République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et Etude d'un viaduc (V56.6) sur la nouvelle pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau de EL Eulma

Présenté par :

GRAIT Nadjib

BENBARA Mohammed Arezki

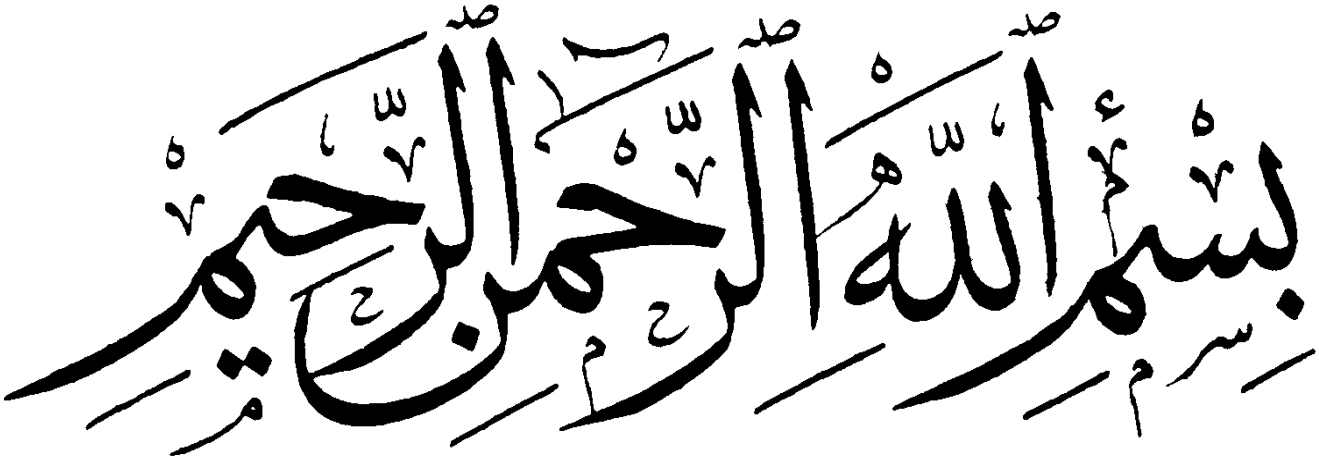
Encadré par :

Mr. SEBAH Omar

Mr. FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

Avant tout, on remercie ALLAH qui nous a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'où bout dans ce modeste travail.

Un Grand Mercie S'adresse Particulièrement A Nos Familles Qui Nous Ont Soutenus Pour Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans chaque pas vers l'avant.

Nous tenant à remercier notre encadreur Ing : **SEBAH OMAR** pour son appréciation compétente qu'il a été à l'origine de ce travail, pour son aide si précieuse et ses conseils éclairés tout au long du travail

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

Nous tenons à remercier tous Les Enseignants Et Les Travailleurs De L'ENSTP Sans Exception.

Nous adressons aussi nos cordiaux et nos sincères remerciements à tous les ingénieurs de SAPTA qui ont fait preuves d'une grande disponibilité à nos égards.

Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous Associons, Enfin, A Ces Remerciements Tous Nos Collègues. Nous Avons Eu La Chance De Rencontrer Des Amis Formidables Qui Nous Ont Encouragés Et Soutenus Au Cours De Ces Cinq' ans. Qu'ils Trouvent Ici Le Témoignage De Nous Attachement Et De Nous Amitié.

Dédicace

Avant tout, je tiens tout d'abord de remercie le dieu de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ;

Que je dédie:

A ma chère mère, à mes chers oncles DJEMAA, MORSSADA et ZAHIR, aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que j'éprouve envers vous. Puisse ce travail être une légère récompense de vos soutiens moraux et tous vos sacrifices pour assurer mon bien être et mon éducation. Que dieu vous garde pour nous et vous accorde la santé et le bonheur. Merci du fond du cœur.

À ceux que j'aime et que j'adore :

À Mes chères sœurs ZINEB et AFAF

À ma grand-mère MERIEM

À mon binôme NADJIB et toute sa famille ;

À toutes mes amis d'ENSTP promotion2020

À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

À vous…Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin.

MERCI
MOHAMMED AREZKI

Dédicace

Avant tous nous remercions le dieu tout puissant de m'avoir donné la foi et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au là.

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont fourni au quotidien un soutien et une confiance sans faille de ce fait, je ne saurais exprimer seulement par des mots. Que dieu vous protège et vous garde pour nous.

À mes chers frères Fayçal, Mohammed, Issam et Anis pour leur appui et leur encouragement,

À ma chère et petite sœur Hiba, que j'aime tant.

À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

À mon binôme, et très cher ami AREZKI et toute sa famille ;
À toutes mes amis d'ENSTP promotion 2020.
À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.
À vous…Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin.

NADJIB

ملخص

يهدف هذا العمل المتواضع إلى تصميم و دراسة جسر بطريقة التتابع المتتالي بامتداد 285 متر, المتواجد في النقطة الكيلومترية56+549.02, يعتبر هذا الجسر جزءا من مشروع الطريق الرابط بين ميناء جن جن بولاية جيجل و العلمة بولاية سطيف. بدأنا هذا العمل بمقدمة عامة' عرجنا بعدها إلى التصميم العام للمشروع بحيث قمنا باقتراح 3 تصاميم مختلفة, ثم اختيار تصميم بناءا على شروط مختلفة.و ذلك لدراسته دراسة معمقة و التي تتضمن , خصائص المواد المستعملة في الحساب ,تقييم الحمولات و الحمولات الزائدة , دراسة الإجهاد المسبق ,الدراسة الطولية و الدراسة العرضية ,و أخيرا دراسة البنية التحتية و ختمنا عملنا بخاتمة عامة.

للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبو2014 من اجل دراسة هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية: التتابع المتتالي , جسر , الإجهاد المسبق, البنية التحتية.

Résumé

Ce modeste travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont réaliser par la méthode de l'encorbellement successif d'une portée de 285 mètres, situé au PK 56+549.02, ce pont fait partie du projet de route de liaison entre le port de Djen-Djen a Jijel et el Eulma a Sétif.

Nous avons commencé ce travail par une introduction générale. Ensuite, nous nous sommes référés à la conception générale du projet afin que nous ayons proposé 3 conceptions différentes, puis sélectionné une conception basée sur des conditions différentes. Ceci est pour son étude approfondie, qui comprend, les propriétés des matériaux utilisés dans le calcul, l'évaluation des charges et des surcharges, l'étude de la précontrainte, l'étude longitudinale et l'étude transversale, et enfin l'étude des infrastructures, et nous avons conclu nos travaux par une conclusion générale.

Pour rappel, nous avons utilisé le programme Robot 2014 pour étudier ce projet.

Mots clés : encorbellement successif, viaduc, la précontrainte, infrastructure,

Abstract

This modest work consists of designing and studying a bridge carried out by the successive cantilever method with a span of 285 meters, located at PK 56 + 549.02; this bridge is part of the road project link between the port of Djen-Djen in Jijel and el Eulma in Sétif.

We started this work with a general introduction. Then we referred to the general design of the project so that we came up with 3 different designs and then selected a design based on different conditions. This is for its in-depth study, which includes, the properties of materials used in the design, the evaluation of loads and overloads, the study of prestressing, the longitudinal study and the transverse study, and finally the study infrastructure, and we concluded our work with a general conclusion.

As a reminder, we used the Robot 2014 program to study this project.

Keywords: successive cantilever, bridge, prestressing, infrastructure,

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I **Recherche Bibliographique**

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. LES TYPES DES DEGRADATIONS 3
I.2.1. Dégradations d'origine chimique 3
I.2.1.1. Carbonatation 3
I.2.1.2. Attaque des chlorures 3
I.2.1.3. Attaque des sulfates 3
I.2.1.4. La corrosion des armatures 4
I.2.2. Dégradations d'origine mécanique 4
I.2.2.1.Tassement différentiel 1 4
I.2.2.2. Ondes de chocs. 5
I.2.2.3. Défauts de conception. 5
I.2.3. Dégradations d'origine physique 5
I.2.3.1. Séisme 5
I.2.3.2. Gel dégel 6
I.2.3.3. Le retrait 6
I.3. METHODES DE RENFORCEMENT 6
I.4. MATERIAUX COMPOSITES 6
I.4.1. Introduction 6
I.4.2. Propriétés des matériaux composites 7
I.4.2.1. Les renforts 8
I.4.2.2. La matrice 8
I.4.3. Renforcement des éléments structuraux 9
I.4.3.1. Renforcement des poteaux 9
I.4.3.2. Renforcement des poutres 9
I.4.3.3. Renforcement des dalles 10
I.4.3.4. Renforcement des murs 10
I.5. AVANTAGES DES MATERIAUX COMPOSITES 11
I.6. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES COMPOSITES 11
I.7. LES CHARGES 12
I.8. LES ADDITIFS 12
I.9. L'INTERFACE 13
I.10. ARCHITECTURE DES MATERIAUX COMPOSITES 13
I.10.1. Monocouche 13
I.10.2. Stratifie 13
I.10.3. Sandwichs 13
I.11. CONCLUSION 14

CHAPITRE II **Présentation De L'ouvrage**

II.1. INTRODUCTION 15
II.2. PRESENTATION DU PROJET 15
II.2.1. Objectif et situation du projet 15

II.2.2. L'obstacle et les cause 15
II.3. LES DONNEES DE PROJET 16
II.3.1. Les données fonctionnelles 16
II.3.1.1. Tracé en plan 16
II.3.1.2. Profil en long 16
II.3.1.3. Profil en travers 16
II.3.2. Les données naturelles 17
II.3.2.1. Situation topographique 17
II.3.2.2. Géotechnique 18
II.3.2.3. Sismicité de la région 18
II.3.2.4. Les données climatique 19
II.4. CONCLUSION 19
Chapitre III Conception et Pré-dimensionnement
III.1. INTRODUCTION 20
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 20
III.2.1. Variante 1 : «Pont à poutres précontraintes type VIPP » 20
III.2.1.1. Conception longitudinale 21
III.2.1.2. Conception transversale 21
III.2.2. Variante 2 : « Pont Mixte Bipoutre » 23
III.2.2.1. Conception longitudinale 23
III.2.2.2. Conception transversale 23
III.2.3. Variante 3 : «Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif préfabriqué» 26
III.2.3.1. Conception longitudinale 26
III.2.3.2. Conception transversale 26
III.3. ANALYSE DES VARIANTES 29
III.4. JUSTIFICATION DU CHOIX DE LA VARIANTE 31
III.5. CONCLUSION 32
Chapitre IV Charges et Hypothèses de Calcul
IV.1. INTRODUCTION 33
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 33
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. 33
IV.3.1. Béton 33
IV.3.2. Armatures. 33
IV.3.2.1. Armatures passives. 33
IV.3.2.2. Armatures de précontraintes 34
IV.3.3. Contraintes admissibles. 34
IV.3.3.1. Béton 34
IV.3.3.2.Armatures 35
IV.4. EVATUATION DES ACTIONS 36
IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic 36
IV.4.1.1.Actions permanentes 36
IV.4.1.2. Action thermique 37
IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic 37
IV.4.2.1. Système de charge à considérer 37
IV.4.2.2. Caractéristiques du pont 37
IV.4.2.3. Système de charge A 40

IV.4.2.4. Système de charge B 41
IV.4.2.5.Coefficient de majoration dynamique 43
IV.4.2.6. Efforts de freinage 43
IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120 43
IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240 44
IV.5. CONCLUSION 44
Chapitre V Etude Longitudinale
V.1. INTRODUCTION 45
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 45
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. 45
V.2.2. Charges à prendre en compte 46
V.2.2.1. Poids propre du fléau 46
V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires. 46
V.2.2.3. Actions accidentelles 47
V.2.3. Combinaisons d'action. 47
V.2.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) 47
V.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B) 47
V.2.4. Evaluation des efforts. 47
V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte 48
V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles 48
V.2.5.2. Calcul de la surface des cales 49
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 51
V.3.1. Phases de réalisation du pont. 51
V.3.2. Modélisation 52
V.3.3. Combinaisons d'action. 53
V.3.4. Résultats. 53
V.4. CALCUL MANUEL DES EFFORTS LONGITUDINAUX 54
IV.4.1.Cas de chargement uniformément répartie 54
V.4.1.1.Détermination des efforts 55
V.4.1.2.Calcul des réactions 56
V.4.1.3.Calcul des efforts tranchants 56
V.4.1.4.Calcul des moments fléchissant 57
V.4.1.5.Cas la plus défavorable 60
V.5. CONCLUSION. 60
Chapitre VI Etude de la Précontrainte
VI.1. INTRODUCTION 61
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU. 61
VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau 61
VI.2.2. Position et enrobage des câbles 62
VI.2.3. Tracé des câbles en plan. 63
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation 63
VI.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles 64
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE 67
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire 67
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive. 68
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité. 68
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 71
VI.4.1. Pertes de tension instantanées 71

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement 71
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage. 72
VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension. 72
VI.4.2. Pertes de tension différées 73
VI.4.2.1. Pertes par retrait 73
VI.4.2.2. Pertes par fluage 73
VI.4.2.3. Pertes par relaxation 74
VI.4.2.4. Pertes différées totales 74
VI.4.3. Exemple de calcul des pertes 74
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES 75
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction. 76
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service. 76
VI.5.3. Armature des zones tendues 77
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT 78
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS. 78
IV.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant. 78
IV.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement. 78
IV.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU. 79
VI.7. VERIFICATION DE LA FLECHE 80
IV.8. CONCLUSION 81
Chapitre VII Etude Transversale
VII.1. INTRODUCTION 82
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX. 82
VII.2.1. Modélisation. 82
VII.2.2. Combinaisons de charges 82
VII.2.3. Résultats. 83
VII.3. FERRAILLAGE 83
VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur 83
VII.3.2. Ferraillage passif du voussoir. 84
VII.6. CONCLUSION 85
Chapitre VIII Equipements du Tablier
VIII.1. INTRODUCTION 86
VIII.2. APPAREIL D'APPUI. 86
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui 86
VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 86
VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui de type B 87
VIII.2.4. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux. 88
VIII.2.4.1. Actions statiques. 88
VIII.2.4.2. Actions dynamiques. 88
VIII.2.4.3. Déplacement horizontale 89
VIII.2.5. Vérifications du dimensionnement. 90
VIII.2.5.1. Résistance à la compression. 90
VIII.2.5.2. Sécurité au flambement 90
VIII.2.5.3. Limitation de la distorsion 90
VIII.2.5.4. Condition de non glissement 91
VIII.2.5.5. Les plaques de fixation 91
VIII.3. DES D'APPUIS. 92

VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile. 92
VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile 92
VIII.3.3. Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée 93
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE 93
VIII.4.1. Dimensionnement 93
VIII.4.2. Type de joint 94
V.III.5. CONCLUSION 94
Chapitre IX Etude de l'infrastructure
IX.1. INTRODUCTION. 95
IX.2. ETUDE DE LA PILE 95
IX.2.1. Conception de la pile 95
IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K. 96
IX.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 96
IX.2.3.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal 97
IX.2.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversal 98
IX.2.3.3. Séisme verticale 99
IX.2.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 99
IX.2.5. Evaluation des efforts agissant sur la pile 100
IX.2.6. Combinaison des efforts 100
IX.2.7. Ferraillage de la pile 100
IX.2.7.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement 100
IX.2.7.2. Ferraillage en phase de réalisation 101
IX.2.7.3. En phase de service 102
IX.3. ETUDE DE LA CULEE. 103
IX.3.1. Choix de type de culée 103
IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée. 103
IX.3.3. Vérification de la stabilité de la culée 104
IX.3.3.1. Evaluation des efforts dus aux poussées 104
IX.3.3.2. Etude statique de la culée 105
IX.3.3.3. Etude sismique de la culée 106
IX.3.4. Ferraillage des éléments de la culée. 108
IX.3.4.1. Ferraillage du mur garde grève. 108
IX.3.4.2. Dalle de transition. 109
IX.3.4.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition. 110
IX.3.4.5. Mur frontal. 110
IX.3.4.4. Mur en retour. 111
IX.4. ETUDE DES FONDATION. 112
IX.4.1. Etude de la semelle. 112
IX.4.1.1. Calcul des sollicitations. 112
IX.4.1.2. Nombre des pieux. 112
IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu. 113
IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle 114
IX.4.2. Etude des pieux. 115
IX.4.2.1. Actions sur les pieux. 115
IX.4.2.2. Ferraillage des pieux. 117
IX.5. CONCLUSION. 118
CONCLUSION GENERALE 119

