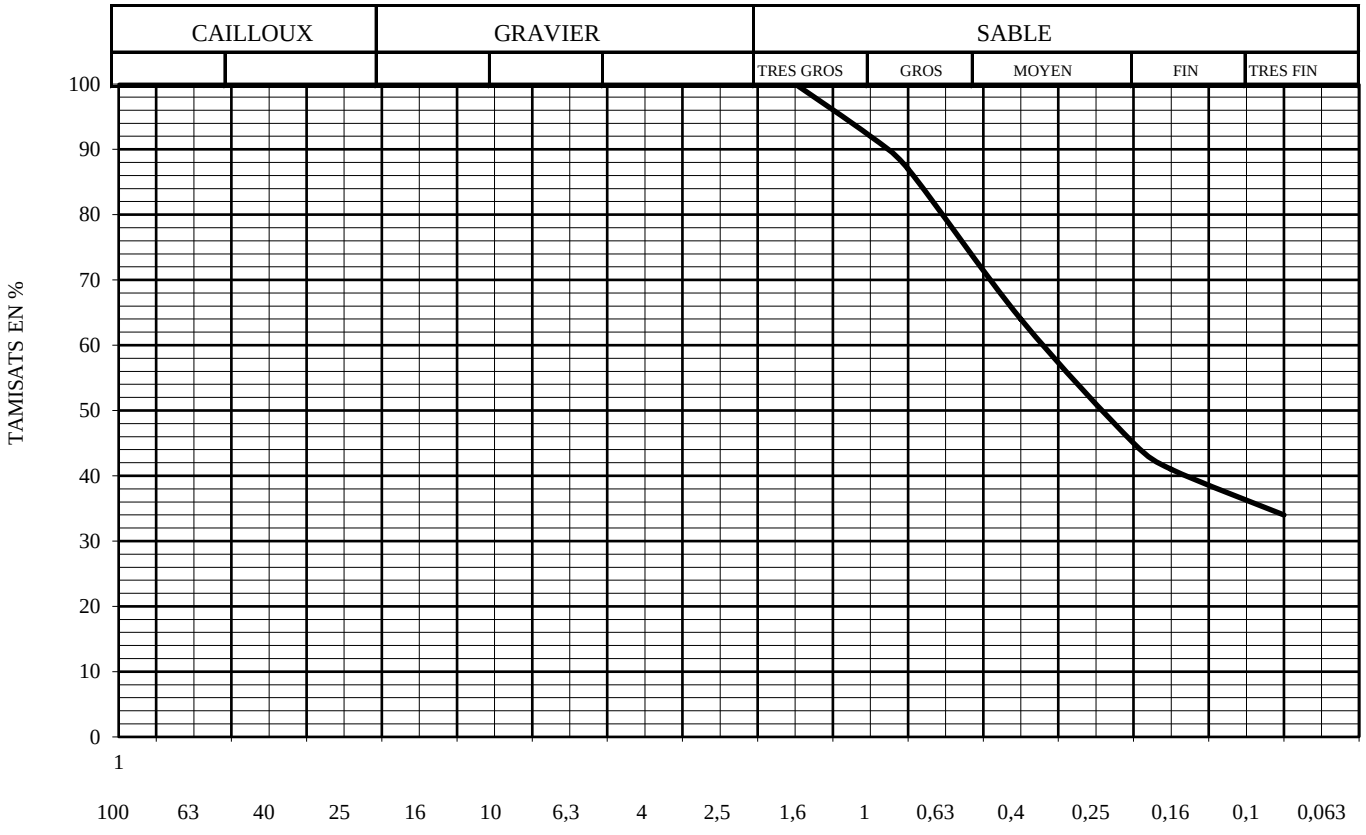
N° éch	SPT2
F %	37

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 3	de 7,55 à 8,00	4/6/6	10/09/2014	SABLE MOYEN A FIN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

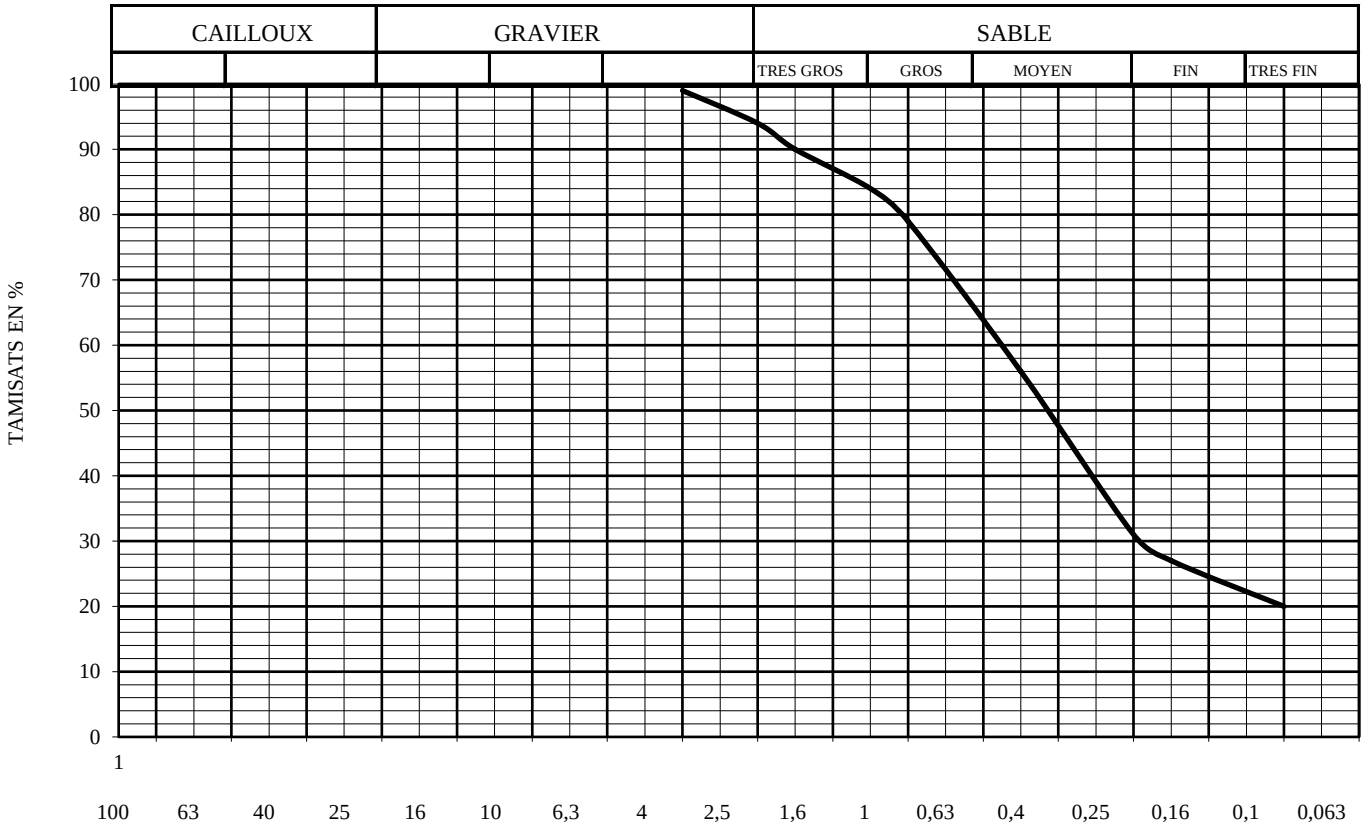
N° éch	SPT3
F %	34

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 4	de 12,55 à 13,00	6/8/11	11/09/2014	SABLE MOYEN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

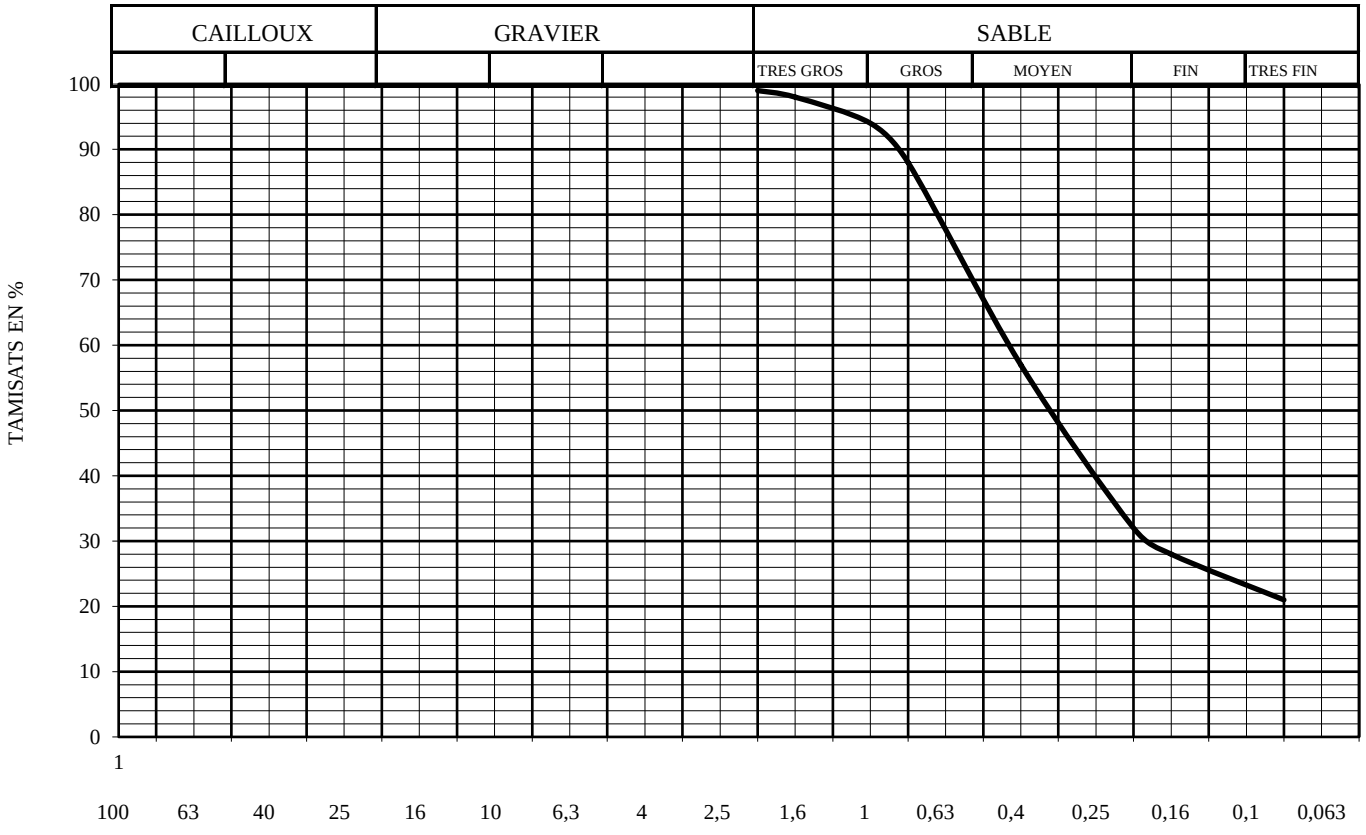
N° éch	SPT4
F %	20
% > 2 mm	6

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 5	de 15,50 à 15,95	8 / 14 / 14	11/09/2014	SABLE MOYEN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

N° éch	SPT5
F %	21

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 6	de 18,40 à 18,85	8 / 12 / 14	11/09/2014	SABLE MOYEN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

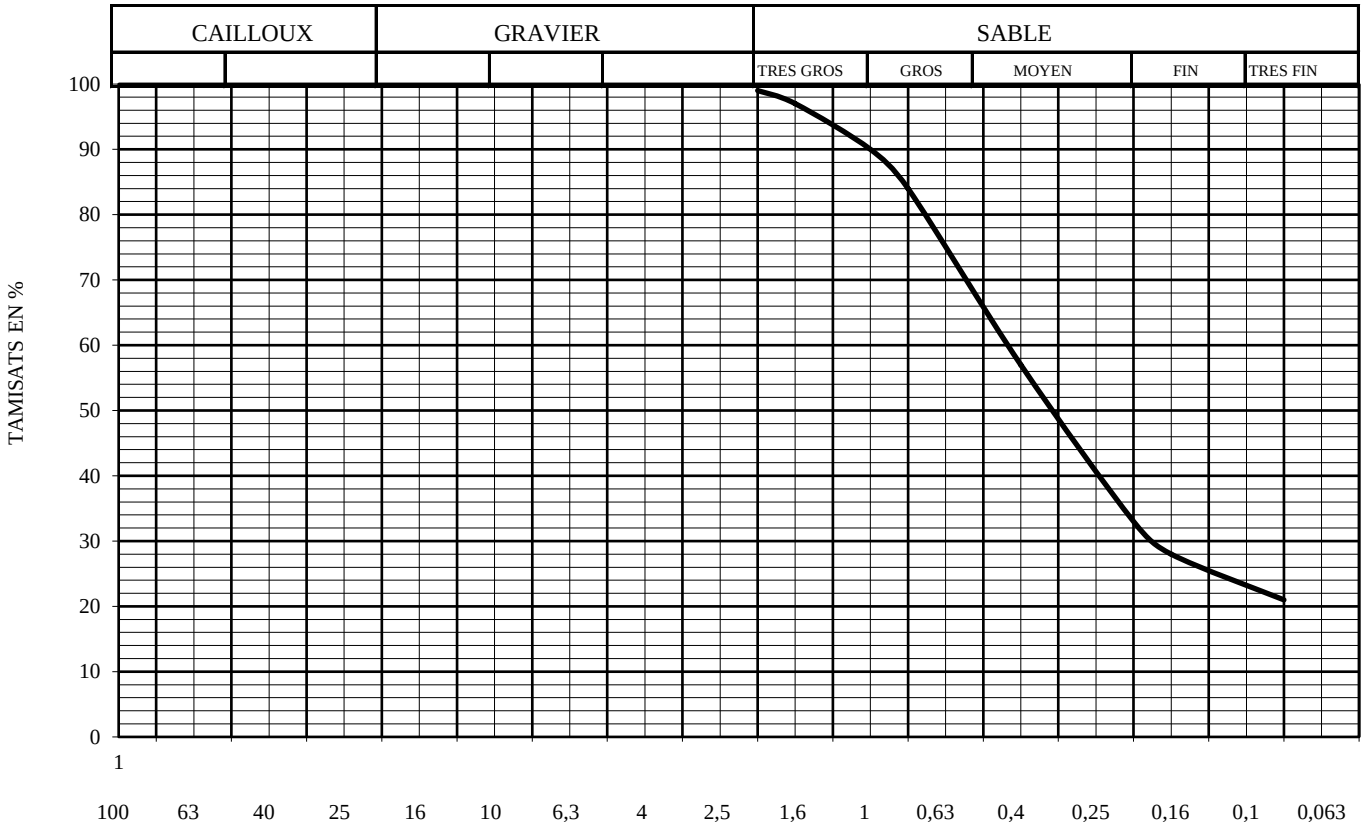
N° éch	SPT 6
F %	20
% > 2mm	4

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 7	de 20,40 à 20,85	7 / 14 / 13	12/09/2014	SABLE MOYEN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