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXES A
ANNEXES B
ANNEXES C
ANNEXES D

LISTE DES FIGURES

Chapitre I Recherche Bibliographique
Figure I.1. Carbonatations des poutres de plafond 3
Figure I.2. Structure atteinte par l'attaque des chlorures 3
Figure I.3. Des cas pathologiques d'éléments en béton en contact de sulfate 4
Figure I.4. Influence de la corrosion des armatures 4
Figure I.5. Tassement différentiel d'un maison au Canada 5
Figure I.6. Désordres dues au séisme 5
Figure I.7. Composants d'un matériau composite 7
Figure I.8. Différentes familles du renfort 8
Figure I.9. Déférentes familles des matrices 9
Figure I.10. Poteau circulaire en BA confiné par matériaux composites 9
Figure I.11. Poutres en BA renforcées par matériaux composites 10
Figure I.12. Tablier de pont en BA renforcé par matériaux composites 10
Figure I.13. Couche de composite 13
Figure I.14. Constitution d'un stratifié 13
Figure I.15. Matériaux sandwiches à âmes pleines 13

Chapitre II Présentation de L'ouvrage
Figure II.1.Implantation du projet 15
Figure II.2.Tracé en plan de la voie portée 16
Figure II.3. Profil en long de la voie portée. 16
Figure II.4. Profil en travers de la voie portée. 17
Figure II.5. Vue de loin de projet 17
Figure II.6. Carte de zonage sismique du territoire National- RPA99/APRES ADDENDA 19

Chapitre III Conception et Pré-dimensionnement
Figure III.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint 20
Figure III.2. Coupe transversale d'un tablier bipoutre. 23
Figure III.3. Notations des dimensions. 27

Chapitre IV Charges et Hypothèses de Calcul
Figure IV.1. Limitation des contraintes des sections en B.P 35
Figure IV.2. Numération des voussoirs. 36
Figure IV.3. Largeur roulable et largeur chargeable 38
Figure IV.4. Les 14 cas de charge possibles. 39
Figure IV.5. Système de chargement Bc. 41
Figure IV.6. Système de chargement Bt. 42
Figure IV.7. Système de chargement Br. 42
Figure IV.8. Système de chargement Mc120. 43
Figure IV.9. Convoi exceptionnel D240. 44

Chapitre V Etude Longitudinale
Figure V.1. Cheminement de la réalisation d'un fléau 46
Figure V.2. Situation temporaire de construction à considérer 47
Figure V.3. Situation accidentelle à considérer 47
Figure V.4 Stabilité du fléau avec clouage 49
Figure V.5 Aménagement des têtes des piles en phase de construction 50
Figure V.6 Modèle de calcul 53

Figure V.7. M_{max} à l'ELS (G+1.2A(l)). 53
Figure V.8. T_{max} à l'ELS (G+1.2A(l)). 54
Figure V.9. M_{max} à l'ELU (1.35G+1.6A(l)). 54
Figure V.10. T_{max} à l'ELU (1.35G+1.6A(l)). 54
Figure V.11. Schémas de cas 6 pour charge uniformément reparti unitaire. 55
Figure V.12. Diagrammes des efforts pour cas 6 sous charge unitaire (1 t/ml) 59

Chapitre VI Etude de la Précontrainte

Figure VI.1. Tracé en plan des câbles de fléau..... 63
Figure VI.2. Tracé en élévation des câbles du fléau..... 63
Figure VI.3 Position du câble C7 64
Figure VI.4 Les tracer finaux des câbles de fléau 66
Figure VI.5 Les tracer finaux des câbles de continuité 70
Figure VI.6 pertes de tension par Frottements 71
Figure VI.7 Diagramme des contraintes à x = 44,3 m..... 77
Figure VI.8 La flèche maximale de l'ouvrage..... 80

Chapitre VII Etude Transversale

Figure VII.1. Vue en 3D du voussoir courant. 82
Figure VII.2. Schéma du ferraillage passif du voussoir courant. 85

Chapitre VIII Equipements du Tablier

Figure VIII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appuis..... 87
Figure VIII.2 Plaque de fixation..... 92
Figure VIII.3. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile. 93
Figure VIII.4. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée. 93
Figure VIII.5. Joint du type W_d. 94

Chapitre IX Etude de l'infrastructure

Figure IX.1 Dimensions de la pile la plus haute 95
Figure IX.2.Descretisation des masses pour un séisme transversale..... 101
Figure IX.3 Ferraillage de pile à la base..... 102
Figure IX.4.Abaque de WALTHER [6] 103
Figure IX.5 Dimensions des éléments de la culée..... 103
Figure IX.6 Ferraillage les éléments de la pile. 117
Figure IX.7 Ferraillage les éléments de la pile. 118

LISTE DES TABLEAUX

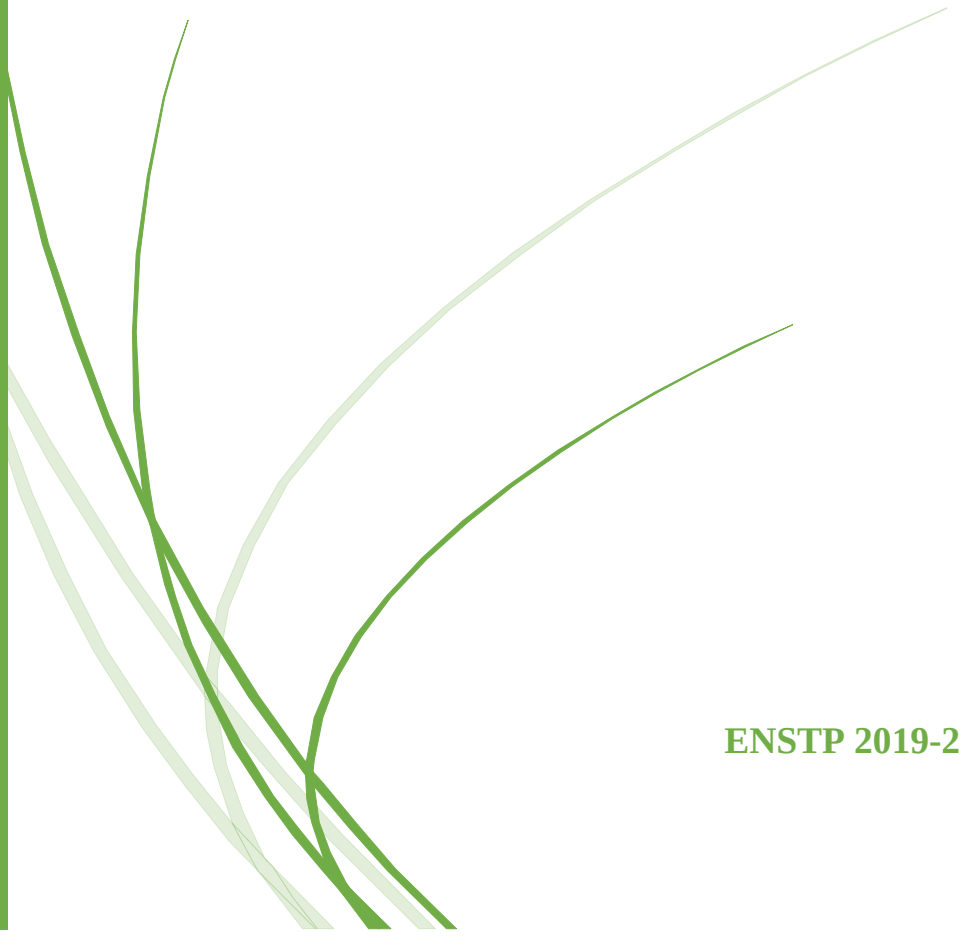
Chapitre I Recherche Bibliographique
Tableau I.1. Comparaison entre les composites et l'acier 7
Tableau I.2. Caractéristiques spécifiques des matériaux composites 12
Chapitre III Conception et Pré-dimensionnement
Tableau III.1. Pré-dimensionnement de la variante 1 21
Tableau III.2 Pré-dimensionnement des poutres métalliques. 23
Tableau III.3. Pré-dimensionnement des pièces de pont. 24
Tableau III.4. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs. 27
Tableau III.5. Analyse des variantes 29
Tableau III.6. Devis estimatif de chaque variante 30
Chapitre IV Charges et Hypothèses de Calcul
Tableau IV.1.Caractéristiques du béton 33
Tableau IV.2.Contrainte admissible à la compression du béton 34
Tableau IV.3.Contrainte admissible de traction des armatures passives 35
Tableau IV.4.Estimation du poids total des voussoirs 36
Tableau IV.5. Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges. 37
Tableau IV.6. Caractéristiques du pont. 38
Tableau IV.7. Les classes des ponts routes 38
Tableau IV.8. Coefficient a1. 40
Tableau IV.9. Valeurs de A(l) pour les cas de charges possibles. 40
Tableau IV.10. Les valeurs de bc. 41
Tableau IV.11. Les valeurs de bt. 42
Tableau IV.12. Les valeurs de δ. 43
Chapitre V Etude Longitudinale
Tableau V.1 Evaluation du poids propre de chaque phase 46
Tableau V.2 Evaluation des efforts en situation temporaire 48
Tableau V.3 Evaluation des efforts en situation accidentelle 48
Tableau V.4 Calcul de nombre de câbles de clouage 49
Tableau V.5 Valeurs limites de la contrainte de compression 50
Tableau V.6.Phasage de construction 51
Tableau V.4. Combinaisons de charge en phase de service. 53
Tableau V.5. les moments aux appuis pour tous les cas de charges 58
Tableau V.6. les réactions aux appuis pour tous les cas de charges 58
Tableau V.7. Les efforts tranchants et les moments fléchissant pour tous les cas de charges 59
Tableau V.8 les efforts et les moments pour A(l) 3 voies chargé pour le cas 8 60
Tableau V.9 Comparaison des résultats de calculs manuels et du logiciel robot 60
Chapitre VI Etude de la Précontrainte
Tableau VI.1. Estimation du nombre de câbles du fléau. 62
Tableau VI.2 L'allure du tracé en plan des câbles de fléau 65
Tableau VI.3 L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau 65
Tableau VI.4 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale 67
Tableau VI.5 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive 68
Tableau VI.6 L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales 69
Tableau VI.7 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales 69

Tableau VI.8 L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives 69
Tableau VI.9 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives 69
Tableau VI.10 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction 76
Chapitre VII Etude Transversale
Tableau VII.1. Combinaisons des charges appliquées. 83
Tableau VII.2.Les efforts extrêmes dans le voussoir clef 83
Tableau VII.3. Ferraillage passif des voussoirs 84
Chapitre VIII Equipements du Tablier
Tableau VIII.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis 86
Tableau VIII.2. Les dimensions de l'appareil d'appui. 88
Tableau VIII.3. Déplacement horizontal du tablier. 89
Tableau VIII.4. Modèles des joints Wd. 94
Chapitre IX Etude de l'infrastructure
Tableau IX 1 Implantation et hauteurs des piles 95
Tableau IX.2 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales et transversales des appuis 96
Tableau IX.3 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appu 98
Tableau IX.4 Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui 99
Tableau IX.5 vérification de la condition entre les piles adjacentes i et i+1 99
Tableau IX.6 Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble 99
Tableau IX.7 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée 100
Tableau IX.8 Combinaisons des efforts 100
Tableau IX.9 rôles et dimensions des éléments de la culée 104
Tableau IX.10 Calcul du coefficient de poussée Kad 105
Tableau IX.11.Evaluation des efforts à l'ELS 105
Tableau IX.12.Evaluation des efforts à l'ELU 106
Tableau IX.13. Efforts sismiques totales des différents éléments de la culée 106
Tableau IX.14.Valeurs extrêmes de la Poussée dynamique des terres 107
Tableau IX.15.Les efforts sismiques totales de la culée 107
Tableau IX.16.Effort sismique du tablier agissant sur la culée 107
Tableau IX.17.Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée 107
Tableau IX.18.Somme des efforts permanents de la culée et les extrêmes du tablier (statique) 107
Tableau IX.19.Evaluation des efforts a l'ELA 108
Tableau IX.20.moments et efforts tranchants pour la dalle de transition 109
Tableau IX.21.Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition 109
Tableau IX.22.Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. 111
Tableau IX.23. Résultats et ferraillage du mur en retour. 111
Tableau IX.24. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. 112
Tableau IX.25. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. 112
Tableau IX.26. Nombre de pieux sous la semelle. 113
Tableau IX.27. Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables. 113
Tableau IX.28. La vérification des conditions de la méthode des bielles. 114
Tableau IX.29. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu 116

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CCP : Complément des charges permanentes.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
VSP : Voussoir sur pile.
VC : Voussoir à la clef.
15T15 : quinze (15) torons de sept (07) fils de diamètre quinze (15) mm .
$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.
$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.
f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.
f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_{Iup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.
σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
$\mathbf{M_P}$: Masse des piles.
$\mathbf{M_T}$: Masse du tablier.
$\mathbf{F_L}$: Force séismique longitudinale.
$\mathbf{F_T}$: Force séismique transversale.
$\mathbf{H_T}$: Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
$\mathbf{H_{flv}}$: Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
DTR : Document technique réglementaire.

INTRODUCTION GENERALE



ENSTP 2019-2020

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre du développement du réseau autoroutier, l'Algérienne Des Autoroutes (ADA), a lancé plusieurs projets autoroutiers pour relier les grandes villes à l'autoroute Est-Ouest, parmi ces projets :la liaison autoroutière reliant le port de Djen-Djen a l'autoroute est-ouest au niveau d'El Eulma sur 110 km,et comme le terrain est difficile, la construction d'un grand nombre d'ouvrage d'art est nécessaire, comme: les ponts.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant àune voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,..), artificiel (barrages,…) ou une autre voie de circulation.

Le but de notre travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception d'un pont à la pénétrante Djen-Djen El Eulma au PK 56+549 d'une longueur 287 m, qui a été réalisée par« **SAPTA**».Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en neuf (09) chapitres :

Le premier chapitre est une initiation à la recherche, qui traite le Renforcement du béton par les matériaux composites

Le deuxième et les troisièmes chapitres sont consacrés à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet decette étude et à la conception.

Les cinq chapitres suivants sont réservés au dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis et on a fait une petite vérification manuelle dans le chapitre d'étude longitudinale.

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

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

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE:

Renforcement du béton par les matériaux composites

ENSTP 2019-2020

I.1. INTRODUCTION

L'un des problèmes majeurs dans le domaine de la construction est la dégradation des structures. La plupart des structures présentent des signes de faiblesse et ne répondent ou ne répondront plus aux exigences pour lesquelles elles ont été conçues. Les causes sont multiples, on peut citer : des erreurs lors de l'étude ou de l'exécution, un accroissement des charges, un changement de l'exploitation de la structure, la corrosion des armatures, des actions accidentelles telles que les séismes ou les chocs…

L'apparition de ces problèmes ne laisse que deux solutions : la reconstruction ou la réparation.

Dans la plupart des cas les frais de la reconstruction sont beaucoup plus importants que la réparation ou le renforcement, ce qui fait que celles-ci seront plus appropriées.

Le renforcement des structures en génie civil a pour but de réparer et de mettre en conformité des structures existantes, soit pour des raisons de pertes de propriétés initiales, pour des raisons de remise à niveau liées à de nouveaux règlements ou de nouveaux usages, soit pour des raisons esthétiques.

De nombreuses techniques ont été développées pour le renforcement des structures en béton armé comme le chemisage des poteaux, l'incorporation de profilés métalliques, l'augmentation de la section du béton avec ou sans augmentation des armatures.

Dans les années précédentes, la technique la plus utilisée était le collage de plaques Métalliques dans les parties les plus sollicitées. Cette technique résout le problème de dégradation des structures par augmentation de la capacité portante des éléments structuraux mais elle présente de sérieux inconvénients dont la corrosion des armatures, la difficulté de maniabilité et l'impossibilité d'ancrer les plaques sur des surfaces irrégulières…

Récemment, des travaux de recherche ont été menés pour remplacer ces plaques d'acier par un matériau non corrosif, plus léger et de haute résistance ; les polymères renforcés de fibres (FRP : fiber reinforced polymers) offrent une alternative préférable.

L'utilisation de plaques en matériaux composites augmente les performances des éléments renforcés. Comparativement aux autres techniques de renforcements, les PRF présentent les avantages suivants : légèreté, haute résistance, facilité de mise en œuvre, absence de corrosion, possibilité et facilité d'élaboration de formes complexes avec un minimum d'opérations. L'ingénieur adapte son matériau selon ses besoins par choix judicieux de matrices, fibres et d'orientation de celles-ci.