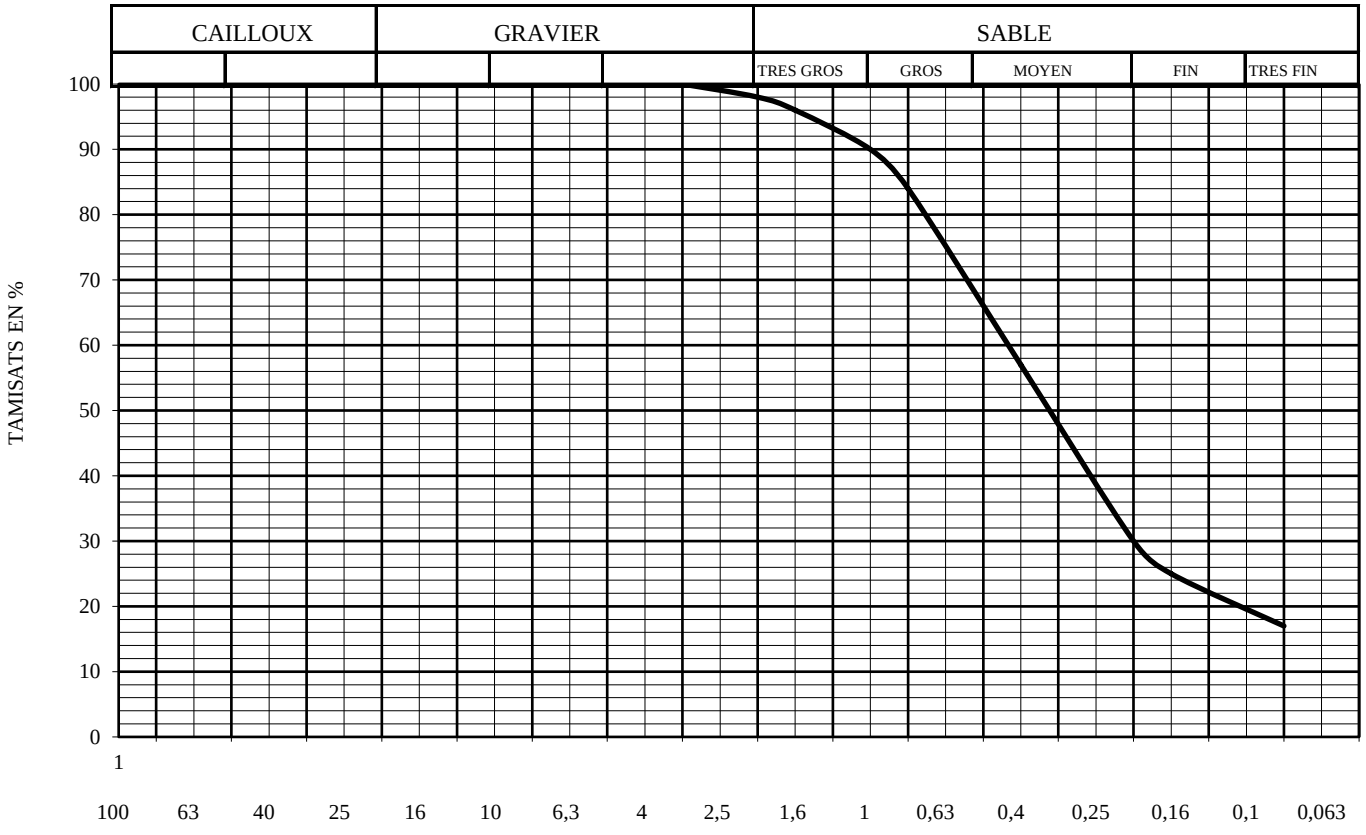
N° éch	SPT 7
F %	21

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 8	de 22,00 à 20,45	8 / 11 / 15	12/09/2014	SABLE MOYEN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

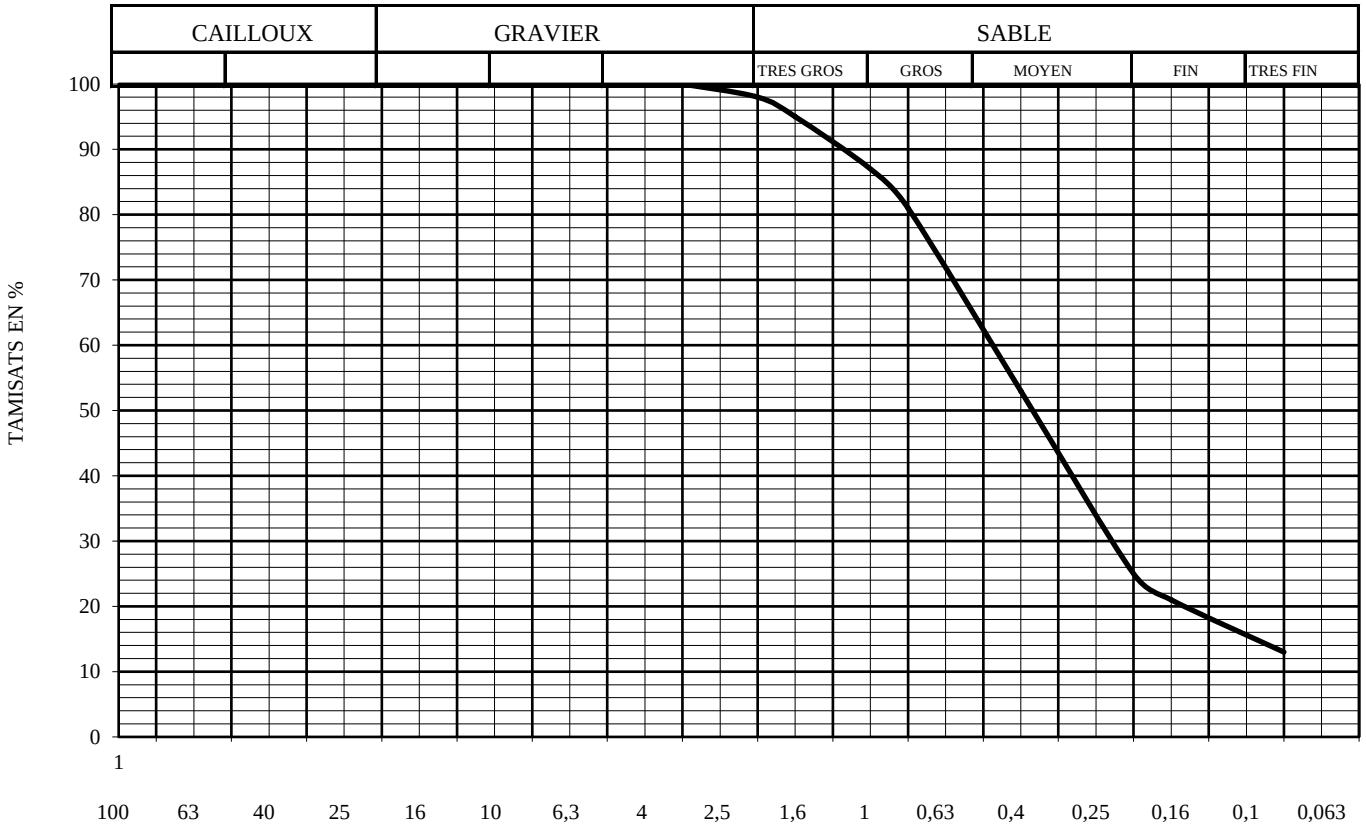
N° éch	SPT 8
F %	17
% > 2mm	2

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 9	de 30,40 à 30,85	9 / 10 / 10	13/09/2014	SABLE MOYEN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

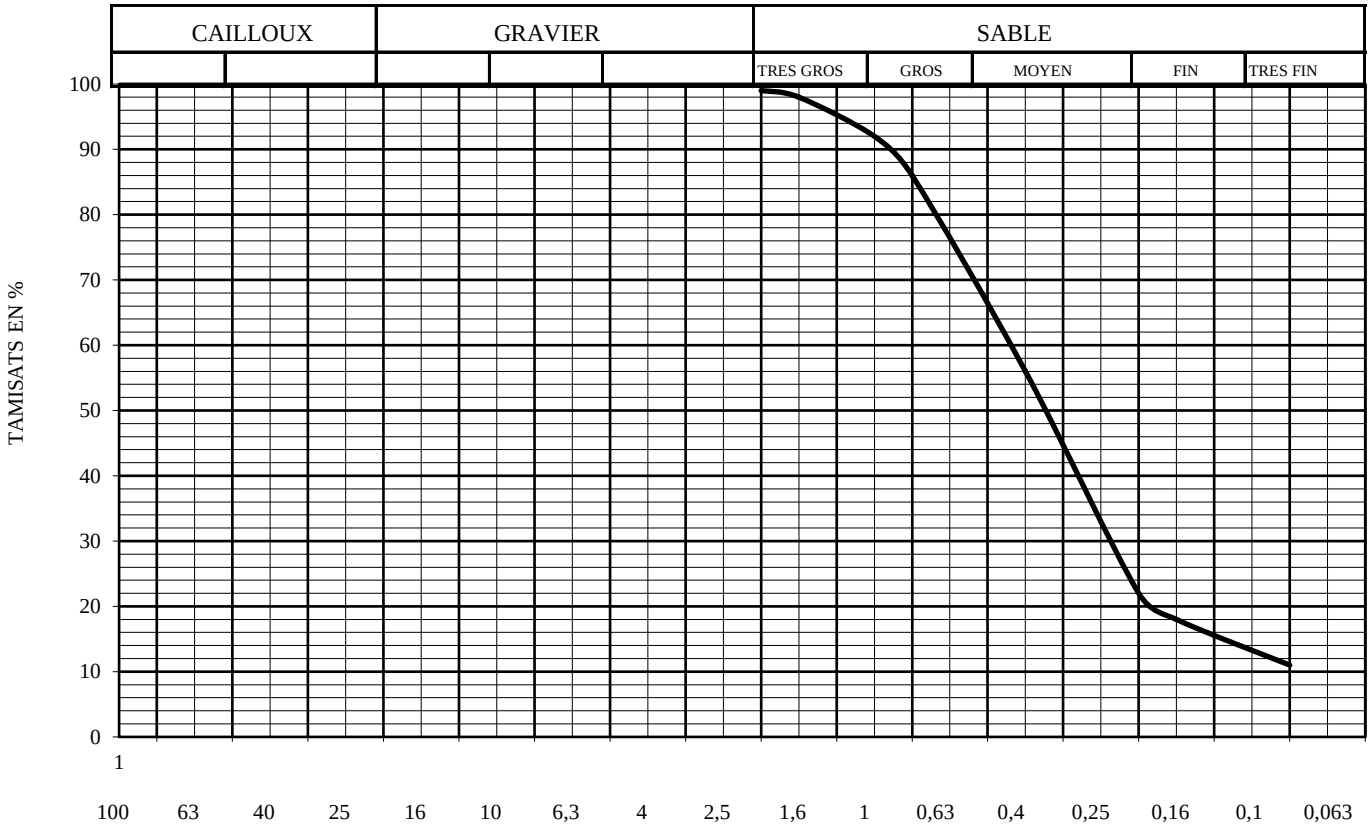
N° éch	SPT 9
F %	13
% > 2mm	2

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 10	de 33,00 à 33,20	40 / 50 / refus	13/09/2014	SABLE MOYEN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

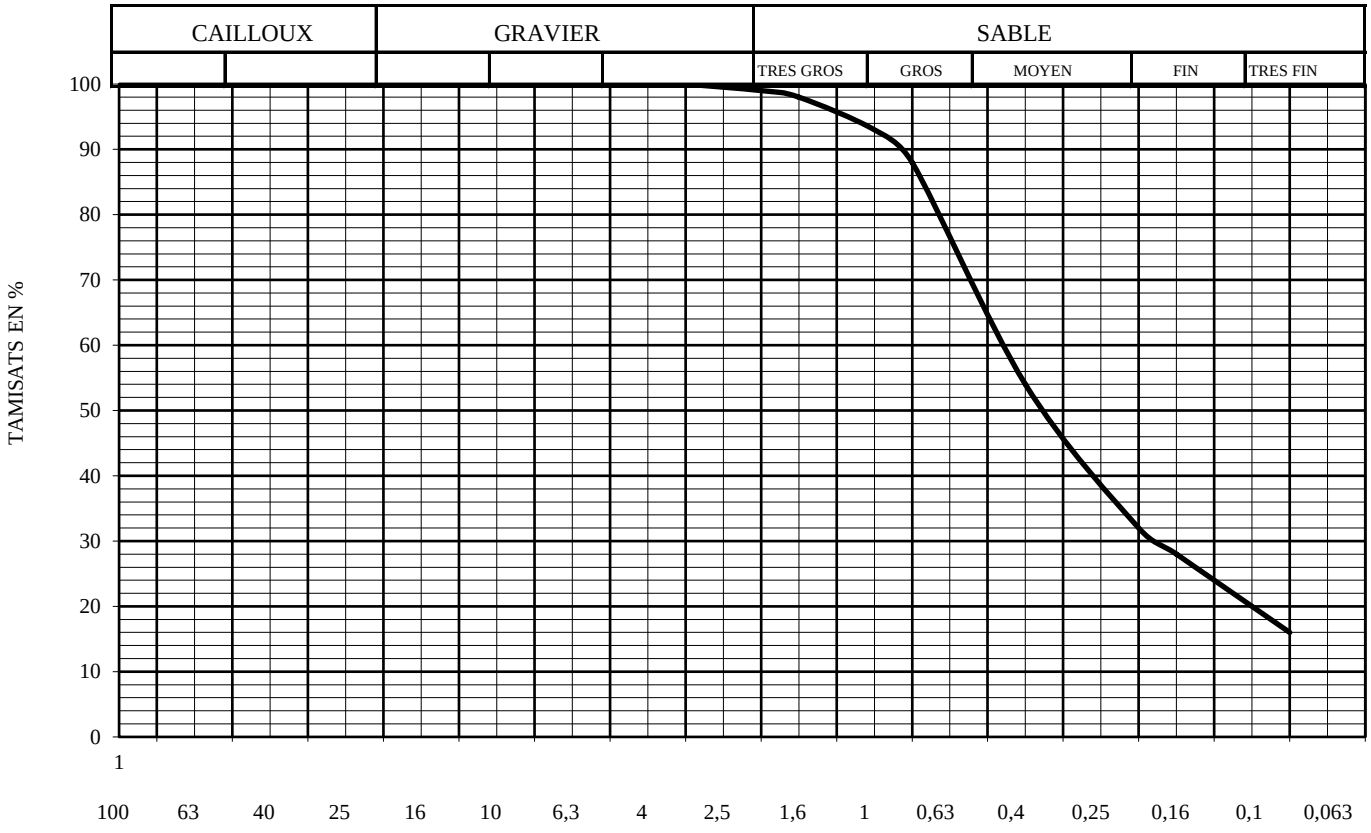
N° éch	SPT 10
F %	11

NOM DU PROJET : OA 9ème TRANCHE

SONDAGE SC1

Représentations graphiques	Numéros des échantillons	Profondeurs de prélèvement	Nombre de coups	Dates de prélèvement	OBSERVATIONS
———	SPT 11	de 35,50 à 35,95	22 / 31 / 34	13/09/2014	SABLE MOYEN

ANALYSES GRANULOMETRIQUES



MODULE de la Série A.F.N.O.R.

Dimensions en mm

CARACTERISTIQUES IDENTIFICATION

N° éch	SPT 11
F %	16
% > 2mm	1

COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	09-09 au 13-09-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	22.8m
Sondage:	SC1	Machine:	Abyss
Profondeur:	36.05 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT)	échantillons
0.00 – 2.00	Remblai: Sable fin à moyen brunâtre, traces de graviers		
2.00 – 3.00	Sable fin argileux brunâtre avec traces de matières organiques	4	SPT N°1 (2 à 2.45m), N: 2/2/2
3.00 – 5.50	Sable fin à moyen légèrement argileux rougeâtre	6	SPT N°2 (4.2 à 4.65), N: 2/3/3
5.50 – 10.80	Sable fin légèrement rougeâtre	12	SPT N°3 (7.55 à 8m), N: 4/6/6
10.80 – 17.50	Sable moyen à fin rougeâtre avec présence de grains de silice	19	SPT N°4 (12.55 à 13m), N: 6/8/11
		28	SPT N°5 (15.5 à 15.95m), N: 8/14/14
17.50 – 24.00	Sable moyen à fin jaunâtre à blanchâtre légèrement argileux	26	SPT N°6 (18.4 à 18.85m), N: 8/12/14
		27	SPT N°7 (20.4 à 20.85m), N: 7/14/13
		26	SPT N°8 (22 à 22.45m), N:8/11/15
24.00 – 25.00	Sable moyen à fin jaunâtre dense		

Photo de caisses à carotte



COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	09-09 au 13-09-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	22.8m
Sondage:	SC1	Machine:	Abyss
Profondeur:	36.05 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT)	échantillons	Photo de caisses à carotte
22.50 – 23.50	Sable moyen à fin jaunâtre à blanchâtre légèrement argileux	0 20 40 60 80 100		
23.50 – 31.50	Sable moyen à fin jaunâtre dense	20	SPT N°9 (30.4 à 30.85m), N: 9/10/10	
31.50 – 35.50	Sable moyen à fin jaunâtre, rougeâtre par endroits dense	65	SPT N°10 (33 à 33.29m), N: 40/50/Refus SPT N°11 (35.6 à 36.05m), N: 22/31/34	
35.50 – 47.50				



COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	01-09 au 08-09-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	21.9m
Sondage:	SC2	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	35.95 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT)	échantillons
0.00 – 1.00	Remblai: Sable fin, traces d'argile rougeâtre		
1.00 – 2.00	Sable argileux brunâtre		
2.00 – 3.00	Sable fin argileux vaseux grisâtre		
3.00 – 4.00	Sable fin légèrement argileux brunâtre	4	SPT N°1 (2 à 2.45m), N:2/2/2
4.00 – 5.00	Sable fin, traces d'argile brunâtre à grisâtre	4	SPT N°2 (3 à 3.45m), N: 2/2/2
5.00 – 6.00	Sable fin, traces d'argile brunâtre		
6.00 – 7.00	Sable fin argileux brunâtre à jaunâtre		
7.00 – 8.00			
8.00 – 9.00			
9.00 – 10.00		4	SPT N°3 (9 à 9.45m), N: 1/2/2
10.00 – 11.00	Sable fin à moyen légèrement argileux brunâtre		
11.00 – 12.00			
12.00 – 13.00			
13.00 – 14.00			
14.00 – 15.00	Sable fin argileux rougeâtre		
15.00 – 16.00			
16.00 – 17.00	Sable fin à moyen légèrement argileux jaunâtre à rougeâtre		
17.00 – 18.00			
18.00 – 19.00		8	SPT N°4 (18.35 à 18.8m), N: 3/4/4
19.00 – 20.00			
20.00 – 21.00			
21.00 – 22.00			
22.00 – 23.00			
23.00 – 24.00	Sable moyen à fin jaunâtre avec traces d'argile, rougeâtre par endroits		
24.00 – 25.00			

Photo de caisses à carotte



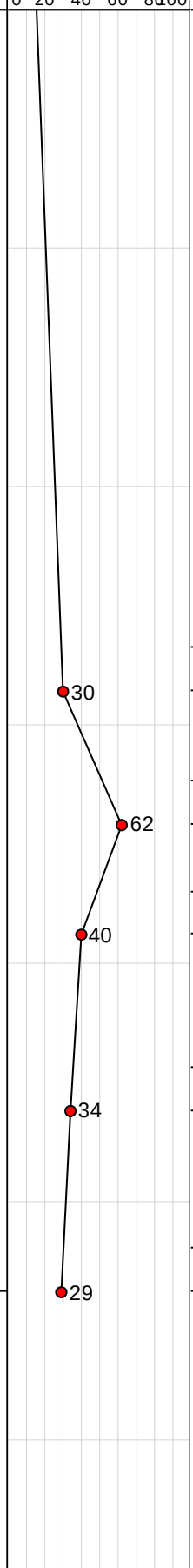
COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	01-09 au 08-09-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	21.9m
Sondage:	SC2	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	35.95 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT)	échantillons	Photo de caisses à carotte



Sable moyen à fin jaunâtre avec traces d'argile, rougeâtre par endroits



SPT N°5 (29.2 à 29.65m), N: 7/13/17

SPT N°6 (30.6 à 31.05m), N: 17/35/27

SPT N°7 (31.75 à 32.2m), N: 14/20/20

SPT N°8 (33.6 à 34.05m), N: 6/14/20

SPT N°9 (35.5 à 35.95m), N: 8/12/17



COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	20-10 au 23-10-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	24.5m
Sondage:	SC3	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	35 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT)	échantillons	Photo de caisses à carotte
0.00 – 1.00	Remblai: Argile sableuse rougeâtre			
1.00 – 3.00	Sable fin légèrement argileux avec présence de débris de végétaux			
3.00 – 4.00	Sable fin argileux jaunâtre			
4.00 – 15.00	Sable fin argileux rougeâtre avec présence de grains de silice	7 (5.45m); 15 (9.25m); 11 (12.85m); 19 (15.45m)	SPT N°1 (5 à 5.45m), N: 2/3/4 SPT N°2 (8.8 à 9.25m), N: 5/7/8 SPT N°3 (12.4 à 12.85m), N: 3/5/6 SPT N°4 (15 à 15.45m) NC 2/7/12	
15.00 – 16.00	Sable fin à moyen légèrement argileux blanchâtre à jaunâtre avec présence de grains de silice	19 (18.45m)	SPT N°5 (18 à 18.45m), N: 4/9/10	
16.00 – 19.00	Sable fin à moyen légèrement argileux blanchâtre à jaunâtre avec présence de grains de silice			
19.00 – 20.00	Sable fin légèrement argileux blanchâtre à jaunâtre			
20.00 – 21.00	Sable fin à grossier légèrement argileux avec traces de graviers	11 (20.75m)	SPT N°6 (20.3 à 20.75m), N: 6/7/4	
21.00 – 23.00	Sable moyen à fin jaunâtre avec traces de grains de silice	18 (22.75m)	SPT N°7 (22.3 à 22.75m), N: 7/9/9	
23.00 – 25.00	Sable fin blanchâtre dense avec traces d'oxydations	36 (24.25m)	SPT N°8 (23.8 à 24.25m), N: 13/17/19	

COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	20-10 au 23-10-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	24.5m
Sondage:	SC3	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	35 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT)	échantillons
22.50 – 23.50	Sable moyen à fin jaunâtre avec traces de grains de silice	18	SPT N°7 (22.3 à 22.75m), N: 7/9/9
23.50 – 24.50		36	SPT N°8 (23.8 à 24.25m), N: 13/17/19
24.50 – 26.50	Sable fin blanchâtre dense avec traces d'oxydations		
26.50 – 27.50		32	SPT N°9 (26.8 à 27.25m), N: 8/12/20
27.50 – 28.50			
28.50 – 29.50		33	SPT N°10 (28.4 à 28.85m), N: 11/13/20
29.50 – 31.50	Sable fin jaunâtre dense avec traces d'oxydations et de grains de silice		
31.50 – 32.50		84	SPT N°11 (31.9 à 32.35m), N: 30/45/39
32.50 – 34.50			
34.50 – 35.50		71	SPT N°12 (34.55 à 35m), N: 15/32/39
35.50 – 47.50			

Photo de caisses à carotte



COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	16-10 au 18-10-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	25.5m
Sondage:	SC4	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	35 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT) 0 20 40 60 80 100	échantillons	Photo de caisses à carotte
0.00 – 1.00	Remblai: Sable fin argileux rougeâtre			
1.00 – 2.00	Sable fin argileux noirâtre Sable fin argileux brunâtre Argile sableuse jaunâtre Sable fin à moyen légèrement argileux rougeâtre			
2.00 – 10.00	Sable fin à moyen argileux rougeâtre	12 (5.75m) 11 (8.45m)	SPT N°1 (5.3 à 5.75m), N: 2/5/7 SPT N°2 (8 à 8.45m), N: 5/6/5	
10.00 – 14.00	Sable moyen à fin jaunâtre et rougeâtre avec traces d'argile	15 (12.75m) 27 (14.65m)	SPT N°3 (12.3 à 12.75m), N: 6/6/9 SPT N°4 (14.2 à 14.65m), N: 9/12/15	
14.00 – 19.00		18 (16.25m) 14 (17.75m)	SPT N°5 (15.8 à 16.25m), N: 8/9/9 SPT N°6 (17.3 à 17.75m), N: 7/8/6	
19.00 – 25.00	Sable fin légèrement argileux jaunâtre avec présence de grains de silice	18 (21.35m)	SPT N°7 (20.9 à 21.35m), N: 3/9/9	

COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	16-10 au 18-10-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	25.5m
Sondage:	SC4	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	35 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT)	échantillons	Photo de caisses à carotte
22.50 – 29.50	Sable fin légèrement argileux jaunâtre avec présence de grains de silice	0 20 40 60 80 100	SPT N°8 (26.3 à 26.75m), N: 4/9/16	
29.50 – 37.50	Sable fin à moyen blanchâtre dense	25	SPT N°9 (31.7 à 31.95m), N: 37/50/Refus SPT N°10 (33 à 33.14m), N: 50/Refus	
37.50 – 47.50				

COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	03-11 au 04-11-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	Néant
Sondage:	SCR1	Machine:	ABYSS 50
Profondeur:	15 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT)	échantillons
0.00	Remblai: Sable légèrement argileux brunâtre	0 20 40 60 80 100	
1.00			
2.00			
3.00			Ech N°1 (3.25 à 3.55m)
4.00		10	SPT N°1 (3.75 à 4.2m), N: 3/5/5
5.00	Argile sableuse brun-rougeâtre		SPT N°2 (5.1 à 5.55m), N: 4/4/4
6.00		8	Ech N°2 (6.1 à 6.4m)
7.00			Ech N°3 (6.85 à 7m)
8.00		10	SPT N°3 (7.2 à 7.65m), N: 3/5/5
9.00			
10.00			SPT N°4 (10.2 à 10.65m), N: 2/3/4
11.00	Sable légèrement argileux rougeâtre avec présence de laminations de sable moyen à grossier jaunâtre	7	Ech N°4 (11 à 11.28m)
12.00		15	SPT N°5(12.1 à 12.55m), N: 3/7/8
13.00	Sable fin à moyen jaunâtre		
14.00			SPT N°6(14.55 à 15m), N: 6/10/10
15.00		20	
16.00			
17.00			
18.00			
19.00			
20.00			

Photo de caisses à carotte



هيدر وصول للأسس
HYDROSOL FONDATIONS

COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	05-11 au 06-11-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	
Sondage:	SCR2	Machine:	ABYSS 50
Profondeur:	15 m	Outil:	Carottier D 101mm

Prof	Nature du Sol	N(SPT) 0 20 40 60 80 100	échantillons
0.00	Remblai: Sable fin argileux brunâtre		
1.00	Argile sableuse brunâtre à rougeâtre		
2.00			
3.00	Argile sableuse rougeâtre avec traces de grains de silices	14	SPT N°1 (3.1 à 3.55), N: 4/7/7
4.00			
5.00			
6.00		13	SPT N°2 (5.3 à 5.75m), N: 5/6/7
7.00			SPT N°3 (7.1 à 7.55m), N: 3/5/6
8.00	Sable fin légèrement argileux rougeâtre	11	Ech N°1 (8.05 à 8.3m)
9.00			Ech N°2 (8.83 à 9m)
10.00		13	SPT N°4 (9.1 à 9.55m), N: 5/6/7
11.00			Ech N°3 (10 à 10.3m)
12.00	Sable fin à moyen brun-jaunâtre avec traces d'argile et de grains de silices	18	SPT N°5 (11.1 à 11.55m), N: 7/9/9
13.00			SPT N°6 (13.1 à 13.55m), N: 5/6/6
14.00	Sable fin rougeâtre à jaunâtre oxydé	12	
15.00		49	SPT N°7 (14.55 à 15m), N: 11/19/30
16.00			
17.00			
18.00			
19.00			
20.00			

Photo de caisses à carotte

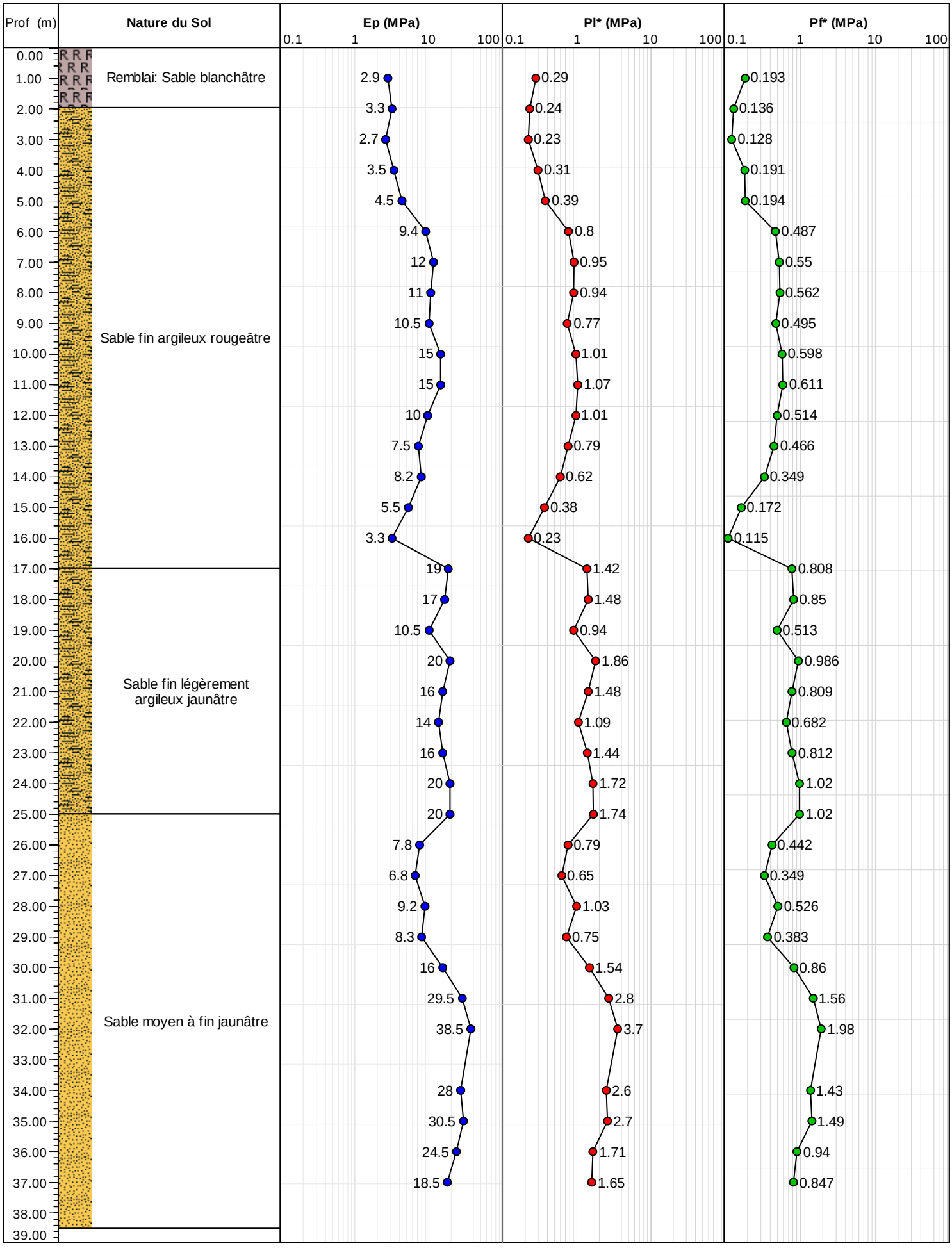


Hydrosol Afrique
SOLS & FONDATIONS

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Standard: NF P 94 110-1

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	15-09 au 20-09-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	22.6m
Sondage:	SP1	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	38.5 m	Outil:	Tricône D 63mm