I.2. LES TYPES DES DEGRADATIONS

I.2.1. Dégradations d'origine chimique

I.2.1.1. Carbonatation

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel des matériaux. Elle conduit à la formation du carbonate de calcium par réaction chimique entre la portlandite et le gaz carbonique présent dans l'air.



Figure I.1. Carbonatations des poutres de plafond

I.2.1.2. Attaque des chlorures

L'attaque par les chlorures forme avec la carbonatation la cause principale de la corrosion des armatures. Les chlorures se rencontrent principalement dans l'eau de mer et l'eau de gâchage.



Figure I.2. Structure atteinte par l'attaque des chlorures

I.2.1.3. Attaque des sulfates

Les sulfates peuvent se rencontrer essentiellement dans les zones agricoles où on utilise les engrais et fertilisant du sel.

Les sulfates peuvent aussi provenir des fumées et des résidus dégagés par les industries chimiques.

En réaction avec la pâte de ciment, trois composés peuvent se former en fonction de la concentration en sulfates, du Ph et de la température : l'ettringite, le gypse et la thaumasite.

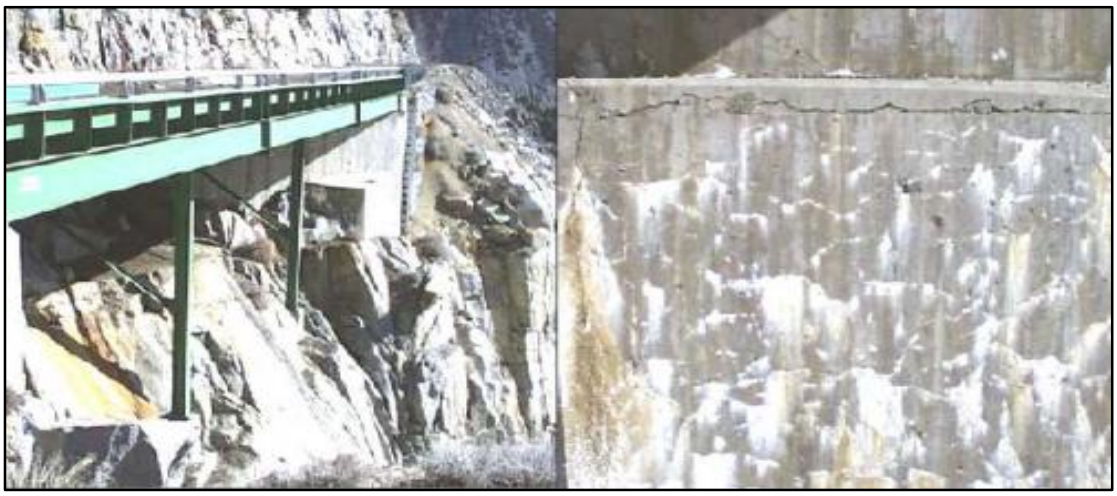


Figure I.3. Des cas pathologiques d'éléments en béton en contact de sulfate

I.2.1.4. La corrosion des armatures

Certaines attaques chimiques conduisent à la corrosion des armatures.
On peut définir la corrosion comme la transformation des métaux en composé divers sous l'action de phénomènes naturels.

La dégradation causée par ce phénomène est facile à déceler. Les symptômes en sont : une surface oxydée, piquée, laissant apparaître en général des plaques et écailles d'oxydes facilement détachables, d'aspect rouge brun, typique.

Dans le cas de l'acier, ce composé adhère mal au métal d'où il est issu et se détache facilement en écailles ; la surface de la section se trouve réduite.

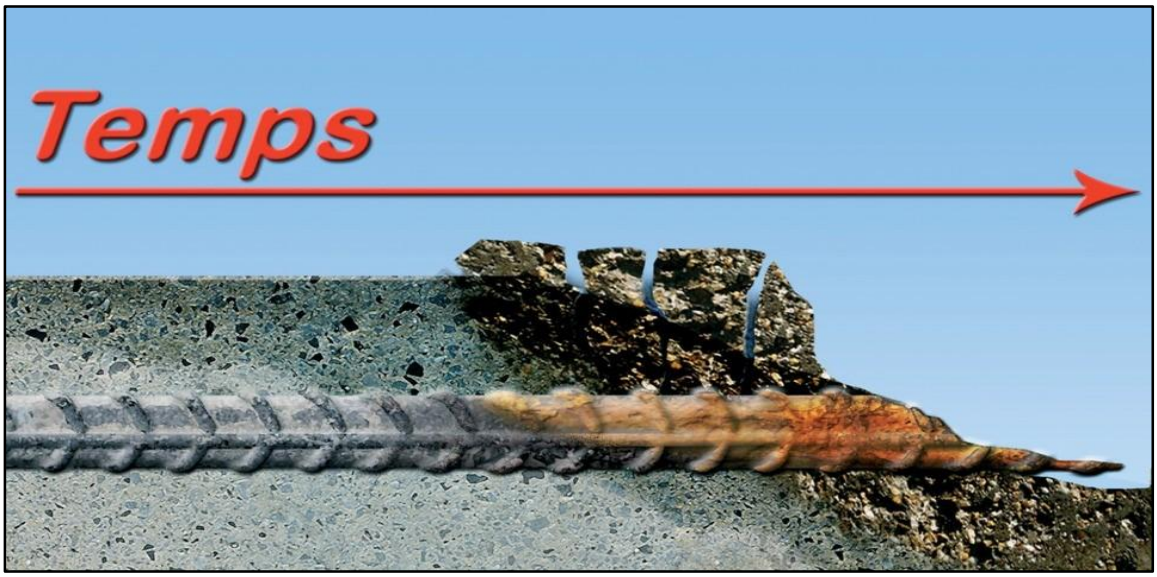


Figure I.4. Influence de la corrosion des armatures

I.2.2. Dégradations d'origine mécanique

I.2.2.1.Tassement différentiel

Il se manifeste soit par un basculement soit par de graves désordres dans les éléments non structuraux et parfois dans la structure elle-même si les efforts sont incompatibles avec la

sécurité des matériaux.

Les causes des tassements différentiels sont multiples, mais les plus fréquemment rencontrés sont :

Les sols compressibles.

- Les remblais récents
- La non homogénéité du sous-sol de fondations
- L'emploi des fondations hétérogènes
- Les affouillements du sol sous les fondations
- La modification du volume de certains sols en fonction de la teneur en eau…



Figure I.5. Tassement différentiel d'un maison au Canada

I.2.2.2. Ondes de chocs

Le béton est susceptible de s'épaufrer quand il est soumis à des ondes de choc. Ceci est dû aux différentes vitesses de propagation des ondes dans les différents matériaux (Les agrégats, le liant et les armatures).

I.2.2.3. Défauts de conception

La plupart du temps, ce type d'erreurs résulte d'une insuffisance consécutive à des oublis ou à des impasses au niveau des études, parfois aussi d'un manque de coordination entre le bureau d'études et le chantier.

I.2.3. Dégradations d'origine physique

I.2.3.1. Séisme

Un séisme est une manifestation de la tectonique des plaques. Il se traduit en surface par une vibration du sol provenant d'un déplacement brutal de la roche. En surface, un séisme peut dégrader ou détruire des bâtiments, produire des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. Il peut aussi provoquer des chutes de blocs, une liquéfaction des sols meubles imbibés d'eau, des avalanches ou des raz de marée (tsunamis).



Figure I.6. Désordres dues au séisme

I.2.3.2. Gel dégel

Dans les zones où le climat est très froid, l'eau absorbée par le béton gèle si elle est exposée à des températures inférieures à zéro degré Celsius, le béton augmente de volume et la pression résultante pourra éclater ou épaufrer la surface du béton.

I.2.3.3. Le retrait

Le retrait est un phénomène physico-chimique qui existe de façon systématique au sein du béton. Il correspond à l'action du départ de l'eau excédentaire du béton vers l'extérieur de l'élément de structure. Le symptôme caractéristique de l'action du retrait sur un ouvrage est la fissuration qui peut être soit orientée, soit multidirectionnelle.

I.3. METHODES DE RENFORCEMENT

De nombreuses solutions techniques sont disponibles et maîtrisées, elles ont fait la preuve de leur efficacité et répondent à l'ensemble des problèmes potentiels rencontrés sur les matériaux ou sur les structures. Il convient de choisir la solution technique adaptée à la pathologie à traiter, après un diagnostic complet et précis des désordres, de leurs causes et de leurs évolutions.

Ces méthodes de renforcement sont :

- Adjonction d'armatures complémentaires
- Béton projeté (par voie sèche et par voie humide)
- Précontrainte additionnelle
- Tôles d'acier collées
- Matériaux composites

Dans notre recherche en se base sur les matériaux composites.

I.4. MATERIAUX COMPOSITES

I.4.1. Introduction

L'intégration des matériaux composites dans le domaine du génie civil s'est avéré une source de plusieurs nouvelles applications. Les recherches récentes sur les composites ont amené les ingénieurs à s'intéresser à l'utilisation de ces nouveaux matériaux dans le domaine de la construction. Depuis peu, on retrouve des cas pratiques de leur application dans différents ouvrages de génie civil.

La première utilisation importante de matériaux composites dans le renforcement des structures remonte à 1991, en Suisse, pour la réhabilitation du pont d'Ibach.Ce pont est constitué d'une poutre caisson alors que des plaques de composites ont été appliquées sur la surface tendue.6,2 kg de feuilles de composite de 2 mm d'épaisseur et de 150 mm de largeur ont remplacé 175 kg d'acier. Le pont de Kattenbusch, en Allemagne, est aussi constitué de poutres caissons continues sur 11 portées. L'effet des gradients de température a amené une fissuration prématurée au niveau de certains joints. Un renforcement avec des plaques de fibre de verre a été utilisé. L'utilisation des matériaux composites pour la réhabilitation et le renforcement devient une solution préconisant un remplacement tout aussiefficace que l'acier. À titre comparatif, le tableau 1 donne les avantages des composites sur l'acier.

Tableau I.1. Comparaison entre les composites et l'acier.

Critères	les composites	l'acier
Poids propre	Bas	Elevé
Résistance en traction	Très élevée	Elevée
Epaisseur	Très basse	Basse
Corrosion	Non	Oui
Longueur des plaques	Illimitée	Limitée
Manutention	Facile, flexible	Difficile, rigide
Capacité de chargement	Direction longitudinale	Toute direction
Coût du matériau	Elevé	Bas
Coût des installations	Bas	Elevé
Application	Pas d'équipement	Appareil de levage et d'attache

I.4.2. Propriétés des matériaux composites

Un matériau composite est constitué de différentes phases nommées renforts et matrice. Lorsque le matériau composite est non endommagé, les renforts et la matrice sont parfaitement liés et il ne peut pas y avoir ni glissement ni séparation entre les différentes phases. Les renforts se présentent sous forme de fibres continues ou discontinues. Le rôle du renfort est d'assurer la fonction de résistance mécanique aux efforts. La matrice assure quant à elle la cohésion entre les renforts de manière à répartir les sollicitations mécaniques.
L'arrangement des fibres, leur orientation permettent de renforcer les propriétés mécaniques de la structure. Nous étudions plus particulièrement les matériaux composites à renfort fibre longue continue utilisés dans l'industrie nautique, automobile, aéronautique et spatiale. Les pièces structurelles sont réalisées par empilement de nappes en optimisant les directions des renforts en fonction des charges qu'elles doivent subir. La nature de la résine ou du renfort est choisie en fonction de l'application finale visée.

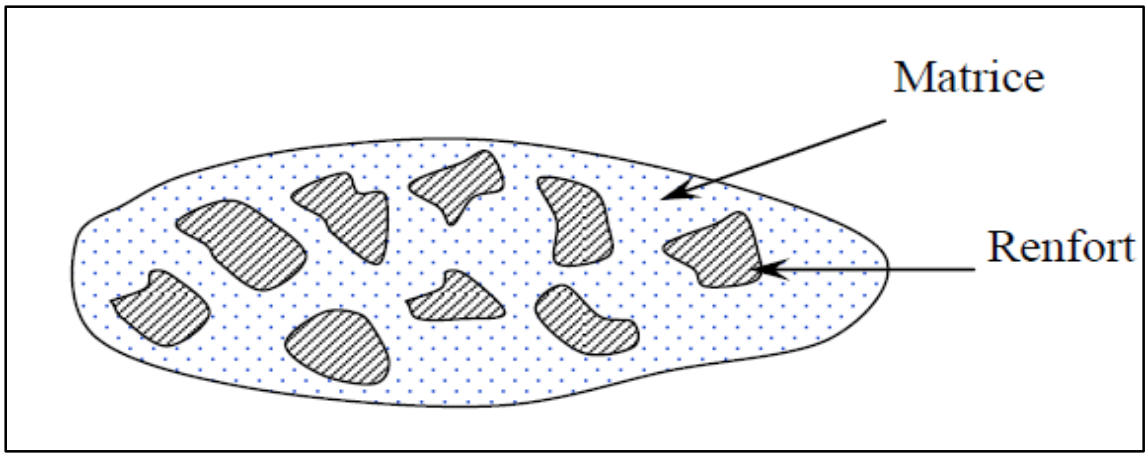


Figure I.7. Composants d'un matériau composite

I.4.2.1. Les renforts

Les renforts contribuent à améliorer la résistance mécanique à la traction et la rigidité des matériaux composites et se présentent sous forme filamentaire (des fibres organiques ou inorganiques).

Les renforts les plus utilisés se présentent sous forme de fibres ou formes dérivées et constituent une fraction volumique de matériau composite généralement comprise entre 0.3 et 0.7.

Les renforts fibres se présentent sous diverses formes commerciales.

- Sous forme de roving (fils, mèches, etc. …): le roving est un assemblage de fils de bases parallèles groupés sans torsion.
- Sous forme de tissus (tissus taffetas, toiles, serge, etc. …): le tissu est forme parL'entrecroisement perpendiculaire des roving. Les tissus de roving peuvent peser jusqu'à 800 g/m^2.
- Sous forme de mat (a fil coupé, a fil continu):le mat est un matelas de fils coupés ou continu à ensimage plastique, agglomérés par un liant à solubilité rapide ou lente dans la résine.

❖ **Différentes natures de renfort**

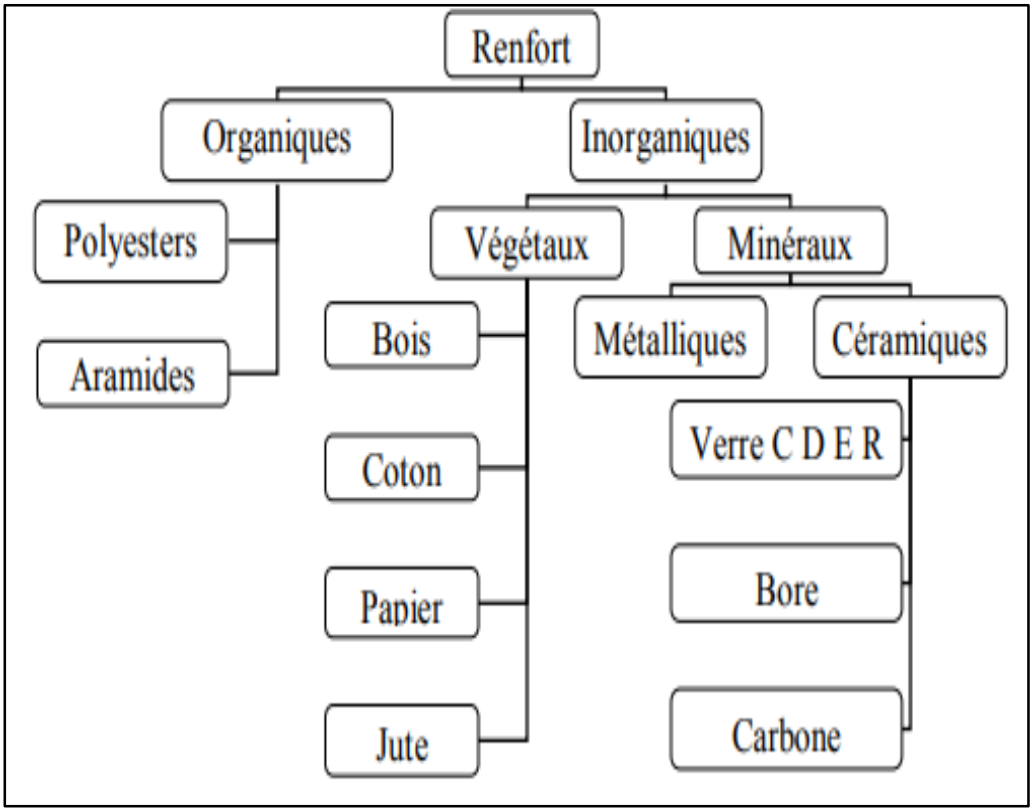


Figure I.8. Différentes familles du renfort

I.4.2.2. La matrice

La matrice est l'élément qui lie et maintient les fibres. Elle répartie les efforts (résistance à la compression ou à la flexion) et assure la protection chimique des fibres.