COUPE DU SONDAGE CAROTTE

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	09-09 au 13-09-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	22.8m
Sondage:	SC1	Machine:	Abyss
Profondeur:	36.05 m	Outil:	Carottier D 101mm

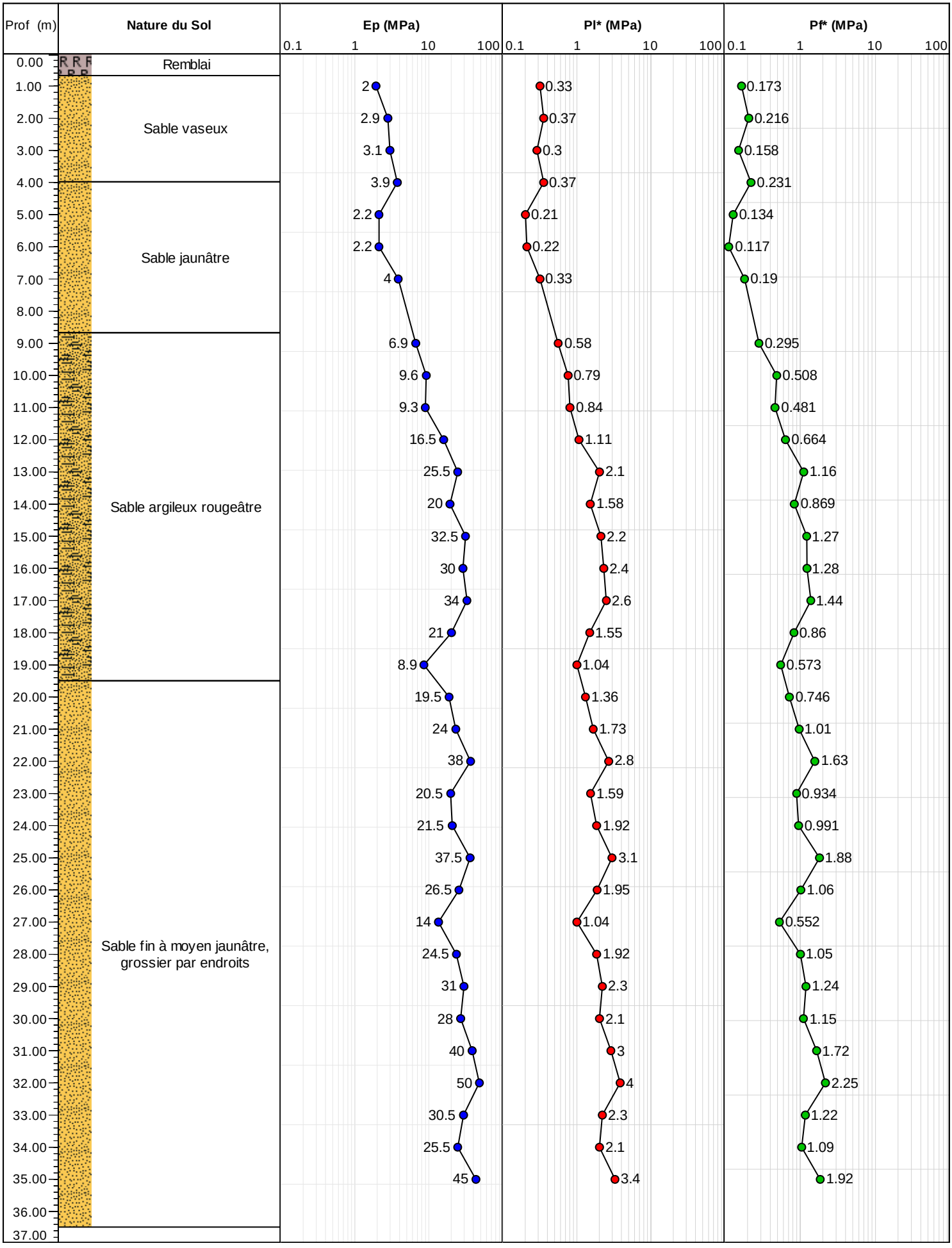
Prof	Nature du Sol	N(SPT)	échantillons	Photo de caisses à carotte
22.50 – 23.50	Sable moyen à fin jaunâtre à blanchâtre légèrement argileux	0 20 40 60 80 100		
23.50 – 31.50	Sable moyen à fin jaunâtre dense	20	SPT N°9 (30.4 à 30.85m), N: 9/10/10	
31.50 – 35.50	Sable moyen à fin jaunâtre, rougeâtre par endroits dense	65	SPT N°10 (33 à 33.29m), N: 40/50/Refus SPT N°11 (35.6 à 36.05m), N: 22/31/34	
35.50 – 47.50				



SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Standard: NF P 94 110-1

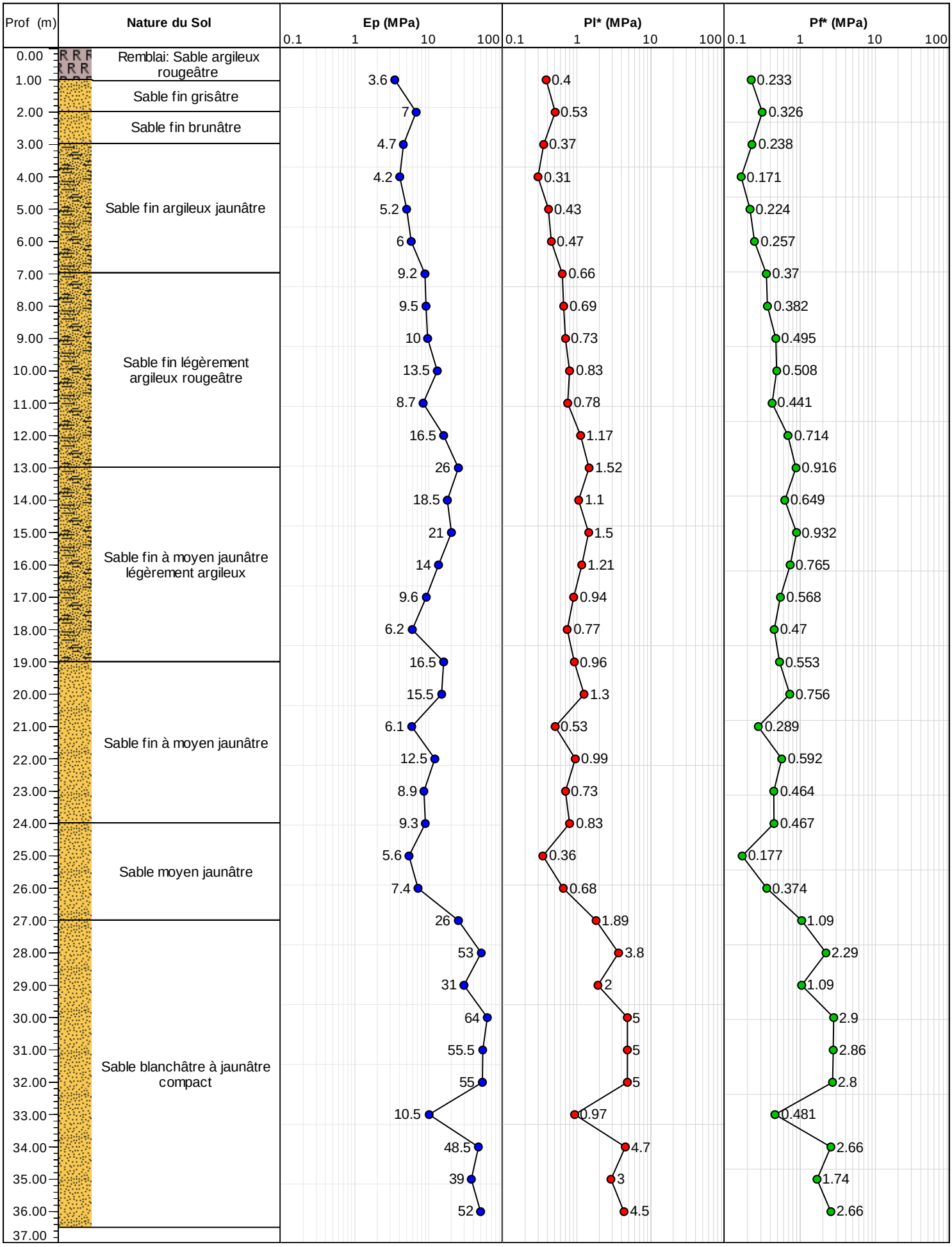
Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	23-10 au 25-10-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	23m
Sondage:	SP2	Machine:	ABYSS 50
Profondeur:	36.5 m	Outil:	Tricône D 63mm



SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Standard: NF P 94 110-1

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	29-09 au 08-10-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	24.5m
Sondage:	SP3	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	36.5 m	Outil:	Tricône D 63mm

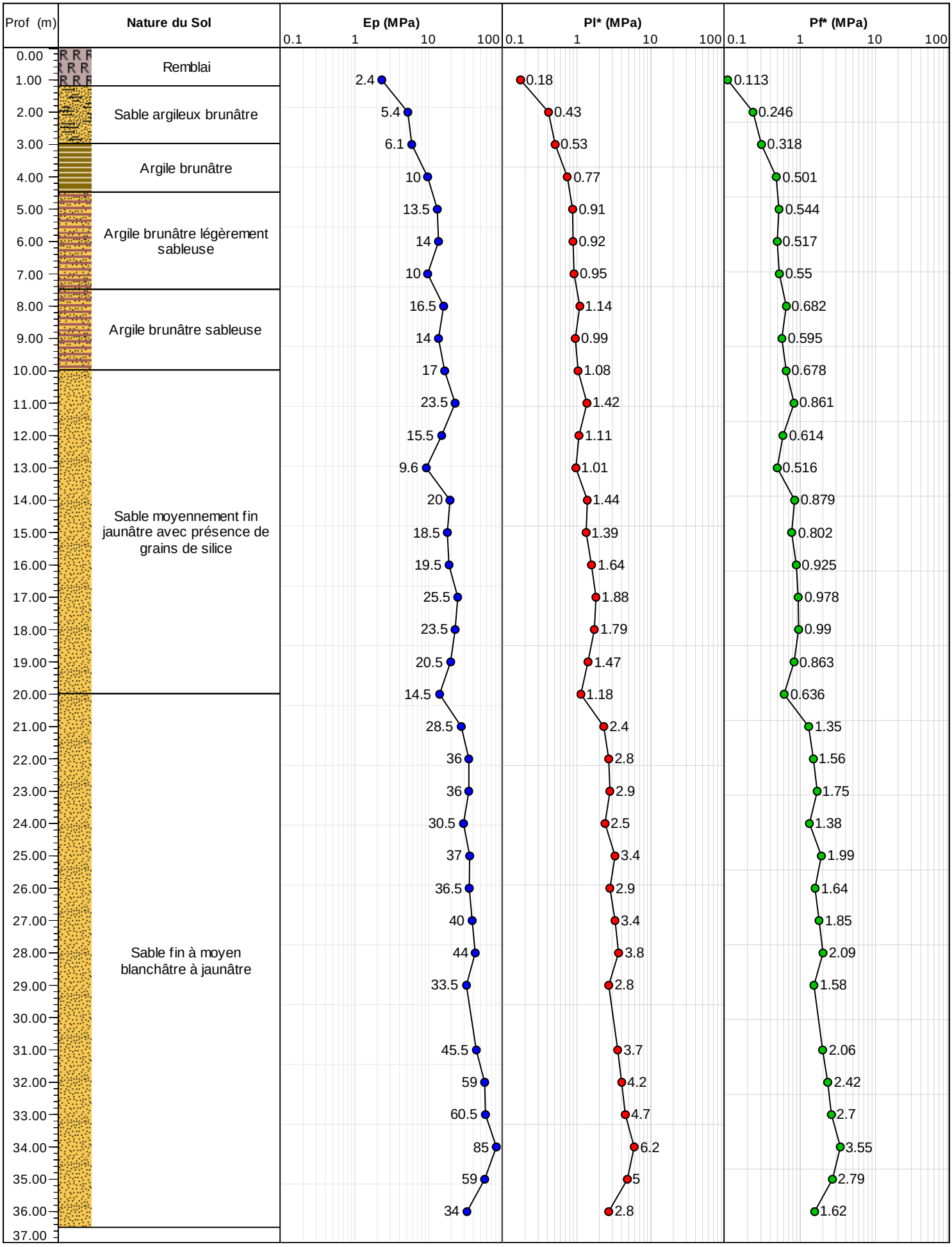


Hydrosol Afrique
SOLS & FONDATIONS

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Standard: NF P 94 110-1

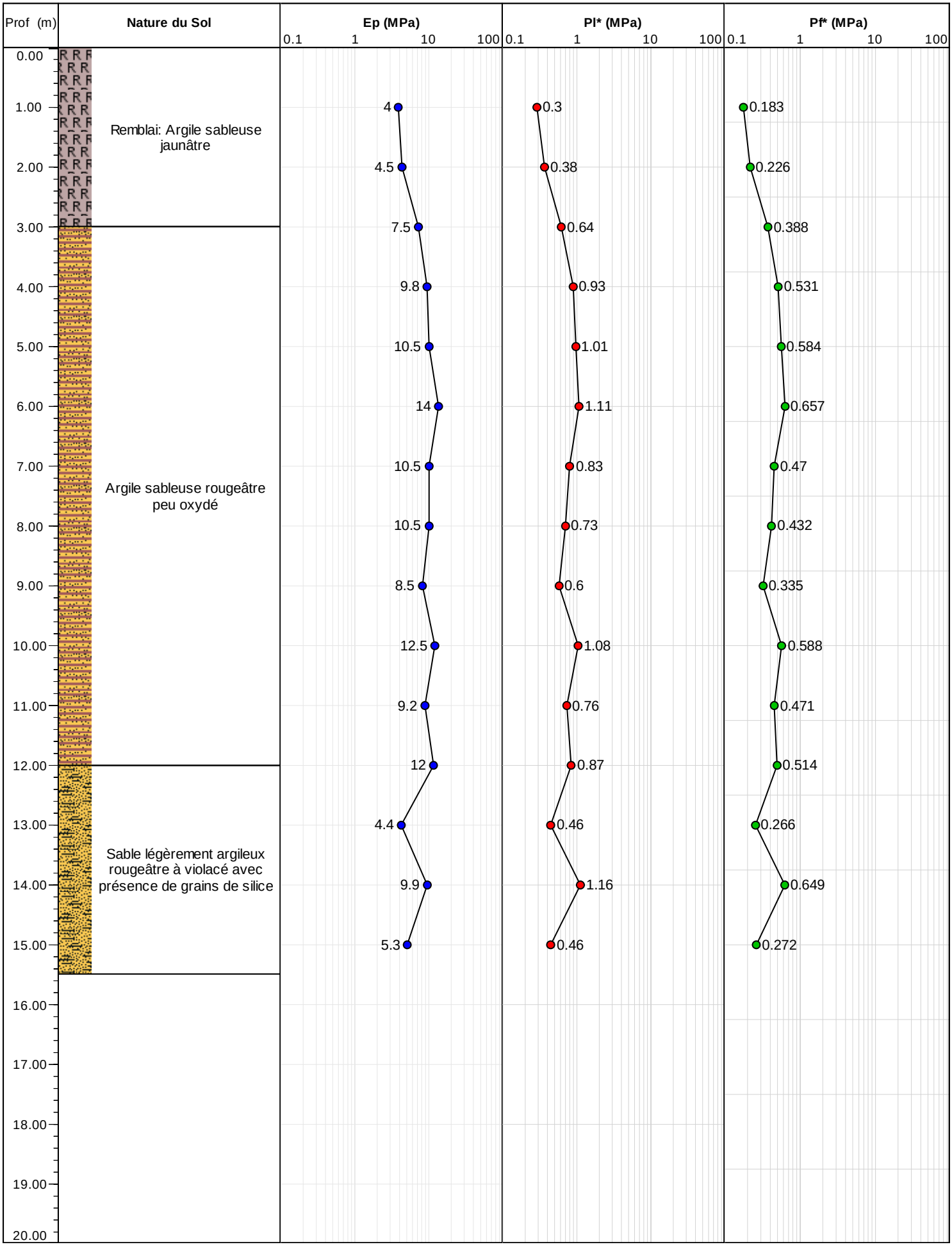
Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	10-10 au 15-10-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	23m
Sondage:	SP4	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	36.5 m	Outil:	Tricône D 63mm



SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Standard: NF P 94 110-1

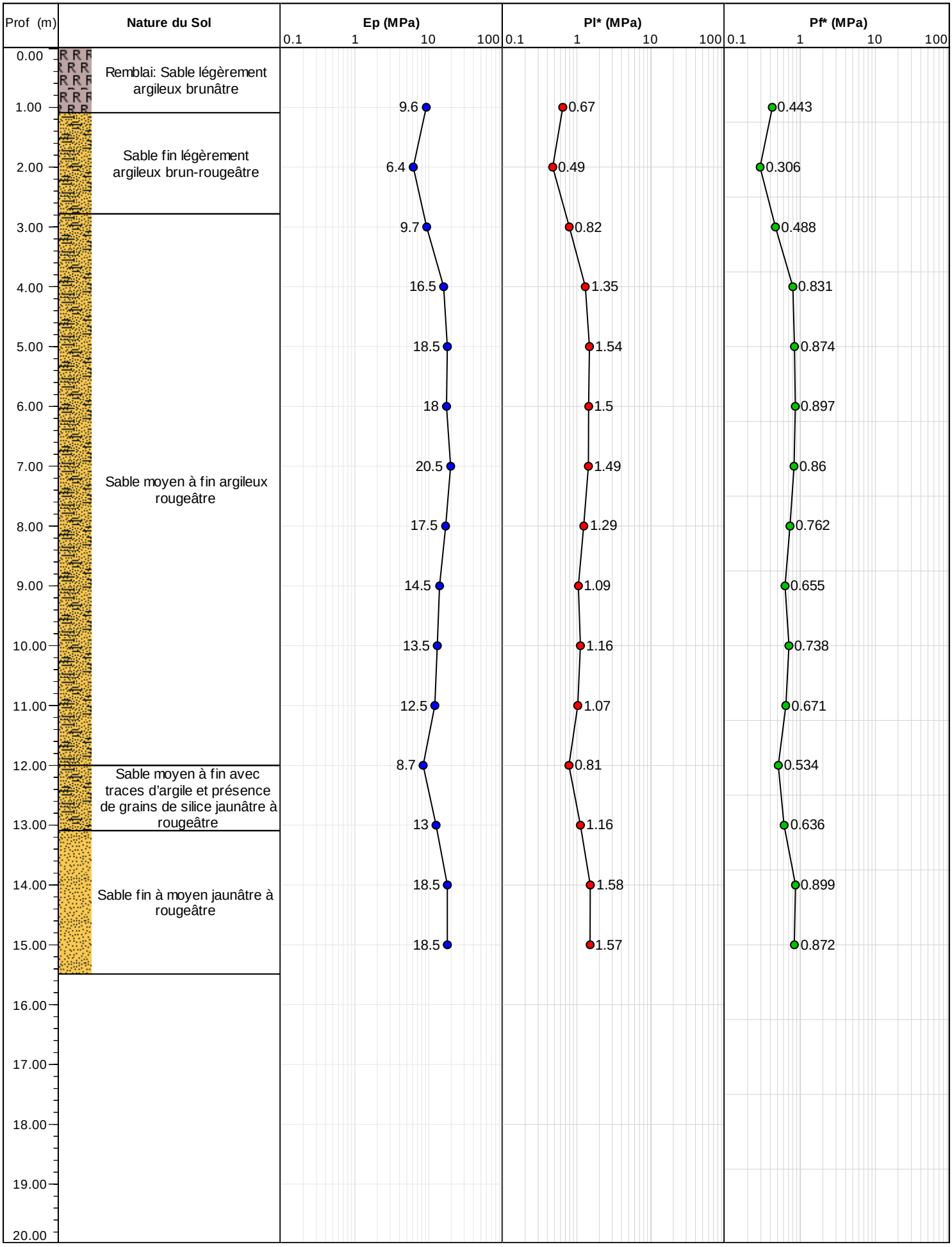
Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	30-10 au 31-10-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	
Sondage:	SPR1	Machine:	Abyss 50
Profondeur:	15.5 m	Outil:	Tricône D 63mm



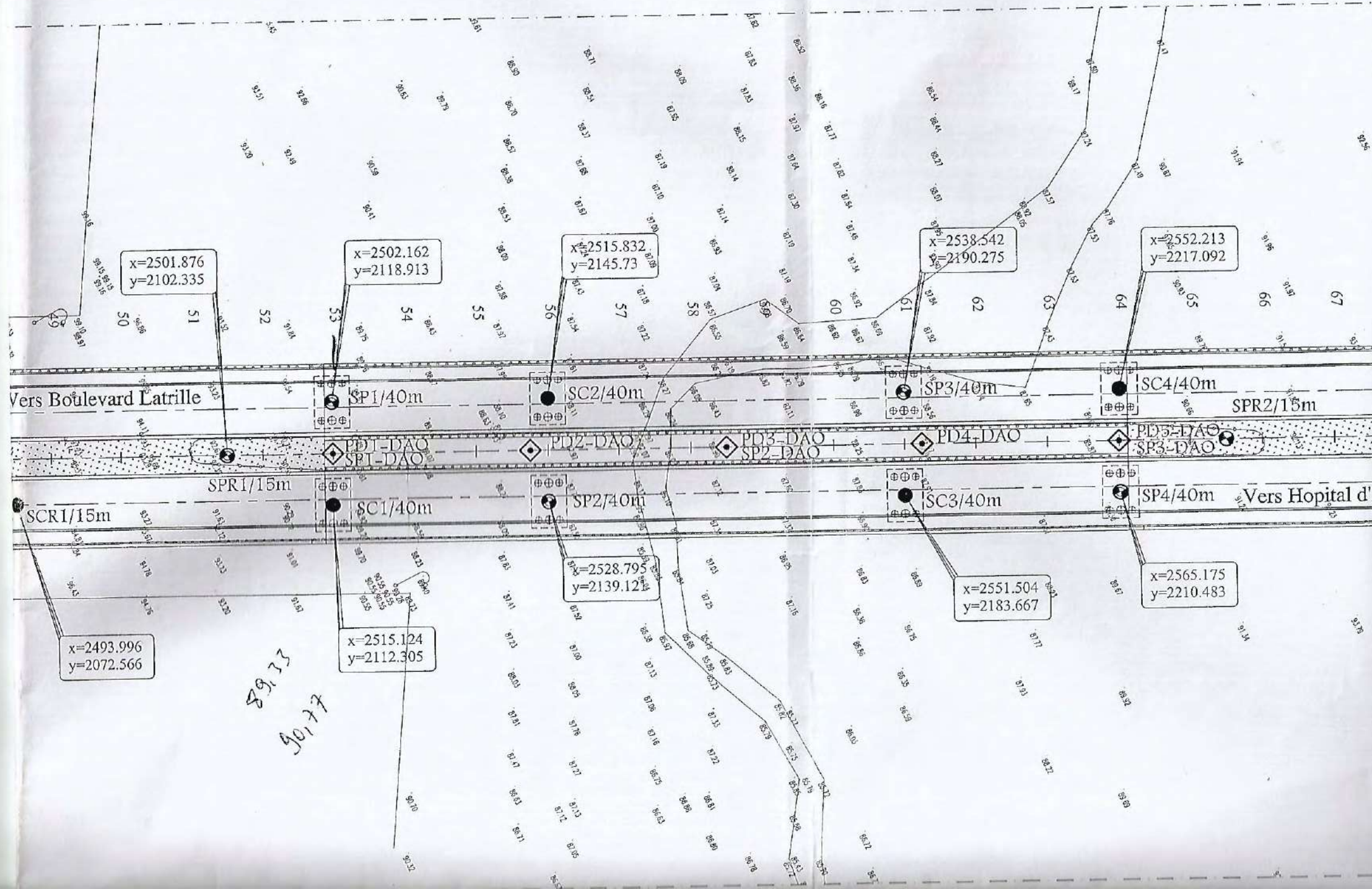
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Standard: NF P 94 110-1

Projet:	Ouvrage d'Art 9ème tranche Abidjan	Date:	07-11 au 08-11-2014
Réf:	HA1401	Niveau statique:	Néant
Sondage:	SPR2	Machine:	ABYSS 50
Profondeur:	15.5 m	Outil:	Tricône D 63mm



Echelle : 1/750



ANNEXE B

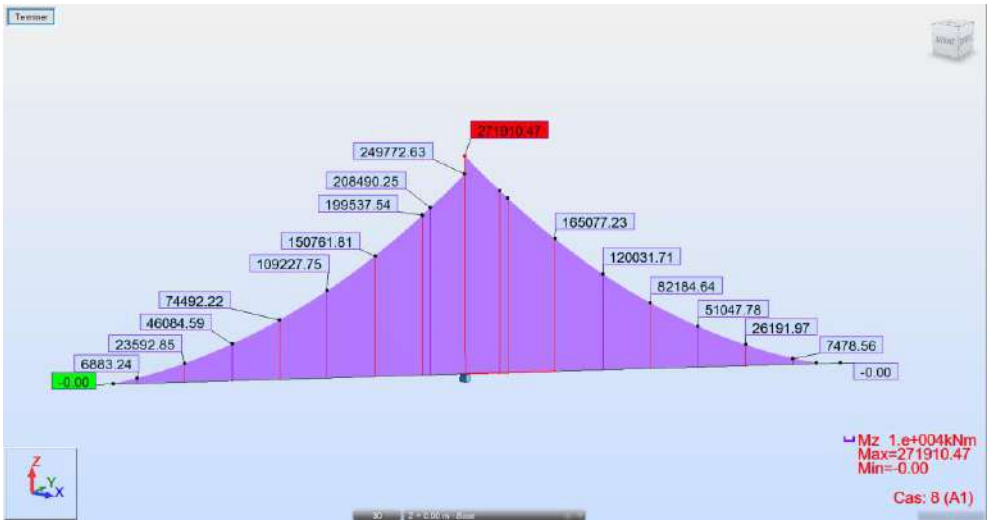


Figure B.1 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.

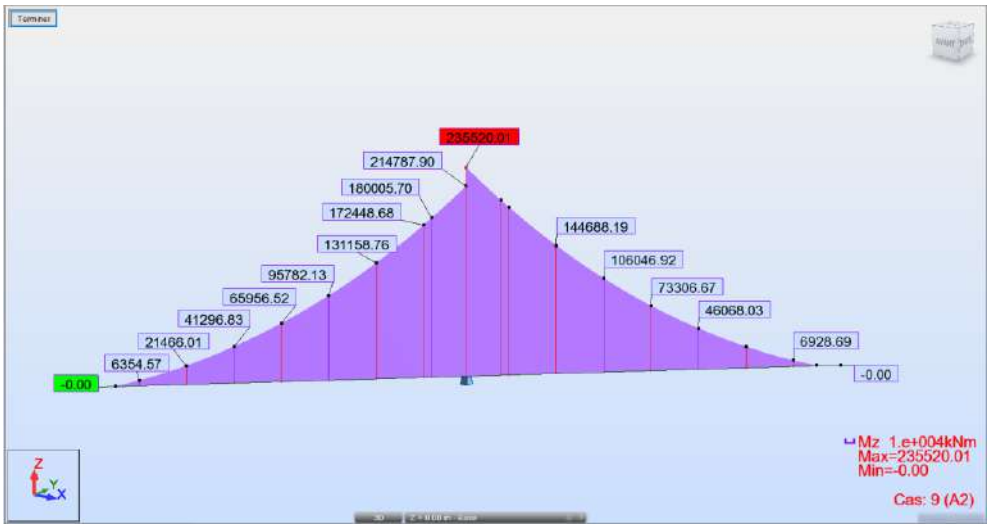


Figure B.2 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.

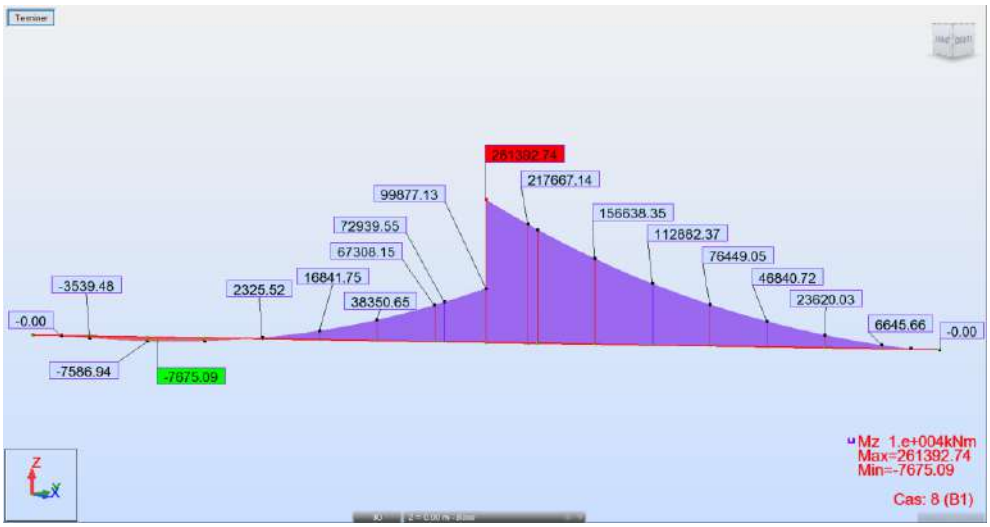


Figure B.3 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.