❖ **Différentes natures de matrice**

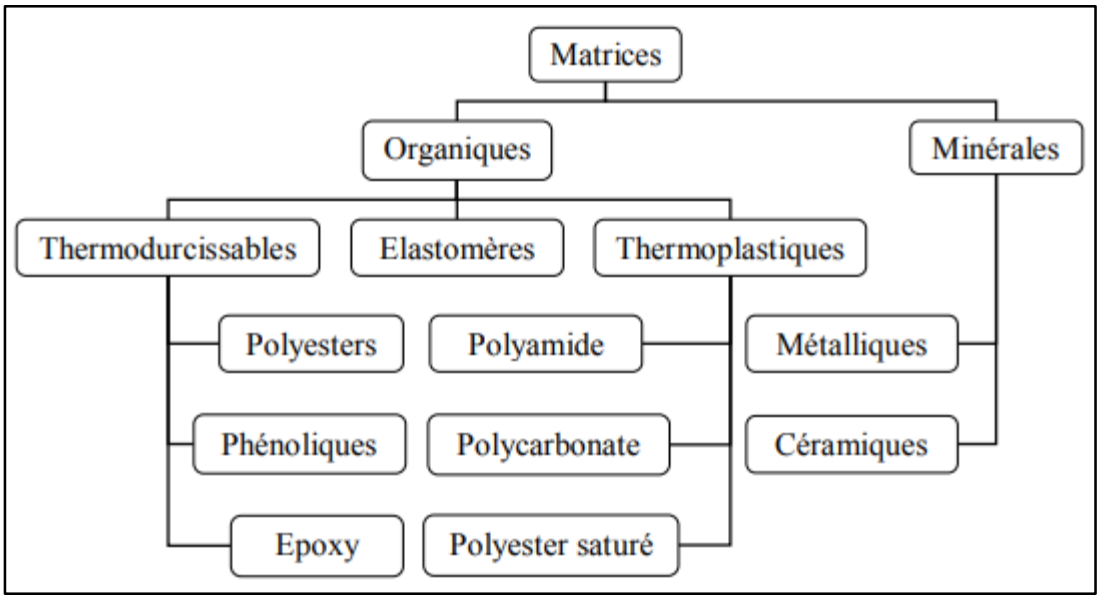


Figure I.9. Déférentes familles des matrices

I.4.3. Renforcement des éléments structuraux

I.4.3.1. Renforcement des poteaux

L'utilisation d'une enveloppe formée de feuilles de PRF autour de la colonne permet non seulement d'assurer une protection supplémentaire, mais aussi d'améliorer la résistance en compression par l'effet du confinement produit par les fibres du composite en plus d'un augmentation de ductilité très significative comparativement à la colonne sans composite.



Figure I.10. Poteau circulaire en BA confiné par matériaux composites

I.4.3.2. Renforcement des poutres

On peut effectuer un renforcement en flexion en collant les bandes sur la surface tendue de la poutre, et le renforcement en cisaillement peut être apporté par le collage des bandes sur les parois de ces mêmes poutres.



Figure I.11. Poutres en BA renforcées par matériaux composites

I.4.3.3. Renforcement des dalles

L'utilisation de composites en bandes peut aussi améliorer la résistance en flexion de dalles en béton armé.



Figure I.12. Tablier de pont en BA renforcé par matériaux composites

I.4.3.4. Renforcement des murs

Seulement quelques cas d'application de matériaux composites destinés au renforcement demurs ont été publiés.

Le plus documenté d'entre eux concerne un immeuble à appartement desix étages à **Zurich**, en **Suisse** (Steiner, 1996). Étant donné que le bâtiment a été construit en 1930 et converti en bâtiment à bureau avec certaines modifications au niveau de son système de résistance latérale, le système structural a donc été réévalué. Parmi ces changements, desmurs en maçonnerie non renforcée conçus pour les charges sismiques ont été enlevés, et ceuxrestant devaient prendre une charge beaucoup plus grande. L'utilisation des matériauxcomposites s'avérait donc très utile. On a collé des plaques de fibres de carbone en forme de
X pour chacun des étages. Un système d'ancrage avec des tiges d'acier a servi pour améliorer l'adhésion entre les fibres et le mur. Avec les composites, la ductilité du mur a été augmentée à un coût relativement faible et dans des délais très raisonnables.

I.5. AVANTAGES DES MATERIAUX COMPOSITES

Les matériaux composites présentent des avantages tels que :

- Caractéristiques mécaniques très élevées ;
- Faible densité (et donc facilité de transport, manutention, pose) ;
- Excellent isolant thermique ;
- Isolant électrique (de 3 à 20 kV/mm) ;
- Faible dilatation ;
- Excellente résistance aux agressions extérieures (corrosion chimique, rayonnement IR ou UV, et même aux graffitis) ;
- Transparence aux ondes électromagnétiques ;
- Teintés dans la masse sans surcoût ;
- Qualités esthétiques spécifiques ;
- Grande capacité d'absorption de chocs ;
- Bilan écologique très favorable ;
- Pas toxiques ni pour l'Homme ni pour l'environnement ;
- Peu de ressources primaires rares pour leur fabrication ;
- Aucun entretien,Recyclables ;
- Grande durabilité (certains de nos produits sont toujours en service depuis 40 ans) ;
- Économies d'énergie lors de l'exploitation (isolation thermique, faible densité…).

I.6. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES COMPOSITES

Partant des considérations précédentes, il reste à rechercher les matériaux les plus performants : module d'élasticité élevé, masse volumique faible. Le tableau suivant donne les

performances spécifiques de matériaux classiques élaborés sous forme massives et les matériaux élaborés sous formes de fibres.

Tableau I.2. Caractéristiques spécifiques des matériaux composites

Matériaux	forme	Module E (*GPa*)	Contrainte à la rupture (σ_u) MPa	Masse Volumique ρ(Kg/m3)	Module Spécifique E/ρ(MN.m/kg)	Contrainte spécifique σ_u/ρ (KN.m/kg)
Acier	massive	210	340-2100	7800	26,9	43-270
Alliages d'aluminium	massive	70	140-620	2700	25,9	52-230
Bois	massive	30	-	390	33,3	-
Verre	massive	70	700-2100	2500	28	280-840
Verre-E **Verre-S**	fibre	72,4 85,5	3500 4600	2540 2480	28,5 34,5	1380 1850
Carbone à -haut module -contrainte élevée	fibre	390 240	2100 3500	1900 1850	205 130	110 1890
Kevlar	fibre	130	2800	1500	87	1870
Bore	fibre	385	2800	2630	146	1100

Un des facteurs les plus importants qui détermine les caractéristiques mécaniques d'un matériau composite est la proportion relative de matrice et de renfort.

I.7. LES CHARGES

L'objet de la charge renforçant est d'améliorer les caractéristiques mécaniques de la résine, ou diminuer le coût des résines en conservant les performances des résines. En générales ces charges sont des microbilles ou des particules (poudre).
Les principales charges utilisées sont :

- microbille en (verre, carbone, époxyde, phénolique, polystyrène, etc. …)
- des poudres ou paillettes métalliques : (cuivre, fer, aluminium, etc. …)
- des particules de carbone (noir de carbone)

I.8. LES ADDITIFS

Ils sont nécessaires pour assurer une adhérence suffisante entre le renfort fibreux et la matrice et de modifier l'aspect ou les caractéristiques de la matière à laquelle ils sont ajoutés.
Les additifs se trouvent en faible quantité (quelques % et moins) et interviennent comme :

- Lubrifiants et agents de démoulage.
- Pigments et colorants.
- Agents anti-retraits.
- Agents anti-ultraviolets.
- Accélérateur.
- Catalyseur.

I.9. L'INTERFACE :

En plus de ces fibres et la matrice, il faut rajouter : une interface qui assure lacompatibilité renfort/matrice, qui transmet les contraintes de l'un à l'autre sans déplacementrelatif. Bonne adhérence en couche fine.
Des produits chimiques entre aussi dans la composition du composite, l'interphase etc. … qui peut jouer sur le comportement mécanique, mais n'interviennent pratiquement jamais dans le calcul de structure composite.

I.10. ARCHITECTURE DES MATERIAUX COMPOSITES

I.10.1. Monocouche

Les monocouches représentent l'élément de base de la structure composite. Les différents types de monocouches sont caractérisés par la forme du renfort : à fibres continue, à fibres courtes, fibres tissus et mat.

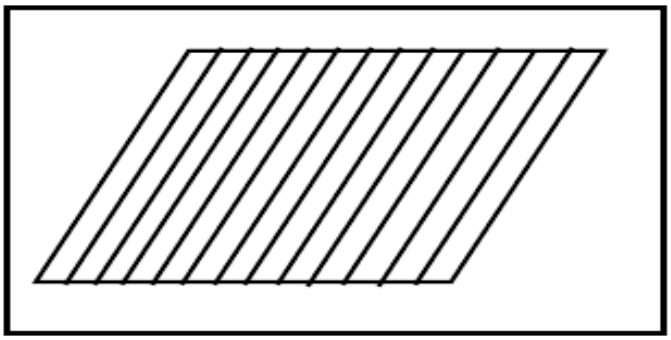


Figure I.13. Couche de composite

I.10.2. Stratifie

Les stratifiés sont constitués de couches successives (appelées parfois plis) de renforts (fils, stratifiles, mat, tissus, etc.) imprégnés de résines.

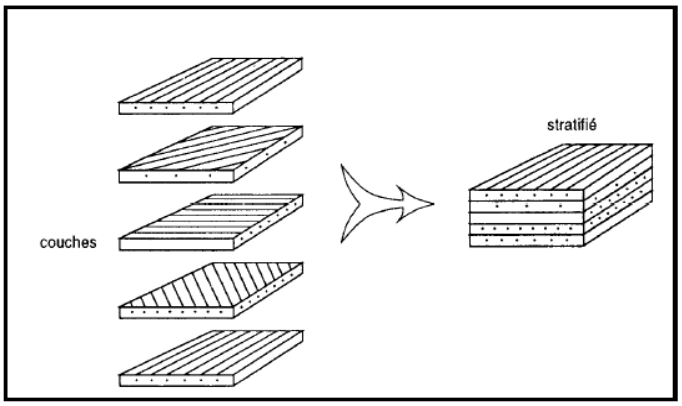


Figure I.14. Constitution d'un stratifié

I.10.3. Sandwichs

Matériaux composés de deux semelles (ou peaux) de grande rigidité et de faible épaisseur enveloppant une âme (ou cœur) de forte épaisseur et faible résistance.

L'ensemble forme une structure d'une grande légèreté.

Le matériau sandwich possède une grande rigidité en flexion et c'est un excellent isolant thermique.

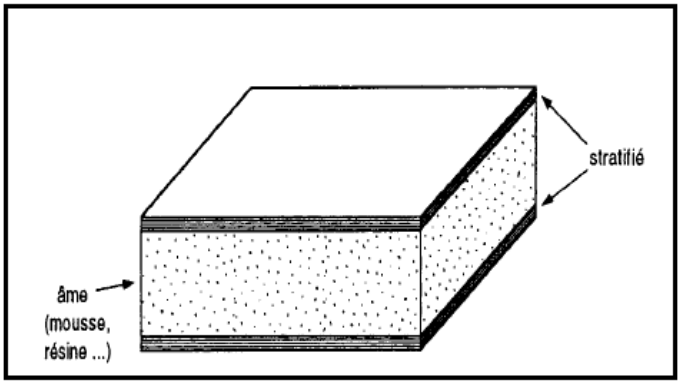


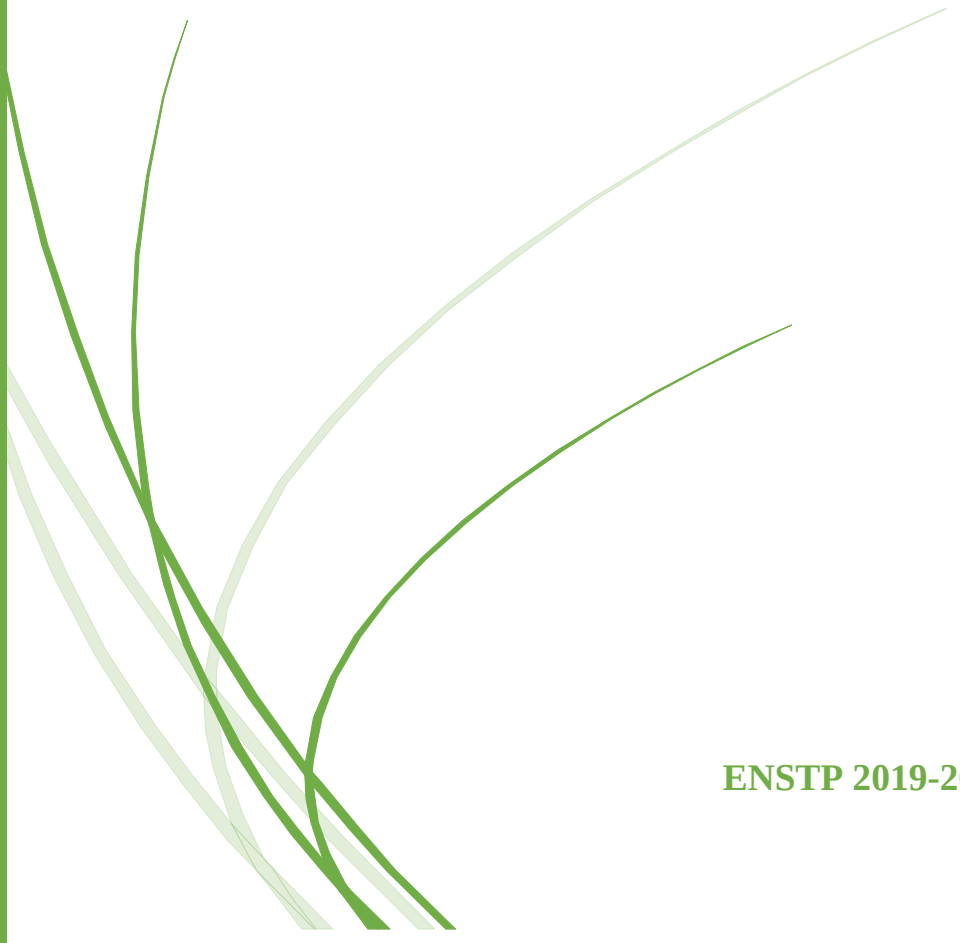
Figure I.15. Matériaux sandwiches à âmes pleines

I.11. CONCLUSION

En conclusion et d'après les inconvénients des techniques de renforcement traditionnelles qui nécessite souvent de grandes moyens humains et matérielles pour une capacité assez limitée, les techniques de renforcement par matériaux composites offrent des meilleures performances avec moins de moyen et une facilité de mise en œuvre considérable ce qui nous a poussé à opter pour les matériaux composites comme choix de moyen de renfort utilisé dans la présente étude.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



ENSTP 2019-2020

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire à certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue des exigences fonctionnelles qui sont des caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception. Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Objectif et situation du projet

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK56+549.02 et le PK56+836.4 d'une longueur de 287 m, sur la nouvelle pénétrante autoroutière reliant le port de **Djen-Djen** à **l'Autoroute Est-Ouest El Eulma** sur 110 Km.

L'ouvrage d'art **V-56.6**, se trouve au lieu-dit **Minar Zarza**, elle se trouve à gauche de la route menant vers la commune de Tassadane. L'assiette du projet est limitée au Nord par Djimla, à l'Ouest par Tassadane et au Sud par Rouached.

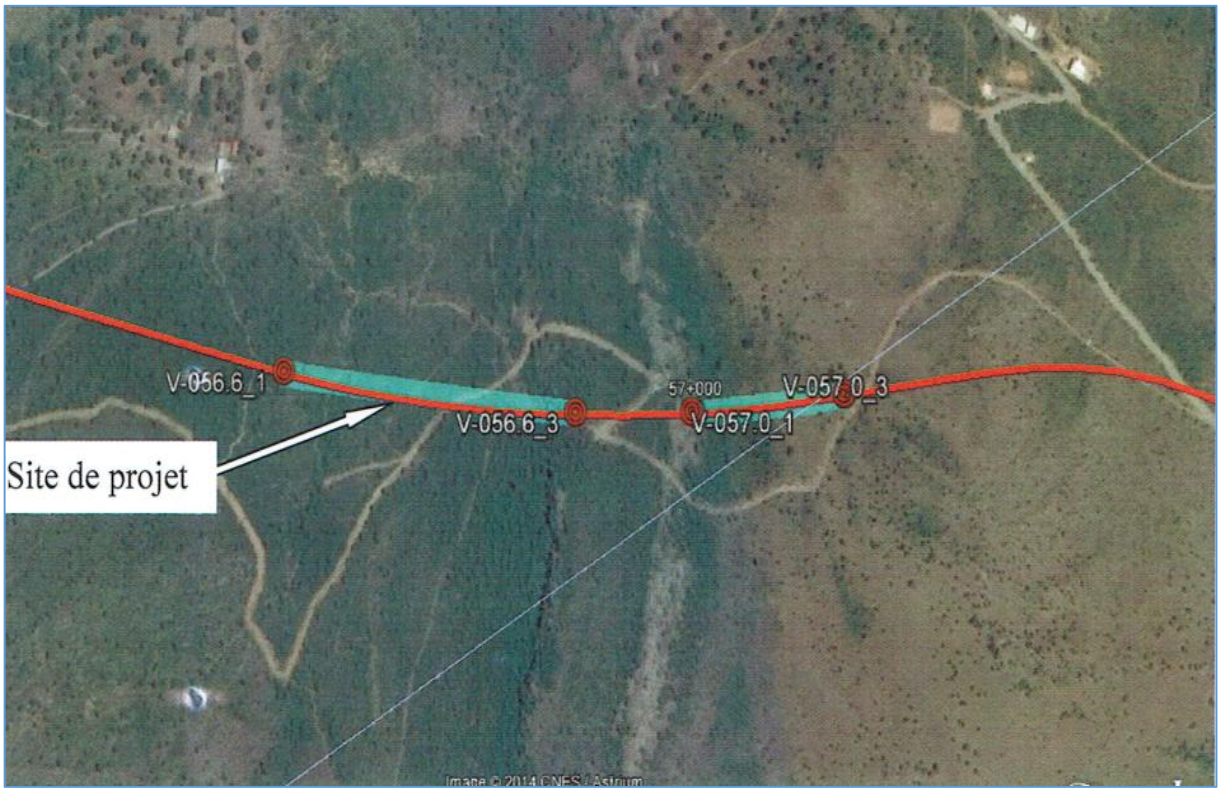


Figure II.1.Implantation du projet

II.2.2. Les obstacles

- Ligne rouge élevé par rapport au terrain naturel (≥ 15 m).
- Eviter les grands remblais.
- Difficulté de stabilisation des remblais (des pentes transversales et longitudinales).
- Les reliefs difficiles.
- L'ouvrage affranchir une piste de forêt.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

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

- Début de l'ouvrage de PK 56 + 549.02 au PK 56 + 692.71 Droit, L= 143.69 m ;
- PK 56 + 692.71 au PK 56 + 836.40, Arc, R = 720 m et L = 145.01 m.

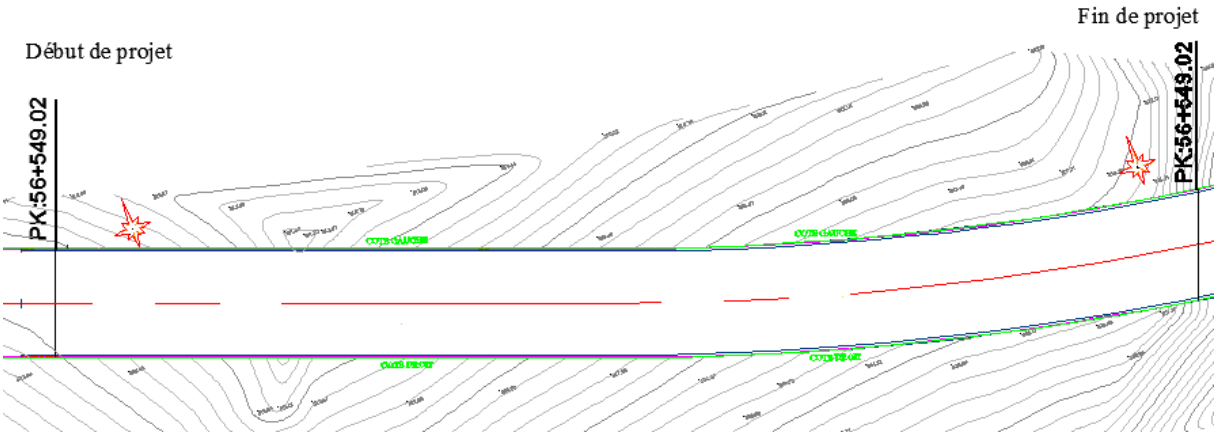


Figure II.2.Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

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

- Linge droite.
- Pente P = 5.71 %

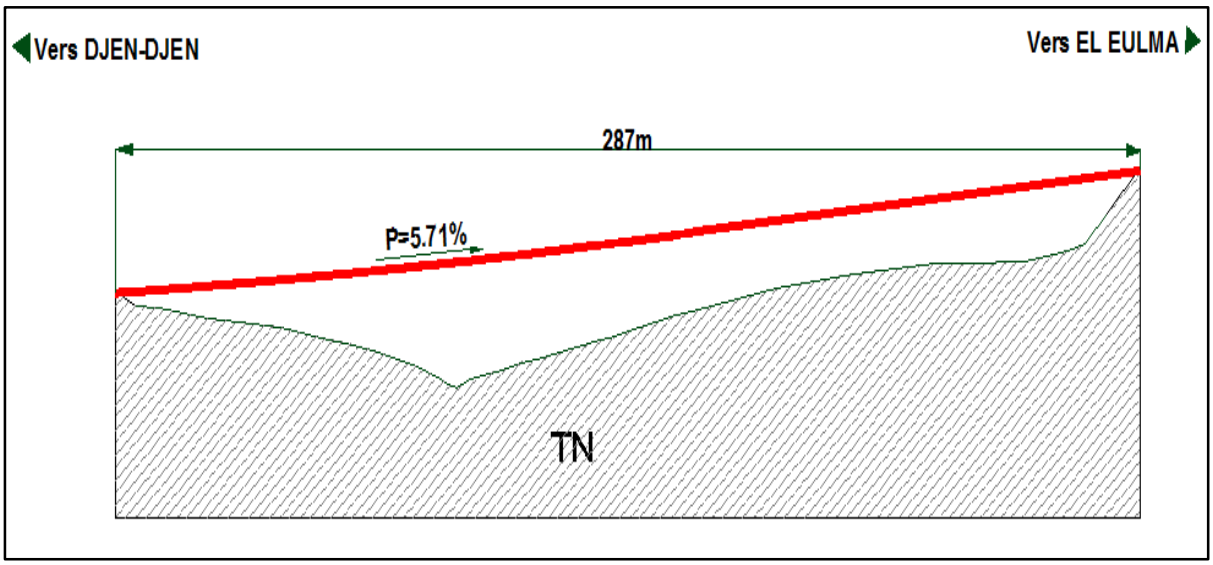


Figure II.3. Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée comporte :

- C1 : Barrière niveau H (BN4) seule H3=0.5m.
- Chaussée 3 voies + bande d'arrêts d'urgence : 12 m
- Bande séparative 1m.
- Chaussée 3 voies + bande d'arrêts d'urgence : 12 m
- C1 : Barrière niveau H (BN4) seule H3=0.75m.

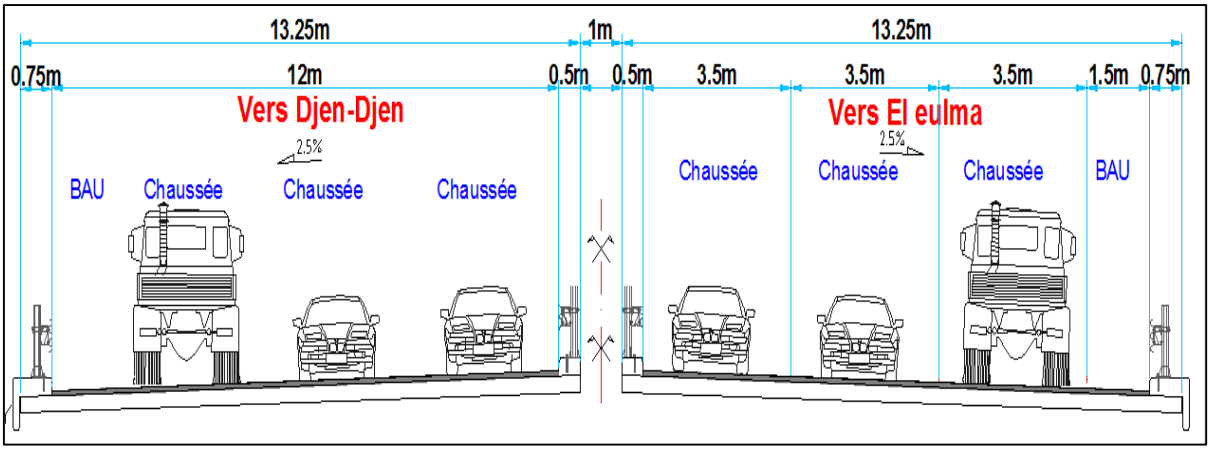


Figure II.4. Profil en travers de la voie portée.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1 Situation topographique

La région d'étude est caractérisée par un relief vallonné. Notre V- 56.6 se trouve au niveau de la ville Arbaoune (identifié à partir de la carte géologique de Djimla).

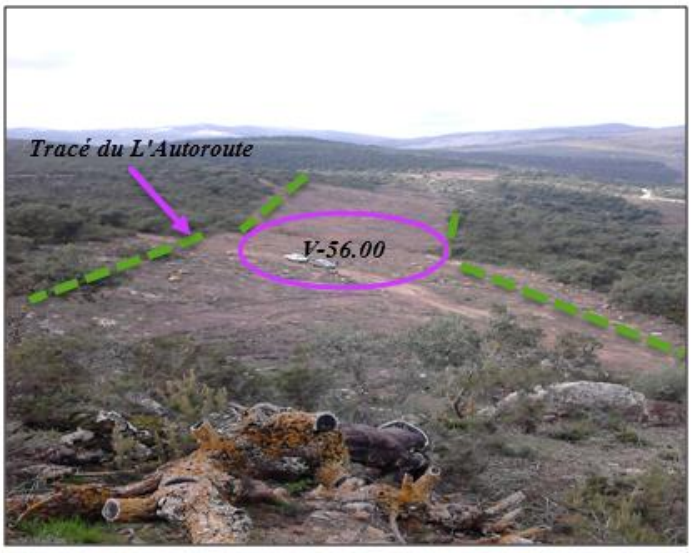


Figure II.5. Vue de loin de projet.

II.3.2.2. Géotechnique

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

❖ **Essais in situ**

Aux fin de déterminer d'une part, la nature géologique du terrain et d'autre part, les caractéristiques géotechnique des sols en place, et les exigences du contrat, le LHC a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- **Trois (03) sondage** carotté «**SC»** avec prélèvement d'échantillon intacts ou remaniés.
- **Pose de trois (03) Piézomètre** à l'endroit des sondages**.**
- **Trois (03) sondage** préssiométriques « S.P » avec essai chaque 2m.

❖ **Essais de laboratoire :**

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivants :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Détermination des limites d'Atterberg :
  - Limite de liquidité W (%).
  - Indice de plasticité Ip (%).
- Détermination :
  - De la densité sèche γ_d /$\gamma_{w.}$
  - De la teneur en eau W_n (%).
  - Du degré de saturation Sr (%).
- Essais de cisaillement rectiligne non-consolide, non-draine pour avoir :
  - La cohésion apparente Cu (bar).
  - L'ange de frottement interne φ(°).
- Essai de compressibilité à l'œdomètre pour déterminer :
  - La contrainte de pré consolidation σ_c (bar).
  - L'indice de compressibilité Cc (%).
- Essai de compression simple sur roche.
- Analyses chimiques sommaires (sulfates, carbonates, chlorures).

II.3.2.3. Sismicité de la région :

Ce qui concerne la stabilité du terrain selon la carte de drainage sismique du terrain zone naturelle (RPOA2008) qui fournée une répartition des zones d'activité en fonction de l'intensité du séisme.

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

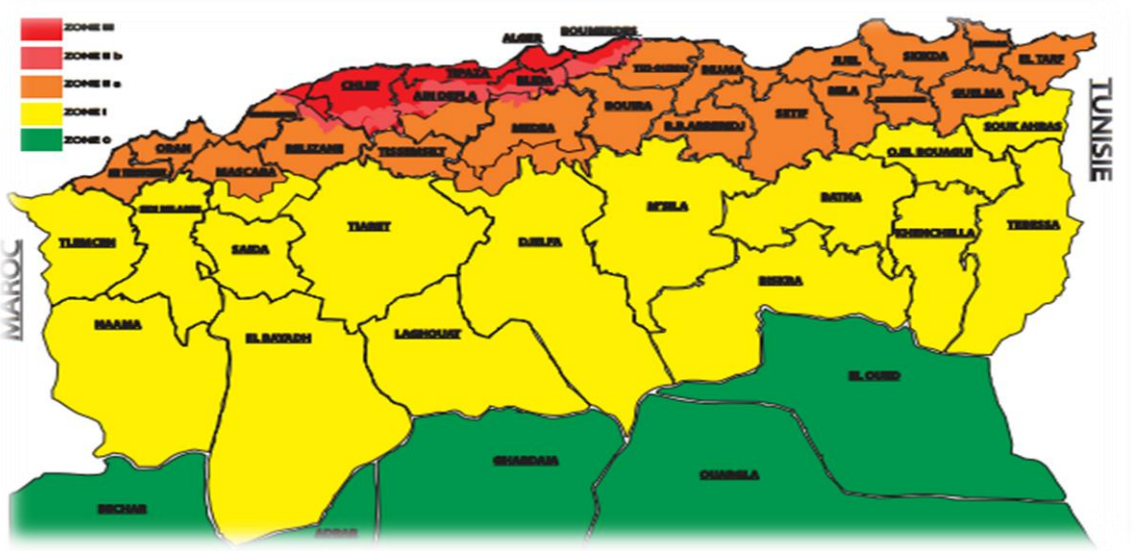


Figure II.6. Carte de zonage sismique du territoire National- RPOA2008

La région de Jijel Mila est située dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de la classe du pont, selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008).

II.3.2.4. Données climatiques

❖ **La température**

Les effets de température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. La température annuelle au Nord de Mila est caractérisée par un gradient thermique de 42°.

❖ **La neige**

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

❖ **Le vent**

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

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présentés les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, les données naturelles et fonctionnelles, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT



ENSTP 2019-2020

III.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre est consacré à la conception par la proposition de trois variantes, la conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles (qui sont l'ensemble des éléments de son environnement), et fonctionnelles imposées (qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement)

De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes ; le recueil de données fonctionnelles et naturelles, le choix d'une structure répondant aux exigences, et l'étude de détail de la solution retenue.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Les profils de la chaussée (en long, en plan, en travers).
- L'implantation possible des appuis.
- La nature du sol de fondation
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

III.2.1. Variante 1 :« Pont à poutres précontraintes type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes de type **VIPP** (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Le tablier se constitue de poutres longitudinales équidistantes solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la dalle et ensuite la chaussée.