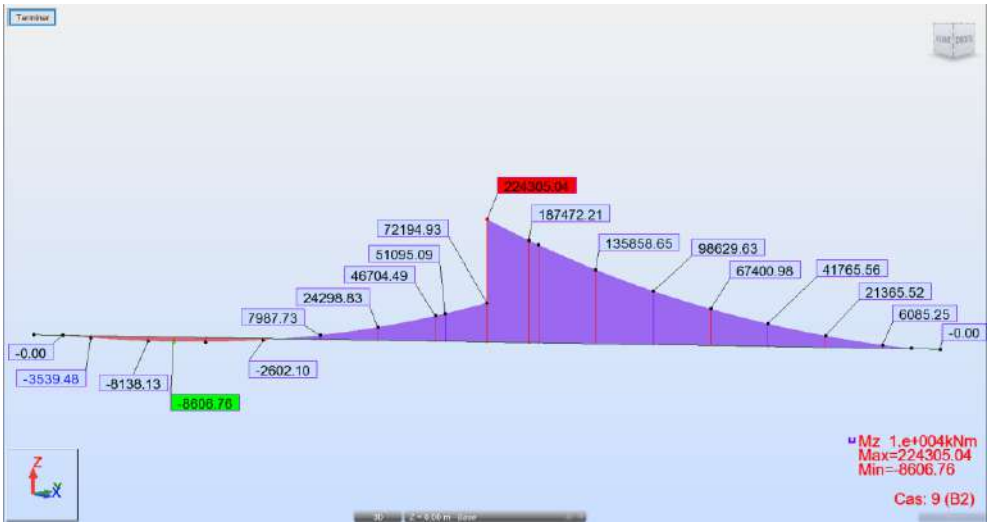


Figure B.4 : Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.

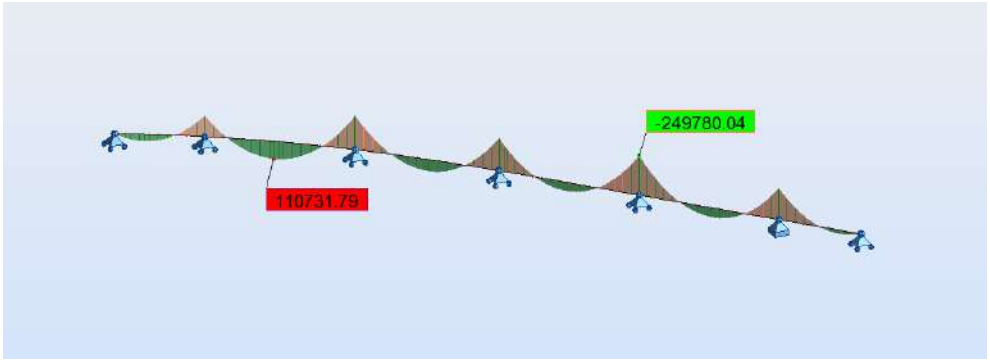


Figure B.5 : Moment fléchissant longitudinal du au poids propre.

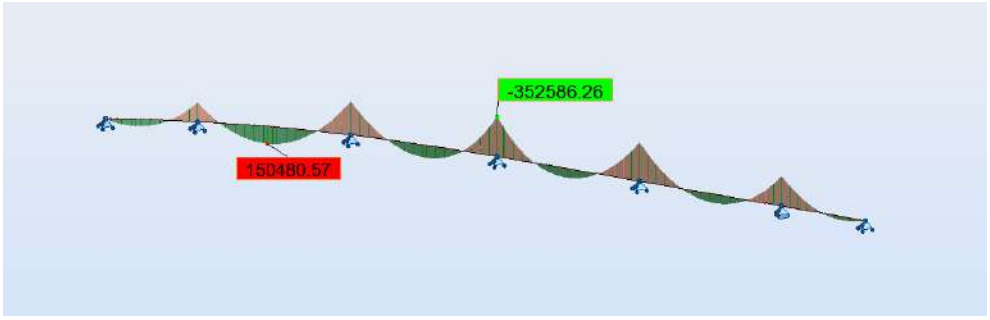


Figure B.6 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison 1,35G + 1,35LM71 + 1,35SW0.

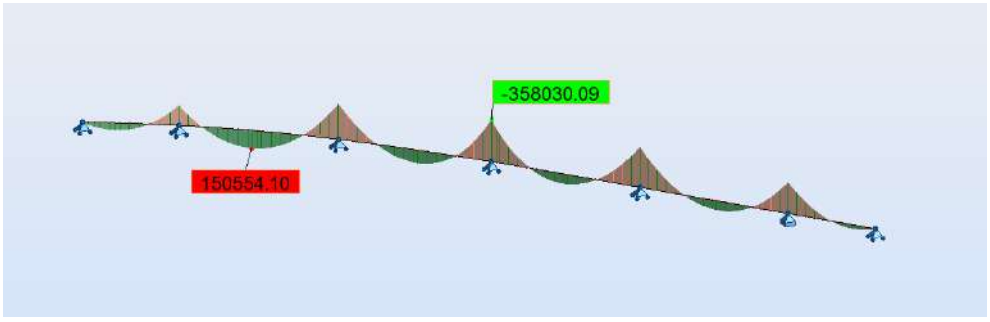


Figure B.7 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison 1,45G + 1,45LM71 + 1,45SW0.

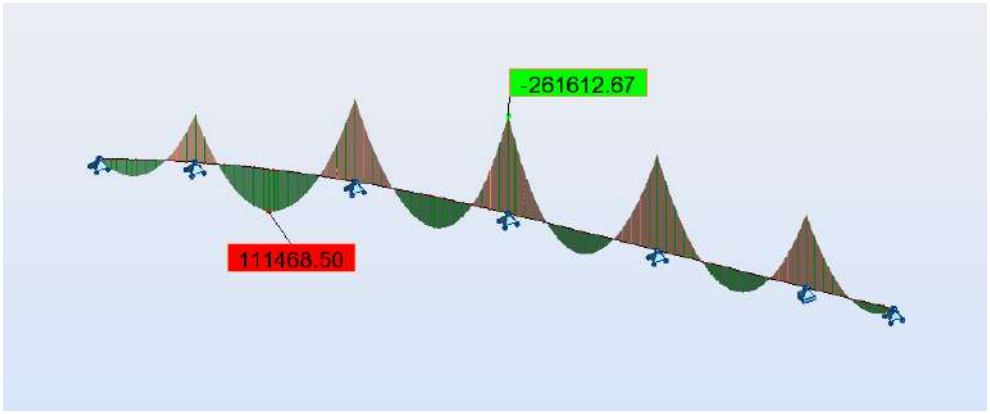


Figure B.8 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison G + LM71 + SW0.

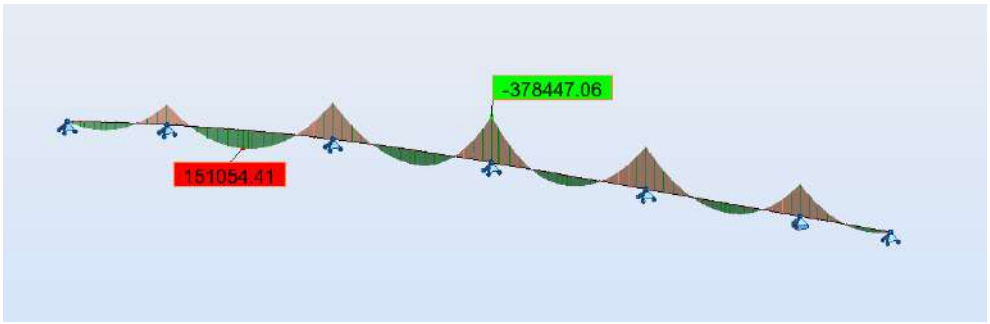


Figure B.9 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison 1,35G + 1,35LM71 + 1,2SW2.

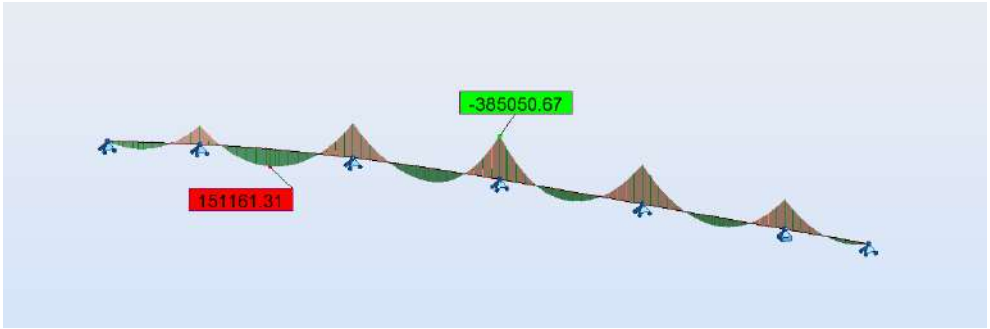


Figure B.10 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison 1,35G + 1,45LM71 + 1,2SW2.

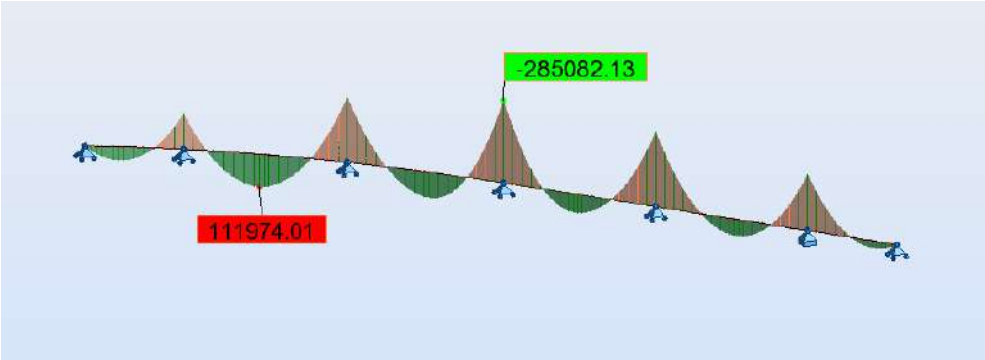


Figure B.11 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison G + LM71 + SW2.



Figure B.12 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison 1,35G + 1,35SW0 + 1,2SW2.



Figure B.13 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison 1,35G + 1,45SW0 + 1,2SW2.

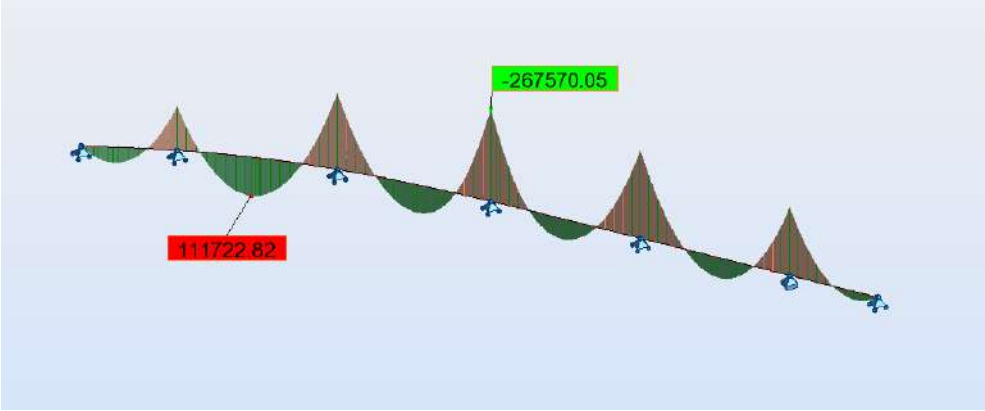


Figure B.14 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison G + SW0 + SW2.

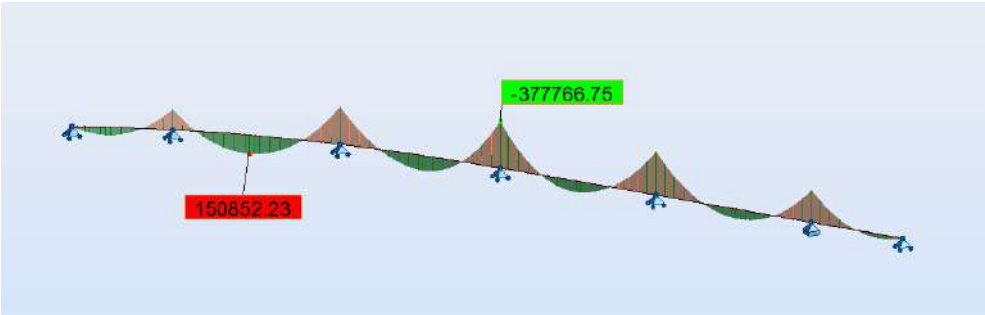


Figure B.15 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison 1,35G + 1,35LM71 + 1,35LM71.



Figure B.16 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison 1,35G + 1,45LM71 + 1,45LM71.

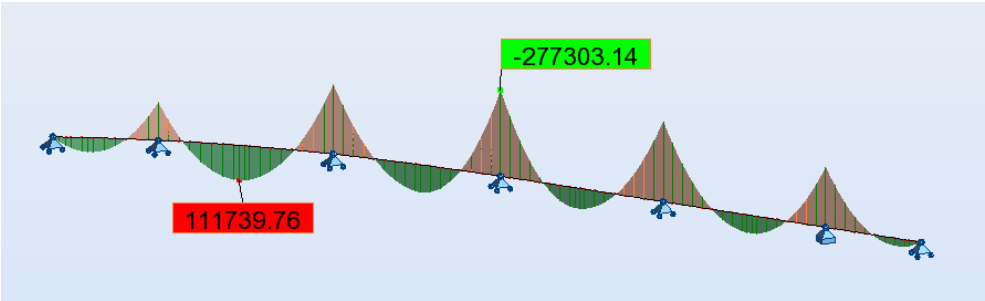


Figure B.17 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison G + LM71 + LM71.

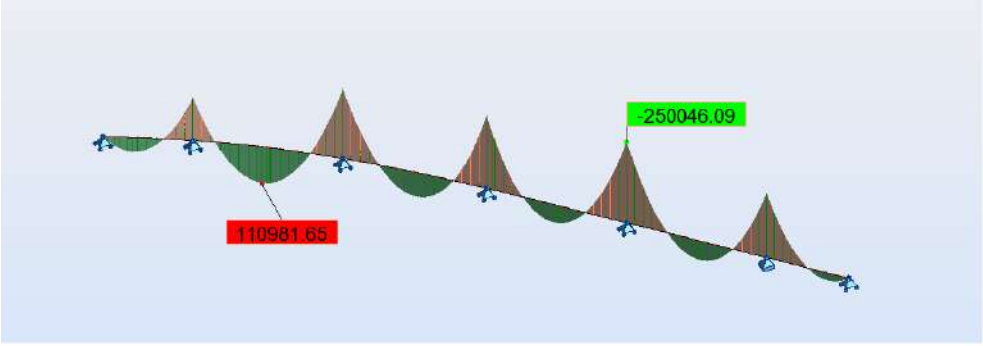


Figure B.18 : Moment fléchissant longitudinal sous Combinaison G + SW0 + SW0.

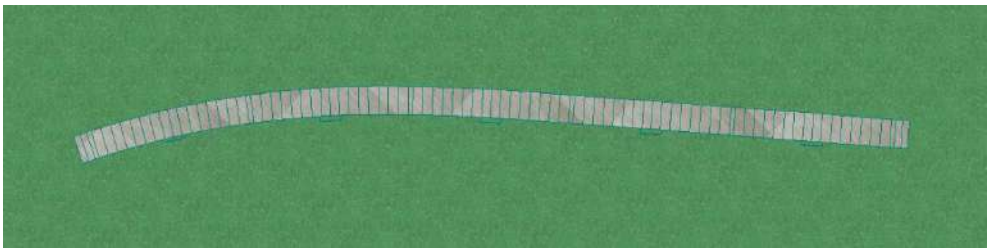


Figure B.19 : Vue en plan.