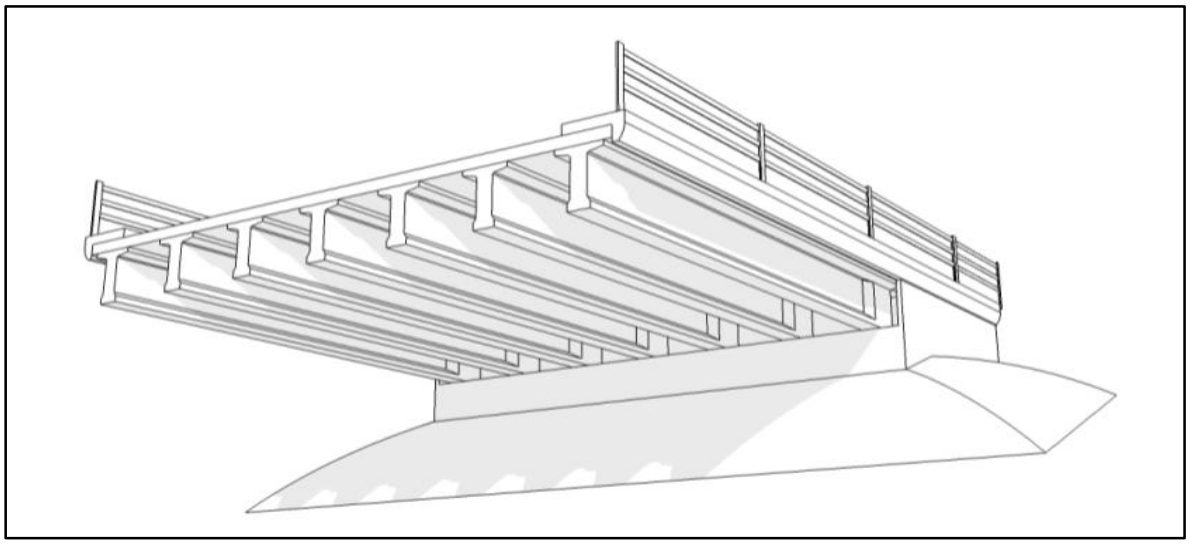


Figure III.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

III.2.1.1. Conception longitudinale

On proposera dans cette variante un pont à 8 travées équidistantes de 35m de longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de 280m. **La figure III.2** représente le profil long et le tracé en plan de la variante

III.2.1.2.Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [VIPP 1996]

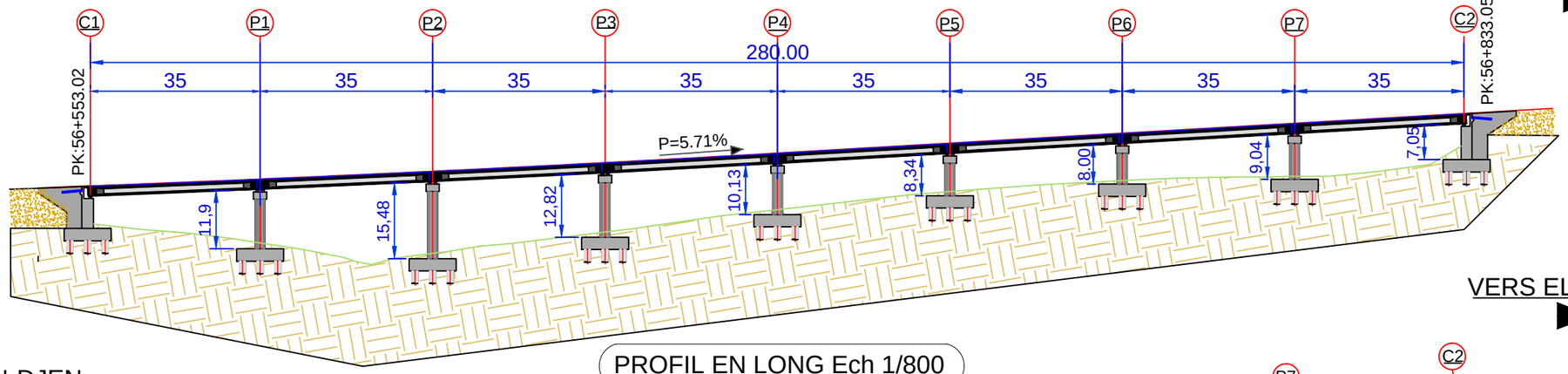
Tableau III.1. Pré-dimensionnement de la variante 1

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue (cm)
Hauteur de la poutre	L/22 < Hp< L/16	175
Epaisseur de la dalle	20 cm ≤ e ≤ 30 cm	25
Hauteur totale du tablier	Ht = Hp + e	200
Entraxe des poutres	140cm≤ λ≤ 200cm	168
Epaisseur du talon	10 cm ≤ Et ≤ 20 cm	20
Epaisseur de l'âme b0 à mi- travée	/	25
Epaisseur de l'âme b0 en zone intermédiaire	/	43
Epaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	60
Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	1175
Largeur de la table de compression	b≥0.6xHp	110
Nombre de poutres	N = La / λ + 1	8
Epaisseur de la table de compression	10 cm ≤ e_1 ≤ 15 cm	15
Largeur de talon	Lt = (lxL²) / (Ht^2/K) / N ; avec 1100 ≤ K≤ 1300	60 cm
Entretoise d'about	/	35 x 135 cm^2

PROFIL EN LONG Ech 1/800

VERS DJEN-DJEN

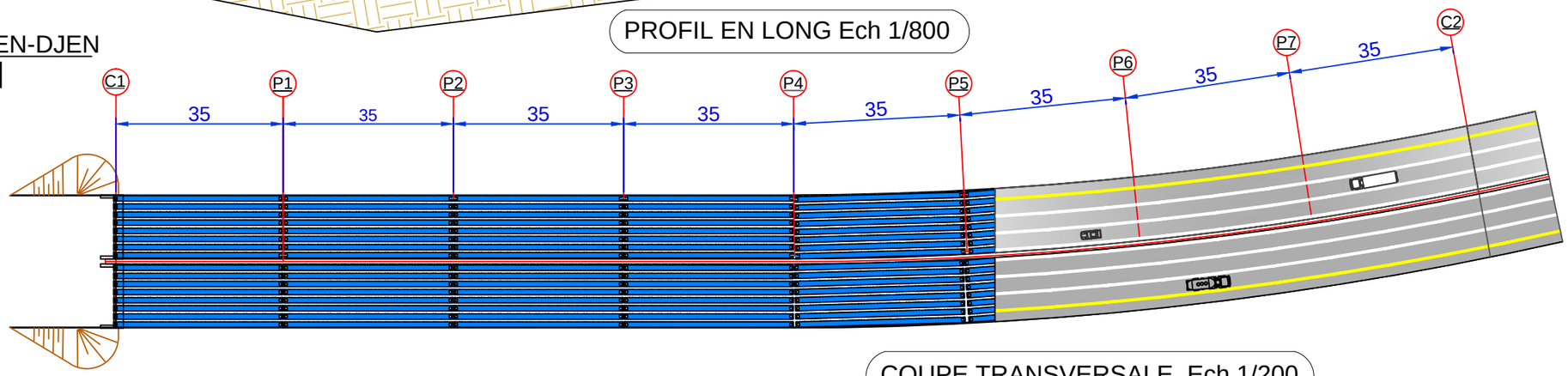
VERS EL EULMA



PROFIL EN LONG Ech 1/800

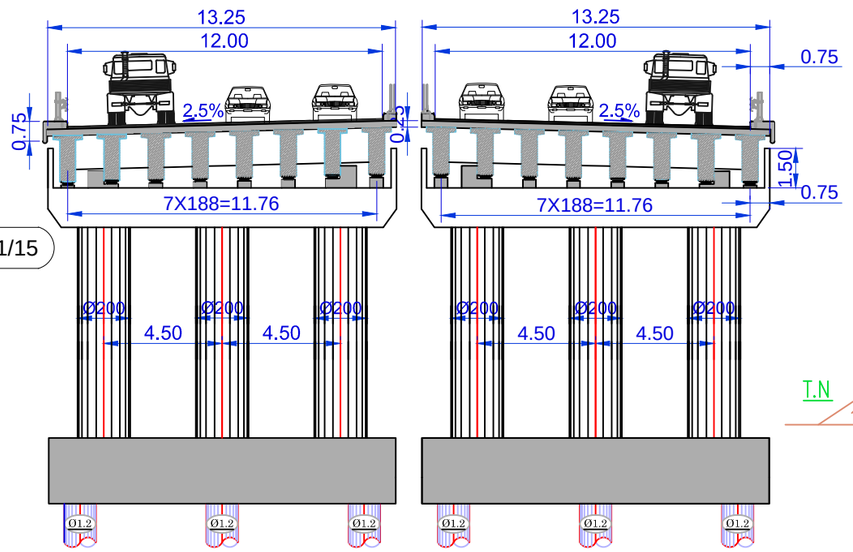
VERS EL EULMA

VERS DJEN-DJEN

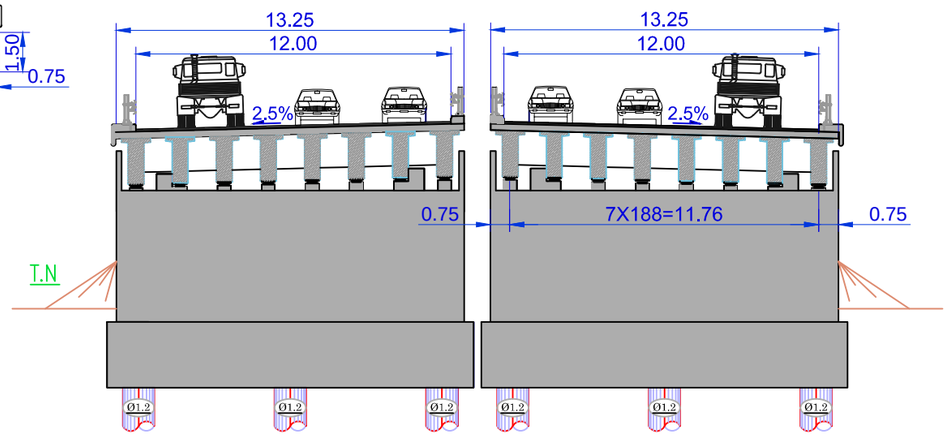


COUPE TRANSVERSALE Ech 1/200

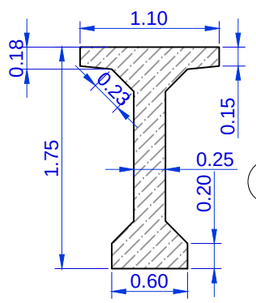
COUPE SUR PILE



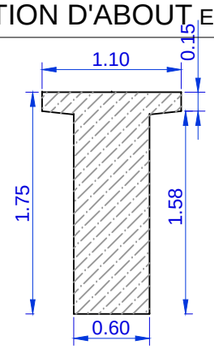
COUPE SUR CULEE



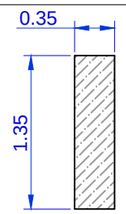
SECTION MEDIANE ECH 1/15



SECTION D'ABOUT ECH :1/15



Entretoise Ech : 1/15



III.2.2. Variante 2 : « Pont Mixte Bipoutre »

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

III.2.2.1. Conception longitudinale

Le pont que nous proposant comprend 6 travées à hauteur variable, quatre travées principales de 50 m de longueur et deux travées de rives de 40 m de longueur ce qui nous donne une longueur totale de 280 m.

III.2.2.2.Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier. La dalle repose alors principalement sur les poutres. La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placées vers la mi-hauteur des poutres et attachées sur les montants afin d'augmenter la stabilité de la structure métallique pendant la vie du pont.

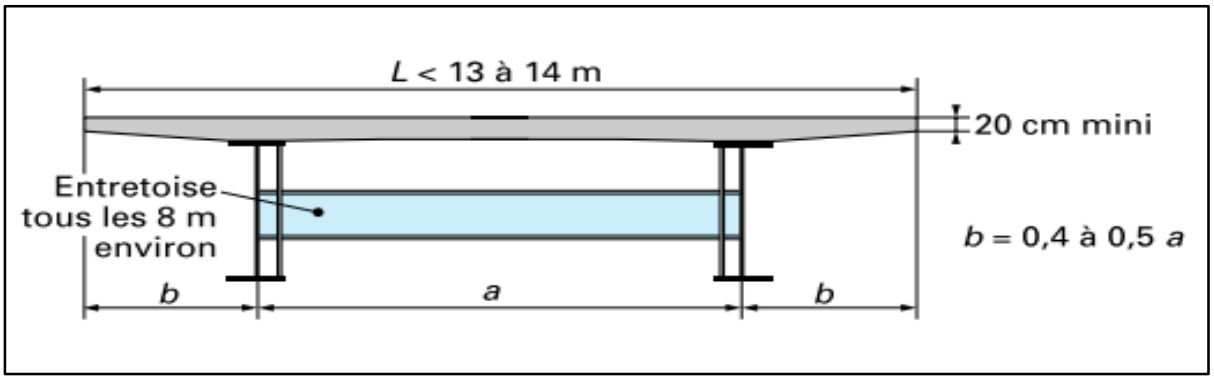


Figure III.2. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

1.5 m ≤ **a** ≤ 0.55 L ➔ On opte pour : **a = 6.5 m**, par conséquence **b = 3.375 m**.

❖ **Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau III.2 Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur sur pile	H = L/25	2 000
Hauteur à la clef	L/50 ≤ H' ≤ L/40	1 250
Loi de variation parabolique	$H(x) = H-2.(H-H').(\frac{x}{\ell})+ (H-H').(\frac{x}{\ell})^2$	

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue (mm)
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005 \times d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq ts \leq 150$	50
Largeur semelle inferieure sur pile	$500mm \leq bi \leq 12\ 00\ mm$	800
Largeur semelle supérieure sur pile	$400mm \leq bs \leq 1\ 000\ mm$	600
Largeur semelle inferieure à la clef	$500mm \leq bi \leq 12\ 00\ mm$	700
Largeur semelle supérieure à la clef	$400mm \leq bs \leq 1\ 000\ mm$	500
Epaisseur de la semelle inferieure	**20** $ti \leq 150$	60

❖ **Conception des entretoises**

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

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE400 avec un espacement de 5 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3. Pré-dimensionnement des pièces de pont.

Elément	Valeur en mm
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	250
Epaisseur de la semelle tf	20
Epaisseur de l'âme tw	20

❖ **Choix de la nuance d'acier**

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

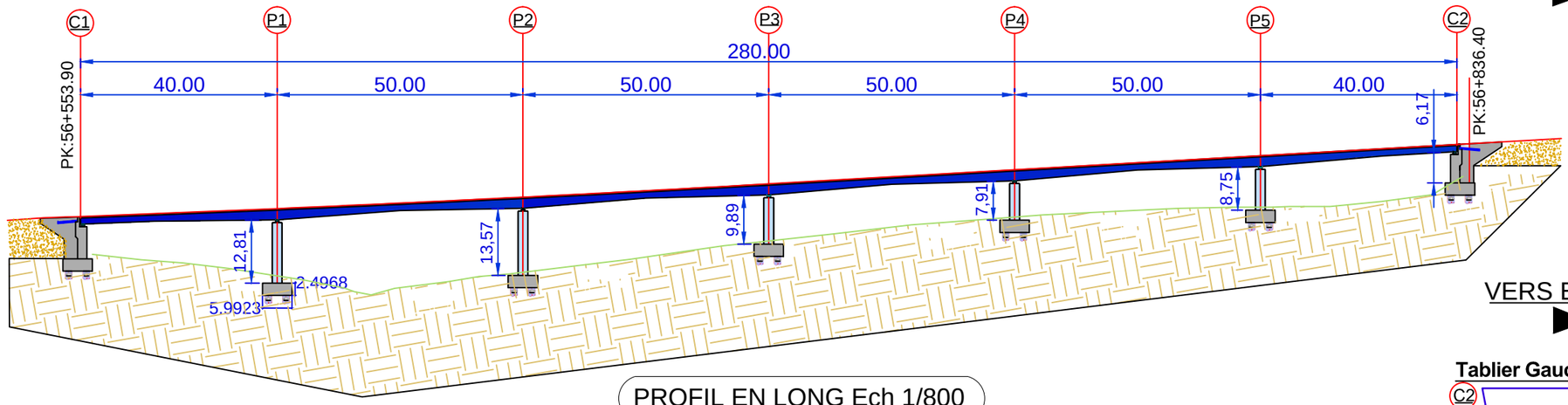
❖ **Connexion dalle-poutres**

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

VERS DJEN-DJEN

PROFIL EN LONG Ech 1/800

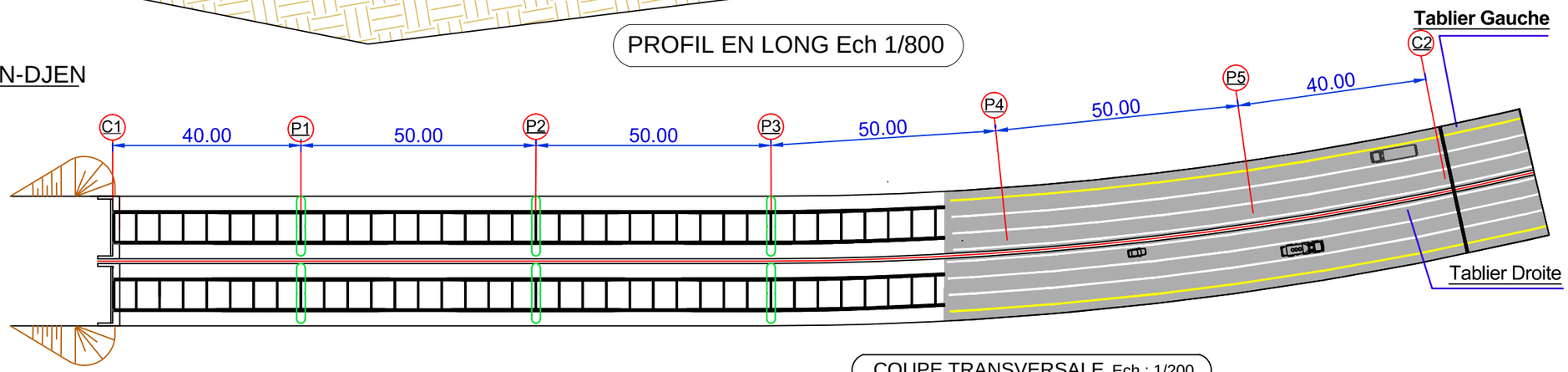
VERS EL EULMA



VERS EL EULMA

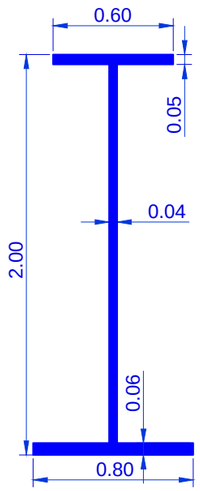
PROFIL EN LONG Ech 1/800

VERS DJEN-DJEN

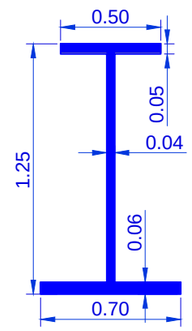


COUPE TRANSVERSALE Ech : 1/200

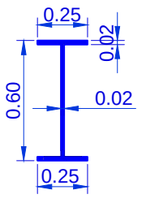
COUPE POUTRE SUR PILE Ech : 1/15



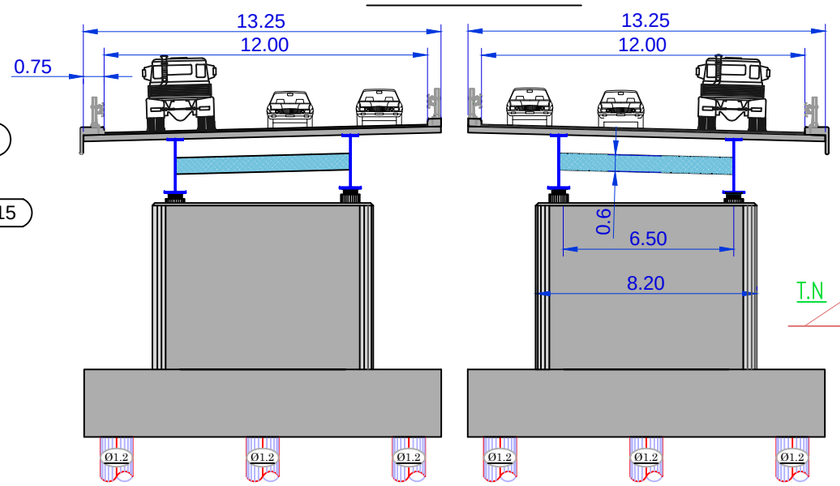
COUPE POUTRE A LA CLEF Ech : 1/15



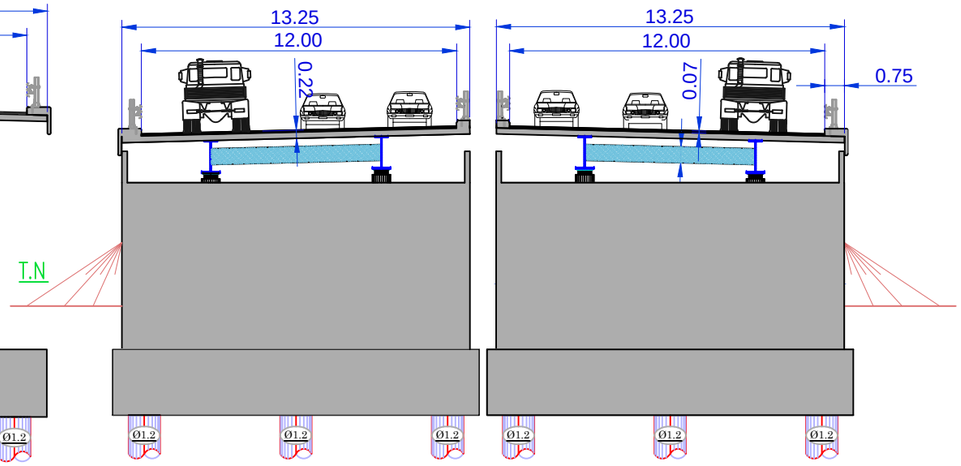
EntretoiseEch : 1/15



COUPE SUR PILE



COUPE SUR CULEE



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

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. La technique consiste à construire l'ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation. Cette technique permet d'atteindre des longueurs des portées important de l'ordre de 150 m. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante

Nota : Le record du monde de portée est de 300 m en Norvège

III.2.3.1.Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante préfabriqué composé de quatre travées principales de 55 m et 2 travées de rive de 32.5 m chacune qui nous donne une longueur totale de 285 m.

- **Découpage des voussoirs** Selon SETRA :
  - La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.5 m à 4 m, voire 5 m

On prend une longueur de voussoir égale à 2.35 m

- On suppose que la longueur du voussoir sur pile est de 6.8 m (coulé sur place)
- La longueur du voussoir sur clef est de 2.2 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 115**.

- 5 voussoirs sur pile ;
- 6 voussoirs de clavage ;
- 100 voussoirs courants ;
- 4 voussoirs sur culée ;

III.2.3.2. Conception transversale

- **Choix du type de voussoir**

Dans le cas d'un tablier de largeur inferieur 20 m la solution la plus économique est souvent le mono-caisson simple (voussoir à 2 âmes) avec 2 hourdis en dalle pleine.

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

Nous examinons dans ce paragraphe, en basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir.

La ***figure III.3*** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

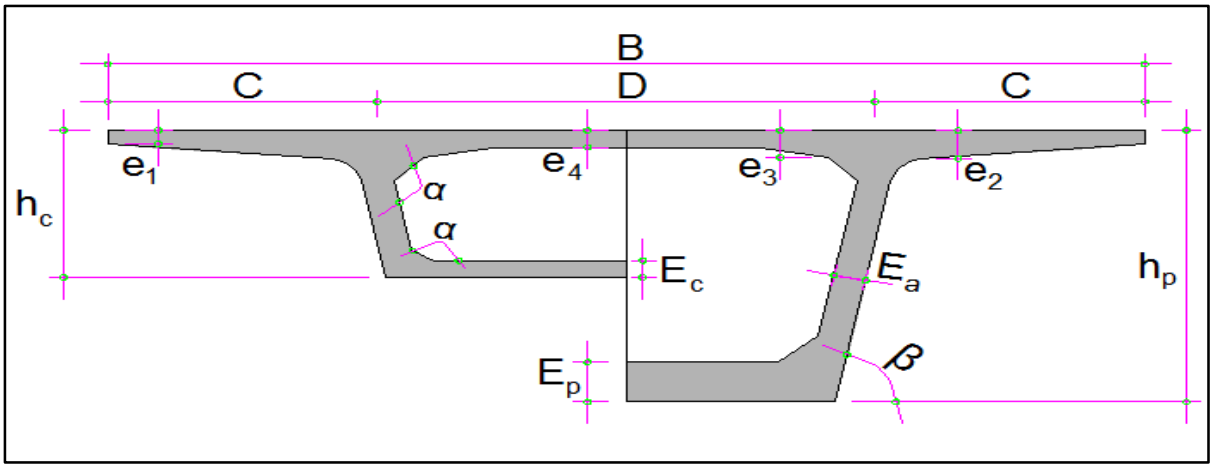


Figure III.3. Notations des dimensions.

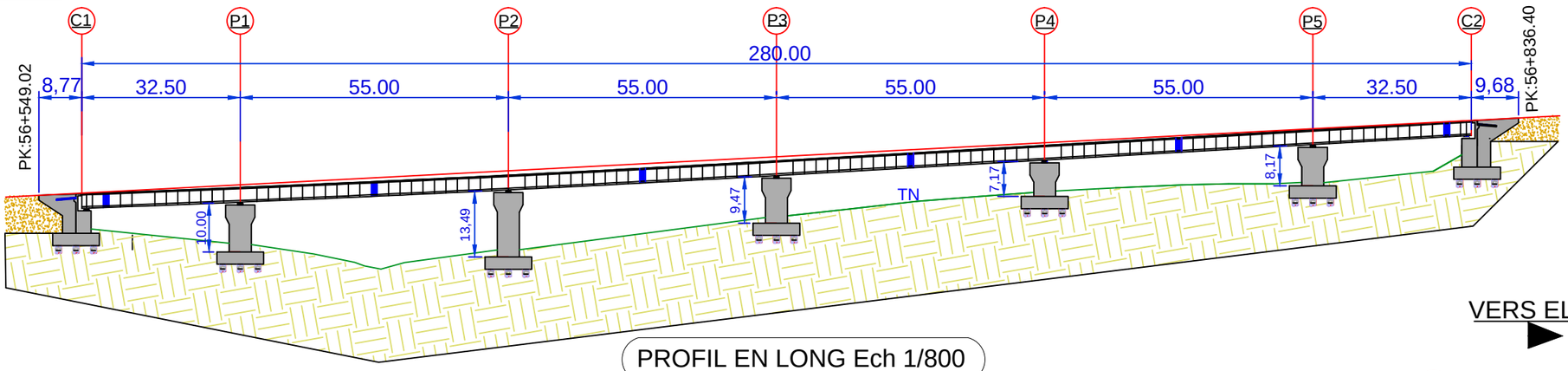
Tableau III.4. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	L/25 < Hp< L/20	3 m
Largeur de voussoir	B	13.25 m
C	B/4	3.3125 m
D	B-2C	6.625 m
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	0.25 m
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	0.41 m
e_3	$e_3 > e_2$ - 10 cm et $e_3 > 1{,}5\ e_4$	0.41 m
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	0.25 m
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
E_a	$e_a \geq 0{,}26 + L/500$	1.5m
$e_c = e_p$	$e_c \geq (18cm, 3\phi, e_a/3)$	0.35
Gossier supérieure	$30° < \alpha < 45°$	45°
Gossier inferieur	$30° < \alpha < 45°$	30°

PROFIL EN LONG Ech 1/800

VERS DJEN-DJEN

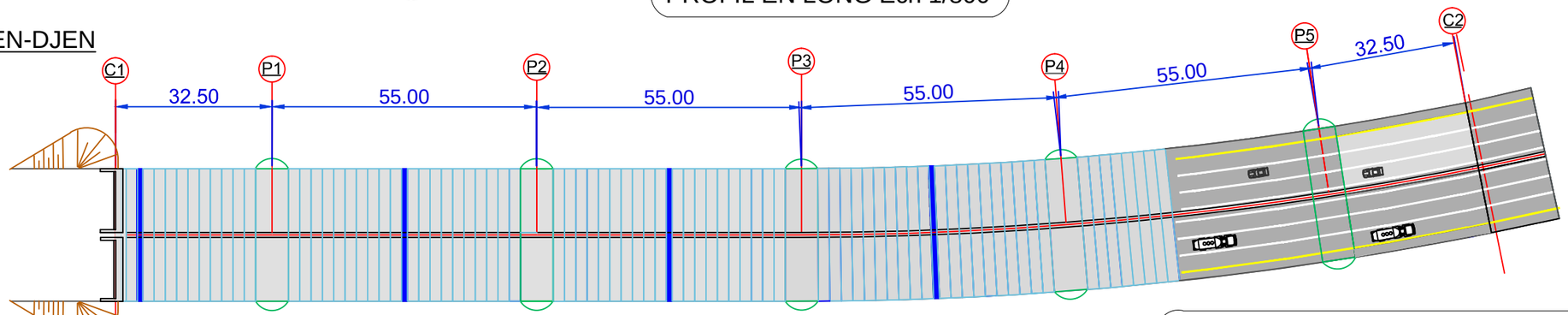
VERS EL EULMA



PROFIL EN LONG Ech 1/800

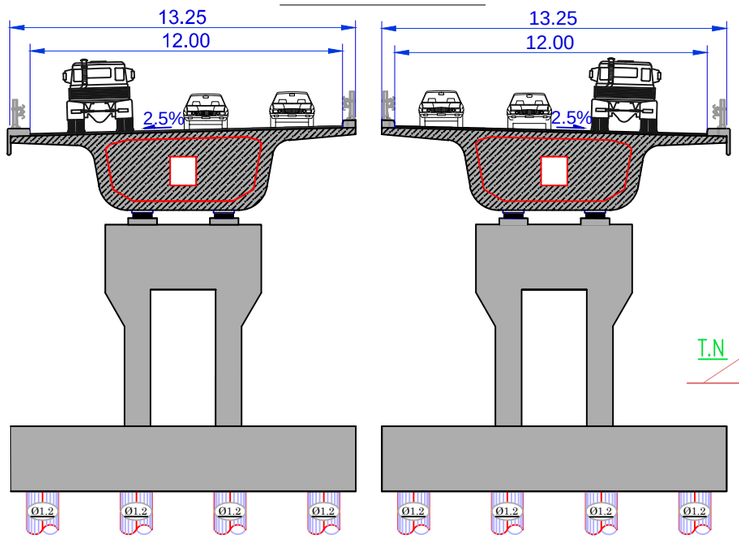
VERS EL EULMA

VERS DJEN-DJEN

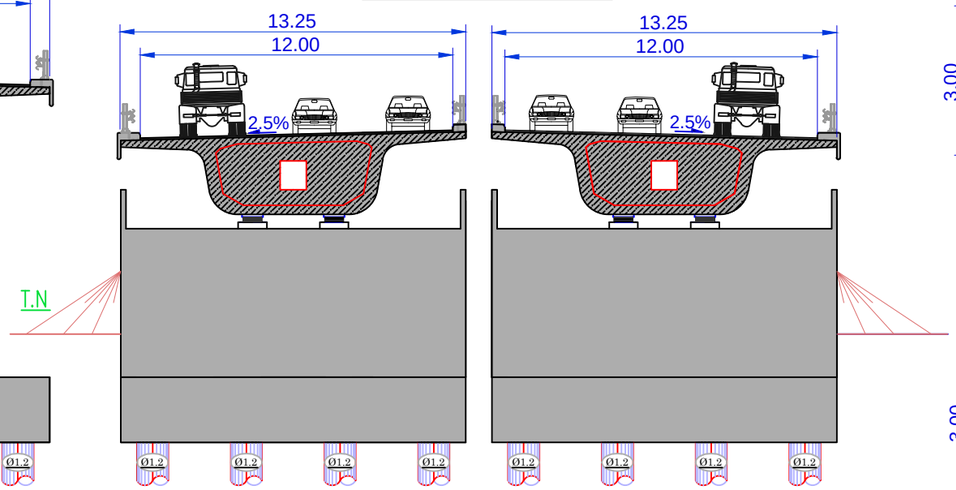


COUPE TRANSVERSALE Ech 1/200

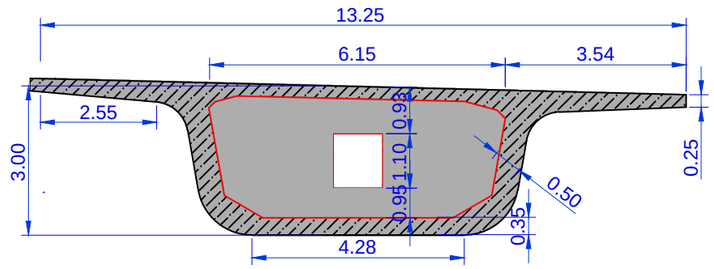
COUPE SUR PILE



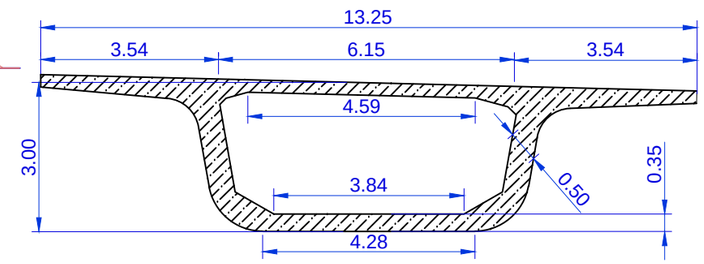
COUPE SUR CULEE



COUPE VOUSSOIR SUR PILE ET SUR CULEE ECH 1/100



COUPE VOUSSOIR COURANT ECH 1/100



III.3.ANALYSE DES VARIANTES

Tableau III.5. Analyse des variantes

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.	**1**-Un mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. **2**-le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements des appuis et aux effets du gradient thermique. **3**-L'absence à peu près complète de pathologie grave	**1**-Poids propre très important **2**-Ce type de tablier s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes. **3**-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.
Variante N°02 : Pont mixte bipoutre.	**1**-La possibilité de franchir des grandes portées. **2**-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3**-La rapidité d'exécution	**1**-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier **2**-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. **3**-Un cout très élevé. **4**-Entretien périodique
Variante N° 03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	**1**-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières large sà forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées. **2**-Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour. **3**-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **4**-Accepte des géométries très variées (hauteur, axe en plan, profil en long) et ayant une qualité esthétique incontestable.	**1**-Le poids est très important (tablier assez épais). **2**-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. 3-Le volume de calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages **3**-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