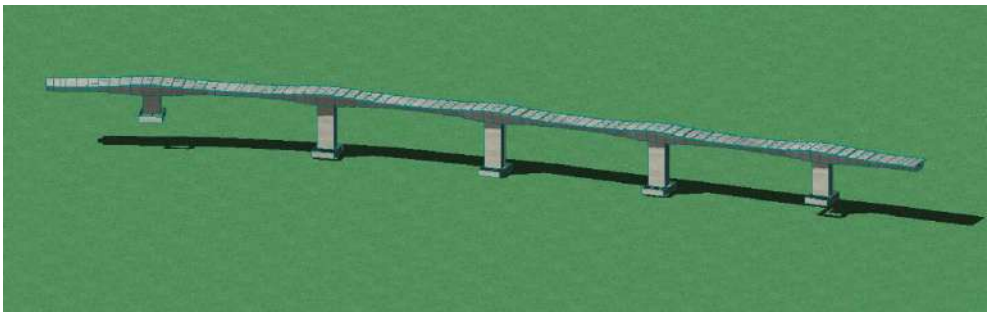


Figure B.20 : Vue en élevation.

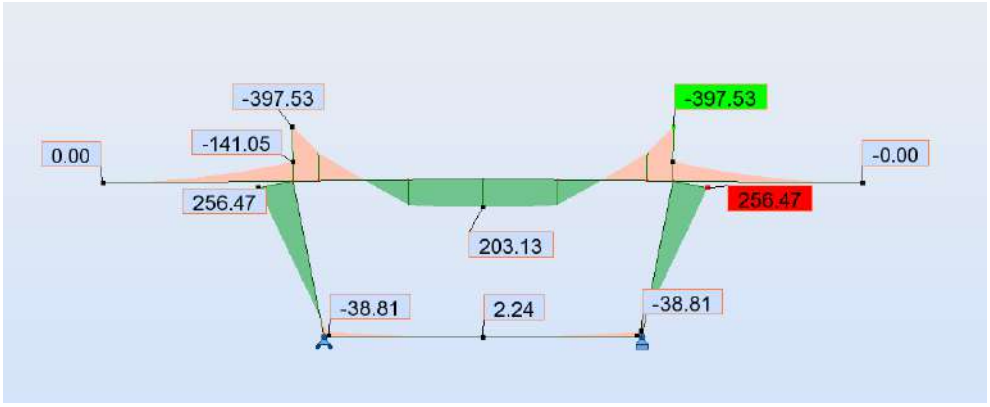


Figure B.21 : Moment fléchissant transversal au niveau du VC sous la combinaison 1,35G + 1,45LM71.

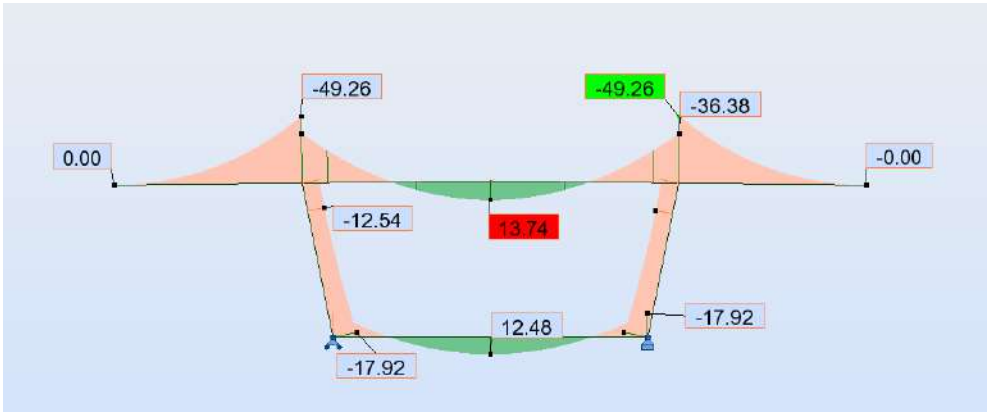


Figure B.22 : Moment fléchissant transversal au niveau du VC du au poids propre.

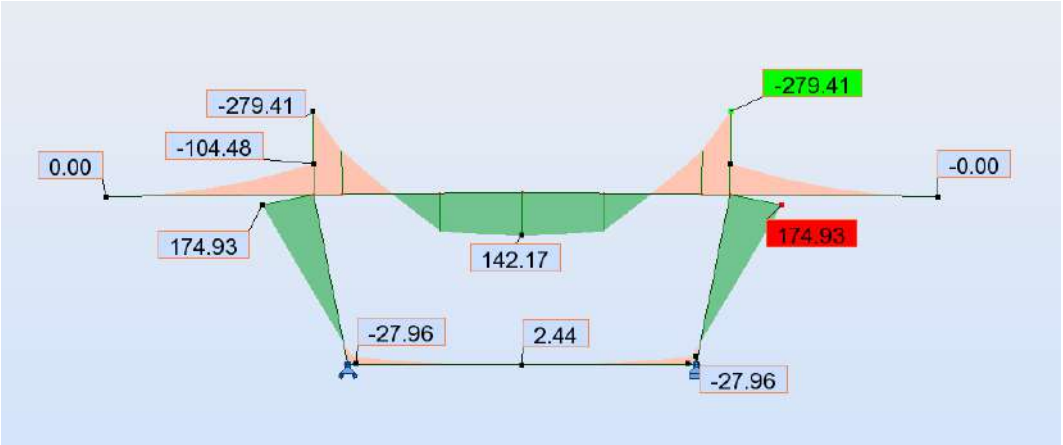


Figure B.23 : Moment fléchissant transversal au niveau du VC sous la combinaison G + LM71.

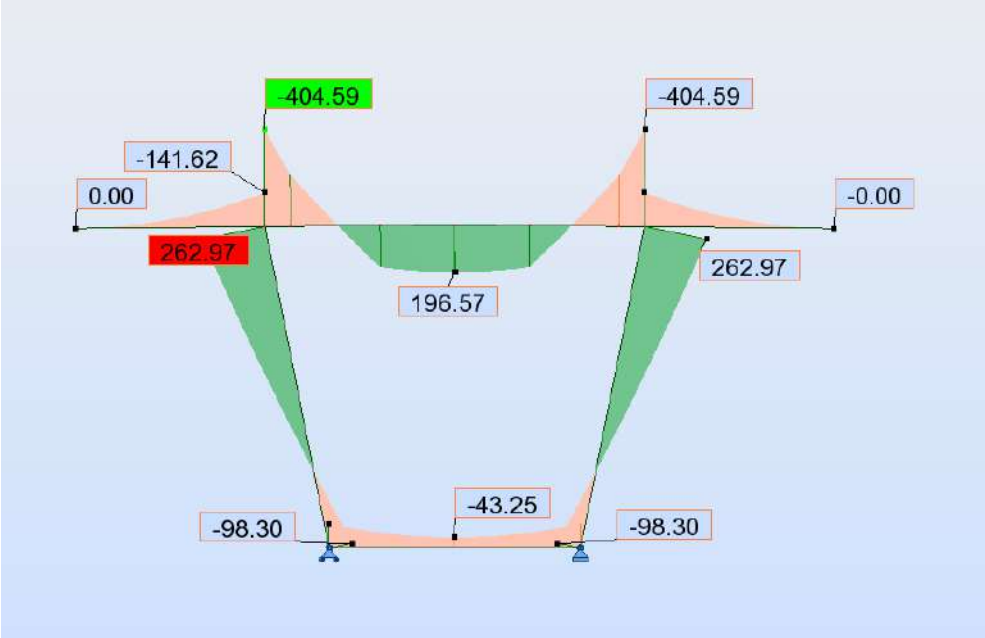


Figure B.24 : Moment fléchissant transversal au niveau du VSP sous la combinaison 1,35G + 1,45LM71.

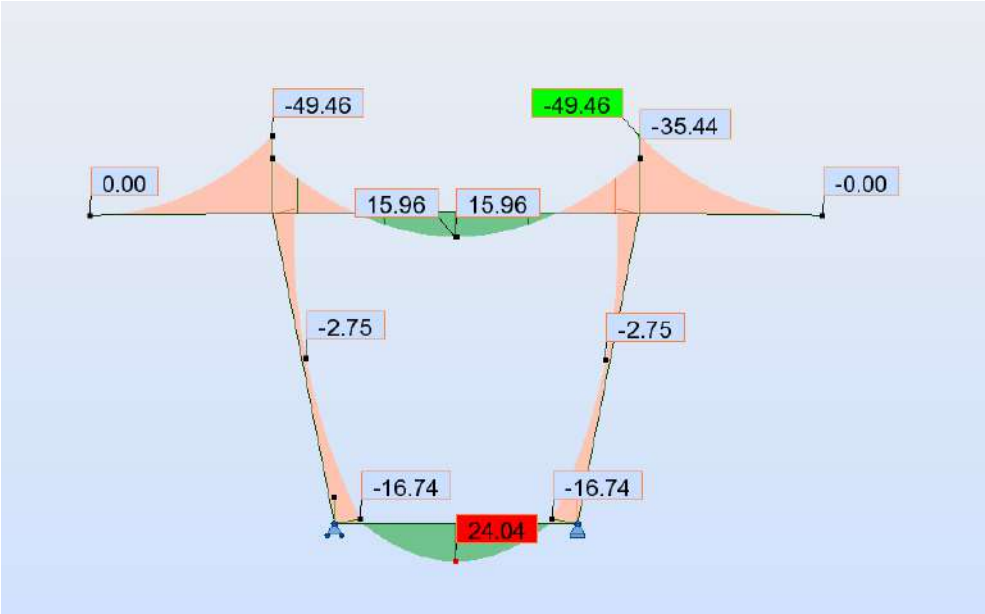


Figure B.25 : Moment fléchissant transversal au niveau du VSP du au poids propre.

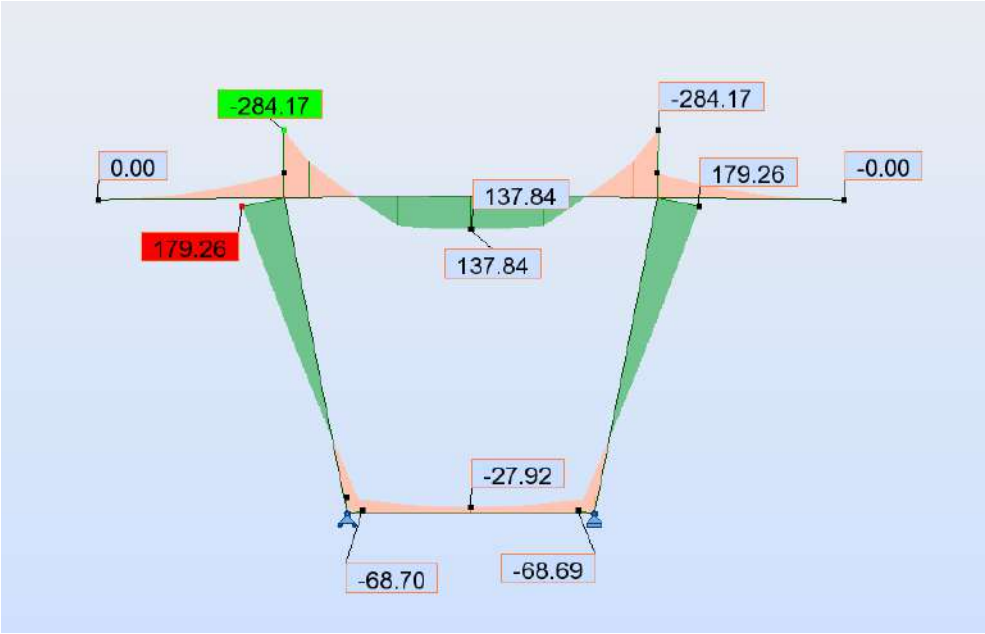


Figure B.26 : Moment fléchissant transversal au niveau du VSP sous la combinaison G + LM71.

ANNEXE C

Vérification des Contraintes Cas Vide															
Désignation	**X (m)**	**M (MN.m)**	**N° câbles fléau**	**N° câbles Continuité**	**P F**	**P C**	**s (m^2)**	**i (m^4)**	**v (m)**	**v' (m)**	**e_f (m)**	**ec (m)**	**σ_{Sup} (MPa)**	**σ_{Inf} (MPa)**	**OBS.**
début VC 01	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00	13,47	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,21	-0,28	3,78	**OK**
début VC 02	3,00	9,12	0,00	6,00	0,00	20,20	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,38	0,13	4,76	**OK**
début VSC C01-P01	6,00	17,56	0,00	8,00	0,00	26,94	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,46	0,46	5,85	**OK**
début V 01	8,00	21,14	4,00	10,00	8,51	33,67	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,51	1,49	7,88	**OK**
début V 02	12,45	23,19	8,00	10,00	17,01	33,67	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,63	2,77	7,60	**OK**
début V 03	16,90	17,05	12,00	10,00	25,52	33,67	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,72	3,59	7,83	**OK**
début V 04	21,35	2,60	16,00	10,00	34,03	33,67	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,75	4,11	8,24	**OK**
début V 05	25,80	-20,36	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,87	4,39	7,28	**OK**
début V 06	30,25	-52,14	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	2,09	4,40	6,66	**OK**
début V 07	34,70	-93,11	28,00	4,00	59,55	13,47	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	1,97	4,54	5,80	**OK**
début VSP P 01	39,15	-143,73	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	4,65	4,37	**OK**
AXE VSP P 01	43,15	-197,82	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	2,87	6,83	**OK**
début V 08	47,15	-139,44	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	3,48	4,79	4,18	**OK**
début V 09	51,60	-84,03	28,00	2,00	59,55	6,73	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,08	4,94	4,08	**OK**
début V 10	56,05	-38,28	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,92	5,26	5,39	**OK**
début V 11	60,50	-1,72	20,00	10,00	42,53	33,67	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,81	5,40	7,09	**OK**
début V 12	64,95	26,02	16,00	14,00	34,03	47,14	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,69	5,40	9,10	**OK**
début V 13	69,40	45,23	12,00	18,00	25,52	60,61	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,47	5,70	10,61	**OK**
début V 14	73,85	56,13	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,62	4,28	11,59	**OK**
début VSC P01-P02	78,30	58,84	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	3,17	11,69	**OK**
début V 15	80,30	57,40	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	3,04	11,91	**OK**
début V 16	84,75	48,30	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,56	3,89	12,24	**OK**
début V 17	89,20	31,00	12,00	16,00	25,52	53,88	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,56	4,33	11,28	**OK**
début V 18	93,65	5,39	16,00	12,00	34,03	40,41	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,65	4,30	9,40	**OK**
début V 19	98,10	-28,74	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,91	3,83	8,15	**OK**

début V 20	102,55	-71,70	24,00	4,00	51,04	13,47	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,70	3,89	6,18	**OK**
début V 21	107,00	-123,85	28,00	0,00	59,55	0,00	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	0,00	3,44	5,11	**OK**
début VSP P 01	111,45	-185,65	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	3,27	6,28	**OK**
AXE VSP P 02	115,45	-249,78	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	1,16	9,19	**OK**
début V 22	119,45	-186,15	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	3,48	3,25	6,30	**OK**
début V 23	123,90	-124,89	28,00	2,00	59,55	6,73	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,08	3,30	6,45	**OK**
début V 24	128,35	-73,29	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,92	3,53	7,95	**OK**
début V 25	132,80	-30,89	20,00	10,00	42,53	33,67	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,81	3,67	9,78	**OK**
début V 26	137,25	2,70	16,00	14,00	34,03	47,14	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,69	3,75	11,76	**OK**
début V 27	141,70	27,76	12,00	18,00	25,52	60,61	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,47	4,26	12,96	**OK**
début V 28	146,15	44,50	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,62	3,23	13,33	**OK**
début VSC P02-P03	150,60	53,06	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	2,64	12,59	**OK**
début V 29	152,60	54,25	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	2,75	12,40	**OK**
début V 30	157,05	50,99	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,56	4,13	11,84	**OK**
début V 31	161,50	39,54	12,00	16,00	25,52	53,88	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,56	5,04	10,13	**OK**
début V 32	165,95	19,78	16,00	12,00	34,03	40,41	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,65	5,32	7,76	**OK**
début V 33	170,40	-8,51	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,91	5,04	6,29	**OK**
début V 34	174,85	-45,62	24,00	4,00	51,04	13,47	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,70	5,17	4,27	**OK**
début V 35	179,30	-91,92	28,00	0,00	59,55	0,00	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	0,00	4,72	3,26	**OK**
début VSP P 03	183,75	-147,88	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	4,51	4,56	**OK**
AXE VSP P 03	187,75	-206,73	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	2,58	7,24	**OK**
début V 36	191,75	-145,78	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	3,48	4,58	4,47	**OK**
début V 37	196,20	-87,29	28,00	2,00	59,55	6,73	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,08	4,81	4,27	**OK**
début V 38	200,65	-38,54	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,92	5,24	5,41	**OK**
début V 39	205,10	0,94	20,00	10,00	42,53	33,67	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,81	5,56	6,84	**OK**
début V 40	209,55	31,53	16,00	14,00	34,03	47,14	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,69	5,79	8,47	**OK**
début V 41	214,00	53,54	12,00	18,00	25,52	60,61	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,47	6,38	9,49	**OK**
début V 42	218,45	67,16	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,62	5,27	9,94	**OK**
début VSC P03-P04	222,90	72,51	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	4,44	9,56	**OK**

début V 43	224,90	72,26	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	4,42	9,60	**OK**
début V 44	229,35	65,78	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,56	5,46	9,63	**OK**
début V 45	233,80	51,10	12,00	16,00	25,52	53,88	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,56	5,99	8,58	**OK**
début V 46	238,25	28,11	16,00	12,00	34,03	40,41	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,65	5,91	6,81	**OK**
début V 47	242,70	-3,42	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,91	5,34	5,82	**OK**
début V 48	247,15	-43,76	24,00	4,00	51,04	13,47	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,70	5,26	4,13	**OK**
début V 49	251,60	-93,29	28,00	0,00	59,55	0,00	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	0,00	4,67	3,34	**OK**
début VSP P 04	256,05	-152,46	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	4,36	4,77	**OK**
AXE VSP P 04	260,05	-214,14	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	2,33	7,57	**OK**
début V 50	264,05	-148,27	32,00	2,00	68,05	6,73	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	2,39	4,42	5,76	**OK**
début V 51	268,50	-84,55	28,00	6,00	59,55	20,20	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,18	4,65	6,78	**OK**
début V 52	272,95	-30,52	24,00	10,00	51,04	33,67	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	2,09	5,09	8,13	**OK**
début V 53	277,40	14,31	20,00	14,00	42,53	47,14	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,90	5,73	9,31	**OK**
début V 54	281,85	50,32	16,00	18,00	34,03	60,61	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,77	6,30	10,62	**OK**
début V 55	286,30	77,80	12,00	22,00	25,52	74,08	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,65	6,82	11,88	**OK**
début V 56	290,75	96,95	8,00	24,00	17,01	80,81	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,60	6,96	12,00	**OK**
début VSC P04-P05	295,20	107,89	4,00	24,00	8,51	80,81	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,63	6,39	11,26	**OK**
début V 57	297,20	110,14	4,00	24,00	8,51	80,81	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,63	6,60	10,91	**OK**
début V 58	301,65	109,28	8,00	24,00	17,01	80,81	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,65	7,75	10,68	**OK**
début V 59	306,10	100,17	12,00	24,00	25,52	80,81	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,65	8,38	10,89	**OK**
début V 60	310,55	82,70	16,00	20,00	34,03	67,34	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,77	8,34	8,81	**OK**
début V 61	315,00	56,68	20,00	16,00	42,53	53,88	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,93	7,94	7,25	**OK**
début V 62	319,45	21,82	24,00	12,00	51,04	40,41	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	2,09	7,47	5,84	**OK**
début V 63	323,90	-22,27	28,00	8,00	59,55	26,94	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,34	6,85	4,75	**OK**
début VSP P 05	328,35	-76,04	32,00	4,00	68,05	13,47	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	2,27	6,77	3,59	**OK**
AXE VSP P 05	332,35	-132,87	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	5,01	3,88	**OK**
début V 64	336,35	-84,89	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	6,59	1,70	**OK**
début V 65	340,80	-41,04	28,00	4,00	59,55	13,47	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	1,97	6,64	2,78	**OK**
début V 66	345,25	-6,84	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	2,09	6,63	3,34	**OK**

début V 67	349,70	18,15	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,87	6,68	3,73	**OK**
début V 68	354,15	34,32	16,00	10,00	34,03	33,67	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,75	6,35	4,62	**OK**
début V 69	358,60	41,95	12,00	10,00	25,52	33,67	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,72	5,64	4,48	**OK**
début V 70	363,05	41,29	8,00	10,00	17,01	33,67	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,63	4,40	4,89	**OK**
début VSC P05-C02	367,50	32,42	4,00	10,00	8,51	33,67	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,51	2,54	6,12	**OK**
début VC 03	369,50	25,77	0,00	8,00	0,00	26,94	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,46	1,23	4,57	**OK**
début VC 04	372,50	12,72	0,00	6,00	0,00	20,20	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,38	0,46	4,20	**OK**
fin VC 04	375,50	0,00	0,00	4,00	0,00	13,47	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,21	-0,28	3,78	**OK**

Vérification des Contraintes Cas Chargé															
Désignation	**X (m)**	**M (MN.m)**	**N° câbles fléau**	**N° câbles Continuité**	**P_F**	**P_C**	**s (m^2)**	**i (m^4)**	**v (m)**	**v' (m)**	**e_f (m)**	**e_c (m)**	**σ_{Sup} (MPa)**	**σ_{Inf} (MPa)**	**OBS.**
début VC 01	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00	13,47	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,21	-0,28	3,78	**OK**
début VC 02	3,00	17,50	0,00	6,00	0,00	20,20	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,38	0,90	3,46	**OK**
début VSC C01-P01	6,00	34,84	0,00	8,00	0,00	26,94	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,46	2,07	3,16	**OK**
début V 01	8,00	43,37	4,00	10,00	8,51	33,67	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,51	3,55	4,42	**OK**
début V 02	12,45	53,77	8,00	10,00	17,01	33,67	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,63	5,53	3,03	**OK**
début V 03	16,90	51,99	12,00	10,00	25,52	33,67	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,72	6,46	3,13	**OK**
début V 04	21,35	37,82	16,00	10,00	34,03	33,67	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,75	6,60	4,22	**OK**
début V 05	25,80	10,82	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,87	6,25	4,41	**OK**
début V 06	30,25	-120,32	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	2,09	1,05	11,65	**OK**
début V 07	34,70	-171,54	28,00	4,00	59,55	13,47	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	1,97	1,38	10,33	**OK**
début VSP P 01	39,15	-232,40	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	1,73	8,40	**OK**
AXE VSP P 01	43,15	-295,96	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	-0,36	11,29	**OK**
début V 08	47,15	-209,37	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	3,48	2,49	7,36	**OK**
début V 09	51,60	-126,78	28,00	2,00	59,55	6,73	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,08	3,22	6,55	**OK**
début V 10	56,05	-59,30	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,92	4,22	6,93	**OK**
début V 11	60,50	-18,55	20,00	10,00	42,53	33,67	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,81	4,40	8,64	**OK**
début V 12	64,95	51,77	16,00	14,00	34,03	47,14	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,69	7,23	6,17	**OK**
début V 13	69,40	83,55	12,00	18,00	25,52	60,61	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,47	8,85	5,45	**OK**
début V 14	73,85	102,84	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,62	8,48	4,61	**OK**
début VSC P01-P02	78,30	109,71	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	7,90	3,76	**OK**
début V 15	80,30	108,94	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	7,82	3,88	**OK**
début V 16	84,75	99,34	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,56	8,48	4,61	**OK**
début V 17	89,20	77,30	12,00	16,00	25,52	53,88	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,56	8,15	5,05	**OK**
début V 18	93,65	42,74	16,00	12,00	34,03	40,41	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,65	6,95	5,14	**OK**
début V 19	98,10	-80,57	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,91	0,76	12,93	**OK**

début V 20	102,55	-130,89	24,00	4,00	51,04	13,47	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,70	0,97	10,51	**OK**
début V 21	107,00	-190,40	28,00	0,00	59,55	0,00	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	0,00	0,75	8,96	**OK**
début VSP P 01	111,45	-259,57	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	0,84	9,64	**OK**
AXE VSP P 02	115,45	-330,63	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	-1,50	12,87	**OK**
début V 22	119,45	-249,63	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	3,48	1,17	9,18	**OK**
début V 23	123,90	-182,47	28,00	2,00	59,55	6,73	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,08	0,98	9,78	**OK**
début V 24	128,35	-124,97	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,92	0,99	11,73	**OK**
début V 25	132,80	-76,67	20,00	10,00	42,53	33,67	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,81	0,95	14,00	**OK**
début V 26	137,25	-37,18	16,00	14,00	34,03	47,14	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,69	0,93	16,31	**OK**
début V 27	141,70	74,85	12,00	18,00	25,52	60,61	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,47	8,13	6,63	**OK**
début V 28	146,15	98,45	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,62	8,08	5,27	**OK**
début VSC P02-P03	150,60	109,87	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	7,91	3,74	**OK**
début V 29	152,60	111,00	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	8,01	3,56	**OK**
début V 30	157,05	105,77	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,56	9,06	3,65	**OK**
début V 31	161,50	88,14	12,00	16,00	25,52	53,88	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,56	9,04	3,59	**OK**
début V 32	165,95	57,92	16,00	12,00	34,03	40,41	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,65	8,02	3,41	**OK**
début V 33	170,40	14,96	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,91	6,43	4,12	**OK**
début V 34	174,85	-102,01	24,00	4,00	51,04	13,47	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,70	2,40	8,40	**OK**
début V 35	179,30	-154,88	28,00	0,00	59,55	0,00	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	0,00	2,19	6,90	**OK**
début VSP P 03	183,75	-217,42	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	2,23	7,72	**OK**
AXE VSP P 03	187,75	-285,15	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	0,00	10,80	**OK**
début V 36	191,75	-214,78	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	3,48	2,31	7,60	**OK**
début V 37	196,20	-149,60	28,00	2,00	59,55	6,73	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,08	2,30	7,87	**OK**
début V 38	200,65	-94,15	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,92	2,51	9,48	**OK**
début V 39	205,10	-47,97	20,00	10,00	42,53	33,67	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,81	2,65	11,35	**OK**
début V 40	209,55	70,78	16,00	14,00	34,03	47,14	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,69	8,57	4,00	**OK**
début V 41	214,00	103,42	12,00	18,00	25,52	60,61	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,47	10,49	2,78	**OK**
début V 42	218,45	123,44	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,62	10,33	1,53	**OK**
début VSC P03-P04	222,90	130,92	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	9,86	0,46	**OK**

début V 43	224,90	130,67	4,00	18,00	8,51	60,61	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,60	9,84	0,50	**OK**
début V 44	229,35	121,69	8,00	18,00	17,01	60,61	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,56	10,49	1,27	**OK**
début V 45	233,80	100,26	12,00	16,00	25,52	53,88	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,56	10,04	1,96	**OK**
début V 46	238,25	66,28	16,00	12,00	34,03	40,41	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,65	8,61	2,46	**OK**
début V 47	242,70	19,57	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,91	6,70	3,70	**OK**
début V 48	247,15	-83,50	24,00	4,00	51,04	13,47	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	1,70	3,31	7,04	**OK**
début V 49	251,60	-138,56	28,00	0,00	59,55	0,00	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	0,00	2,84	5,96	**OK**
début VSP P 04	256,05	-203,70	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	2,68	7,10	**OK**
AXE VSP P 04	260,05	-291,98	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	-0,23	11,11	**OK**
début V 50	264,05	-219,04	32,00	2,00	68,05	6,73	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	2,39	2,09	8,97	**OK**
début V 51	268,50	-147,91	28,00	6,00	59,55	20,20	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,18	2,09	10,44	**OK**
début V 52	272,95	-86,41	24,00	10,00	51,04	33,67	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	2,09	2,34	12,22	**OK**
début V 53	277,40	55,11	20,00	14,00	42,53	47,14	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,90	8,16	5,55	**OK**
début V 54	281,85	105,51	16,00	18,00	34,03	60,61	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,77	10,20	4,33	**OK**
début V 55	286,30	143,06	12,00	22,00	25,52	74,08	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,65	12,20	3,10	**OK**
début V 56	290,75	167,98	8,00	24,00	17,01	80,81	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,60	13,35	1,39	**OK**
début VSC P04-P05	295,20	180,41	4,00	24,00	8,51	80,81	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,63	13,12	-0,04	**OK**
début V 57	297,20	182,26	4,00	24,00	8,51	80,81	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,63	13,29	-0,33	**OK**
début V 58	301,65	178,28	8,00	24,00	17,01	80,81	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,65	13,96	0,37	**OK**
début V 59	306,10	161,76	12,00	24,00	25,52	80,81	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,65	13,45	2,61	**OK**
début V 60	310,55	132,65	16,00	20,00	34,03	67,34	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,77	11,87	3,12	**OK**
début V 61	315,00	90,64	20,00	16,00	42,53	53,88	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,93	9,96	4,12	**OK**
début V 62	319,45	44,24	24,00	12,00	51,04	40,41	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	2,09	8,57	4,20	**OK**
début V 63	323,90	7,64	28,00	8,00	59,55	26,94	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	2,34	8,06	3,02	**OK**
début VSP P 05	328,35	-118,41	32,00	4,00	68,05	13,47	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	2,27	5,37	5,51	**OK**
AXE VSP P 05	332,35	-202,60	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	2,71	7,05	**OK**
début V 64	336,35	-147,75	32,00	0,00	68,05	0,00	15,01	76,59	2,52	3,48	2,16	0,00	4,52	4,56	**OK**
début V 65	340,80	-96,65	28,00	4,00	59,55	13,47	14,44	53,09	2,14	3,07	1,79	1,97	4,40	6,00	**OK**
début V 66	345,25	-55,20	24,00	6,00	51,04	20,20	13,42	37,01	1,82	2,71	1,49	2,09	4,25	6,88	**OK**

début V 67	349,70	47,06	20,00	8,00	42,53	26,94	12,57	26,26	1,56	2,42	1,21	1,87	8,40	1,07	**OK**
début V 68	354,15	67,66	16,00	10,00	34,03	33,67	11,90	19,21	1,36	2,19	0,99	1,75	8,71	0,82	**OK**
début V 69	358,60	75,45	12,00	10,00	25,52	33,67	11,39	14,94	1,23	2,01	0,83	1,72	8,40	-0,03	**OK**
début V 70	363,05	70,82	8,00	10,00	17,01	33,67	11,05	12,78	1,15	1,91	0,68	1,63	7,06	0,48	**OK**
début VSC P05-C02	367,50	54,12	4,00	10,00	8,51	33,67	10,88	12,07	1,12	1,88	0,45	1,51	4,55	2,74	**OK**
début VC 03	369,50	42,58	0,00	8,00	0,00	26,94	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,46	2,79	1,96	**OK**
début VC 04	372,50	20,84	0,00	6,00	0,00	20,20	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,38	1,21	2,94	**OK**
fin VC 04	375,50	0,00	0,00	4,00	0,00	13,47	10,88	12,07	1,12	1,88	0,00	1,21	-0,28	3,78	**OK**