❖ **Devis estimatifs et quantitatifs des variantes :**

Les devis estimatifs et quantitatifs des variantes sont donnés dans le ***tableau III.6*** ci-après

Tableau III.6. Devis estimatif de chaque variante

Variante N° 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Pour la dalle				
Béton	m^3	927,50	22 000,00	20 405 000,00
Acier	t	204,05	130 000,00	26 526 500,00
Pour les poutres				
Béton	m^3	1727,49	30 000,00	51 824 700,00
Acier actif	t	83,20	450 000,00	37 440 000,00
Acier passif	t	207,30	130 000,00	26 949 000,00
Pour les chevêtres				
Béton	m^3	380,24	15 000,00	5 703 600,00
Acier	t	68,44	130 000,00	8 897 200,00
Pour les piles				
Béton	m^3	597,70	15 000,00	8 965 500,00
Acier	t	89,66	130 000,00	11 655 800,00
Pour les culées				
Béton	m^3	256,03	15 000,00	3 840 450,00
Acier	t	38,4	130 000,00	4 992 000,00
Pour les semelles				
Béton	m^3	2862,00	15 000,00	42 930 000,00
Acier	t	343,44	130 000,00	44 647 200,00
Pour les pieux				
Forage+béton+acier	m^3	1098,72	55 000,00	60 429 600,00
			Coût final	355 206 550,00

Variante N° 02 : Pont mixte bipoutre.				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Pour le tablier				
Béton	m^3	853,30	22 000,00	18 772 600,00
Acier PRS	t	602	400 000,00	240 800 000,00
Acier passif	t	187,73	130 000,00	24 404 900,00
Pour les voiles				
Béton	m^3	802,41	15 000,00	12 036 150,00
Acier passif	t	120,36	150 000,00	18 054 000,00
Pour les culées				
Béton	m^3	256,03	15 000,00	3 840 450,00
Acier	t	38,4	130 000,00	4 992 000,00
Pour les semelles				
Béton	m^3	1391,25	15 000,00	20 868 750,00
Acier	t	166,95	130 000,00	21 703 500,00
Pour les pieux				
Forage+béton+acier	m^3	569,76	55 000,00	31 336 800,00
			Coût final	391 817 150,00

Variante N°03 : pont voussoirs en béton précontraint à section constante.				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Pour les voussoirs				
Béton	m^3	2539,79	35 000,00	88 892 650,00
Acier actif	t	94,05	450 000,00	42 322 500,00
Acier passif	t	634,95	130 000,00	82 543 500,00
Pour les voiles				
Béton	m^3	474,3	15 000,00	7 114 500,00
Acier	t	71,14	130 000,00	9 248 200,00
Pour les culées				
Béton	m^3	256,03	15 000,00	3 840 450,00
Acier	t	38,4	130 000,00	4 992 000,00
Pour les semelles				
Béton	m^3	2226	15 000,00	33 390 000,00
Acier	t	267,12	130 000,00	34 725 600,00
Pour les pieux				
Forage+béton+acier	m^3	1139,4	55 000,00	62 667 000,00
			Coût final	369 736 400,00

III.4. JUSTIFICATION DU CHOIX DE LA VARIANTE :

L'analyse multicritères ci-dessus a pris en considération 4 critères principaux : l'économie, l'exécution, l'entretien et l'esthétique.

L'exécution :

1. **Pont à poutre multiples (précontraint par poste tension) :**
   La construction d'un pont à poutres ne demande pas des grands moyens sauf pour la Préfabrication des poutres dans des moules spéciales et parfois on a affaire a l'indisponibilité de ces dernier pour des portées importantes, sans oublié bien sur la complexité des moyens de transports pour ce genre de poutres.
2. **Pont mixte (bipoutre) :**
   Rapidité d'exécution de ce type
3. **Pont à voussoirs (hauteur constante) :**
   La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes mais avec rapidité dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.et aussi demande une main qualifiée et un matériel spécifique.

L'entretien :

1. **Pont mixte (bipoutre) :**
   -Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion
2. **Pont a voussoirs (hauteur constante) :**
   Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique. Mais dans le cas d'un choc on constate une difficulté de réhabilitation
3. **Pont à poutre multiples (précontraint par poste tension) :**
   L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf dans le cas de chocs des camions aux

poutres qui nécessitent parfois de la mise en place de la précontrainte extérieure ou le remplacement direct des poutres endommagées.

L'esthétique :

De point de vue d'esthétique, les ponts en voussoirs c'est mieux que les ponts mixte.et les ponts à poutres précontraintes.

L'économie :

Selon les devis estimatifs et quantitatifs des trois variantes (Tableau III.6), le pont mixte c'est le plus chère, et les deux autres variantes ont à peu près le même cout.

III.5. CONCLUSION

Après comparaison des trois variantes on a constaté que la solution (**Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.**) est plus adaptée que les autres sur le site vu les avantages cités précédemment.

CHAPITRE IV

CHARGES ET HYPOTHÈSES DE CALCUL



ENSTP 2019-2020

IV.1. INTRODUCTION

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

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

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

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Béton

Tableau IV.1.Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
$f_{c\,28}$ (MPa)	35	27
Ciment	CPA 42.5	CPA42.5
Dosage	450	350
$f_{t\,28}$ (MPa)	2.7	2.22

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28}$……..(IV.1)

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

IV.3.2. Armatures

IV.3.2.1. Armatures passives

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

-La limite d'élasticité : f_e**= 500 MPa**
-Modules de la déformation élastique : **Es= 200 GPa**

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,4 x 6,0 (m x m) pour la plupart.

IV.3.2.2. Armatures de précontraintes

L**es** armatures de précontraints sont constituées de torons **15T15 TBR** (très basse relaxation)

De classe 1860.

- Résistance ultime : f_{prg} **= 1 860 MPa**
- Limite élastique : f_{peg}**= 1 674 MPa**
- Module d'élasticité : **Ep= 190 000 MPa**
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ **= 140 mm²**
- Section d'un câble : **Ap = 2100 mm²**
- Diamètre du gain : **Φ = 100 mm**
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- Coefficient de recul d'encrage **g = 2 mm**

f_{peg}: limite élastique conventionnelle à 0,1%.
f_{prg}: contrainte de rupture garantie

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

❖ **Contraintes admissibles à la compression**

à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{cj}}{\theta.\gamma_b}\ \textbf{(MPa)} \quad \text{.....(IV.2)}$$

Avec :

$$\gamma b = \begin{cases} 1.5 & \text{En situation durable ou transitoires} \\ 1.15 & \text{En situations accidentelles} \end{cases} \quad \text{et} \quad \theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque } t > 24h \\ 0.9 & \text{lorsque } 1h < t < 24h \\ 0.85 & \text{lorsque } t < 1h \end{cases}$$

à L'ELS :

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}\ \textbf{(MPa)} \quad \text{.....(IV.3)}$$

Tableau IV.2.Contrainte admissible à la compression du béton

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	γ_b= 1,5	19.83	15.30
		γ_b= 1,15	25.86	19.95
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

❖ **Déformation longitudinale du béton**

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

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

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

III.3.3.2.Armatures

❖ **Contrainte limite de traction des aciers**

Tableau IV.3.Contrainte admissible de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$	γ_s =1,15 Durable ou transitoire	434.78
		γ_s = 1Accidentelle	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\{1/2 \times fe ; 110\sqrt{n \times ftj}\}$		250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\{0.4 \times fe ; 88\sqrt{n \times ftj}\}$		250

Avec : n = 1 Treillis soudés et ronds lisses.
n = 1,6 Aciers à haute adhérence

❖ **Classe de justification de la précontrainte**

Classe II (la plus courante)

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

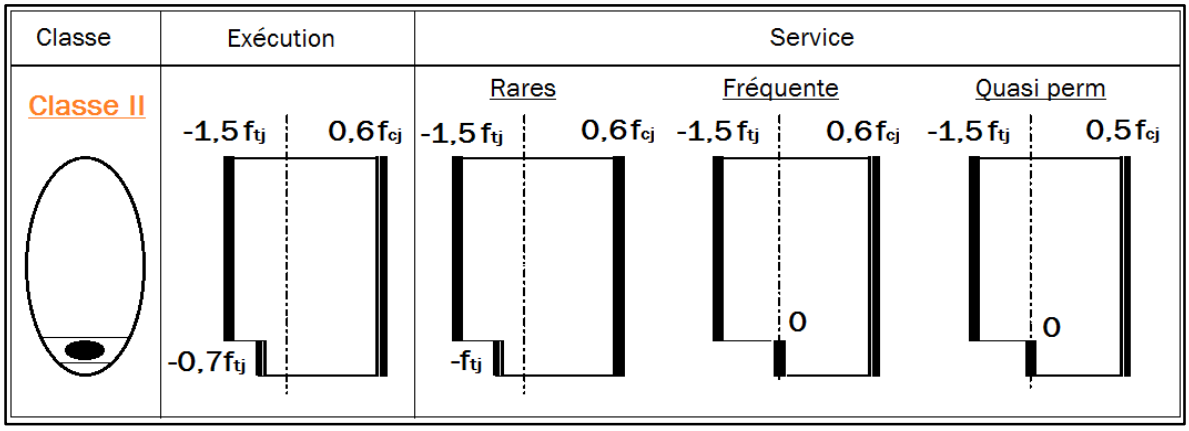


Figure IV.1. Limitation des contraintes des sections en B.P

IV.4. EVATUATION DES ACTIONS

IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1.Actions permanentes

- **Poids des voussoirs Pv :**

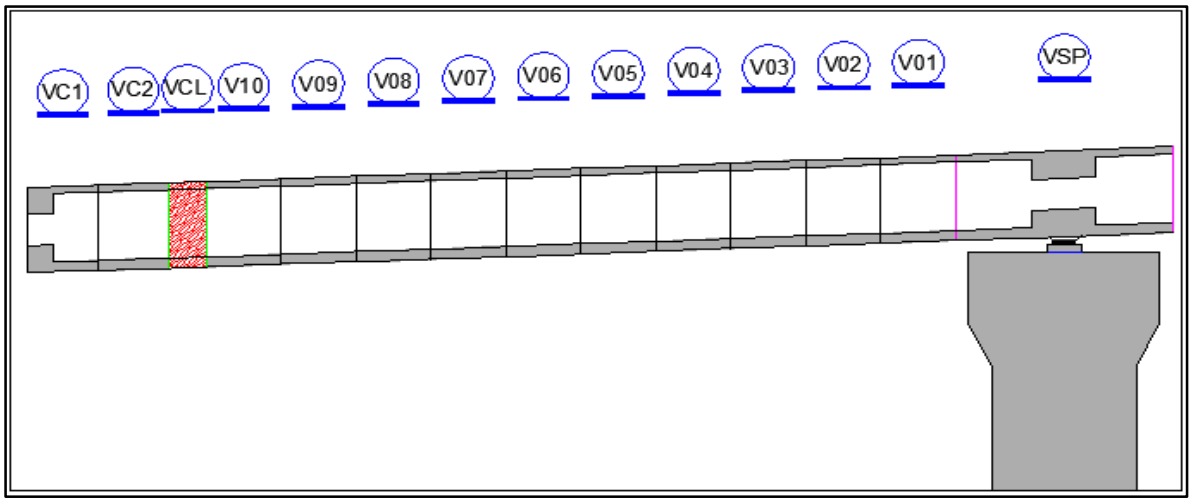


Figure IV.2. Numération des voussoirs.

Tableau IV.4.Estimation du poids total des voussoirs

Poids des voussoirs			
N° Voussoirs	L voussoirs (m)	Sections (m^2)	poids (KN)
1/2 VSP	0,5	20,81	260,13
	2,9	8,78	636,55
V01	2,35	8,78	515,83
V02	2,35	8,78	515,83
V03	2,35	8,78	515,83
V04	2,35	8,78	515,83
V05	2,35	8,78	515,83
V06	2,35	8,78	515,83
V07	2,35	8,78	515,83
V08	2,35	8,78	515,83
V09	2,35	8,78	515,83
V10	2,35	8,78	515,83
VSC	1,2	8,78	263,40
VC02	2,2	8,78	482,90
VC01	0,8	20,81	416,20
	1,4	8,78	307,30

- **Poids total d'un fléau : 12109.85 KN**
- **Poids total de l'ouvrage : 64542.45 KN**

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

Eléments	Densité (KN/m^3)	surface (m^2)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Trottoir	25	0,35	8,75	2493,75
Glissière de Sécurité	/	/	2 x 0.6	342
Revêtement en BB	24	0,96	23,04	6566,40
corniches	25	0,13	3,25	926,25
Poids CCP	/	/	**36,24**	**10328,40**

Poids total du tablier = $G_{PC}+G_{CCP}$ = 64542.45 + 10328.40 = 74870.85 KN

IV.4.1.2. Action thermique :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le ***tableau 3.2 -RCPR***
-En phase de construction : ΔT ($\Delta\Theta$) = ± 12°C.
-En service : ΔT ($\Delta\Theta$) = ± 7°C.
La température annuelle au Nord de Mila est caractérisée par un gradient thermique de 42°.

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Système de charge à considérer :

D'après **le fascicule 61 titre II**, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes:

- Système de charge routière type **A(l)**.
- Système de charge routière type **B (B_c, B_t, B_r)**.
- Système de charge militaire **Mc120**.
- Convoi exceptionnel **D240**.

IV.4.2.2. Caractéristiques du pont :

➢ **Largeur roulable :**

Est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.
Pour notre pont : **L_r=12m**

➢ **Largeur chargeable :**

Elle déduit de la largeur roulable, en enlevant de la largeur roulable 0.5 m pour chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière).
Pour notre pont : **L_c= L_r-2x0.5=11m**

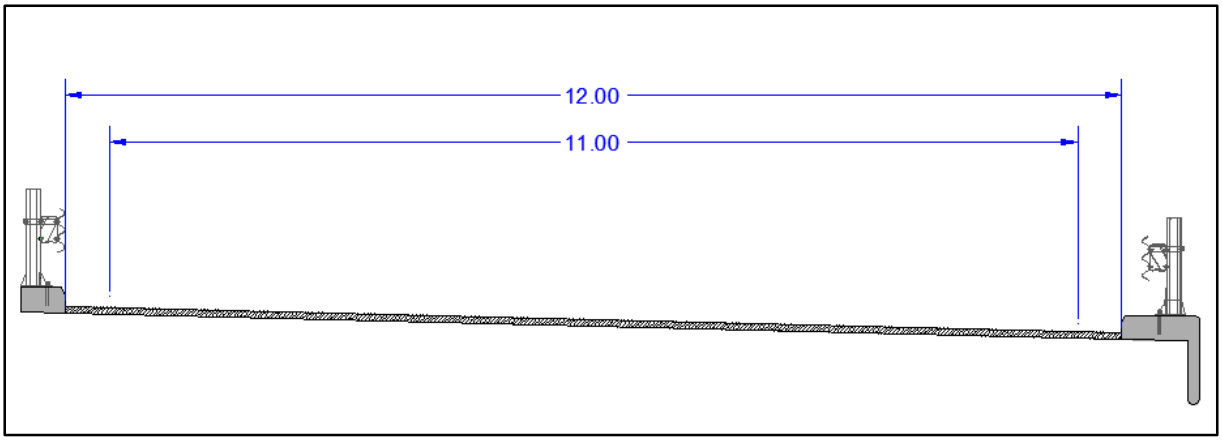


Figure IV.3. Largeur roulable et largeur chargeable

- **Nombre des voies de circulation**

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

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

- **Largeur d'une voie** $L_v = L_c/N_v$ ➔ L_v=**3.66m**

Tableau IV.6. Caractéristiques du pont.

Largeur roulable	12m
Largeur chargeable	11m
Nombre des voies	3 voies
Largeur d'une voie	3.66m

- **Classe du pont :**

Tableau IV.7. Les classes des ponts routes.

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

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

- **Les cas de chargement :**

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure

Figure IV.4.

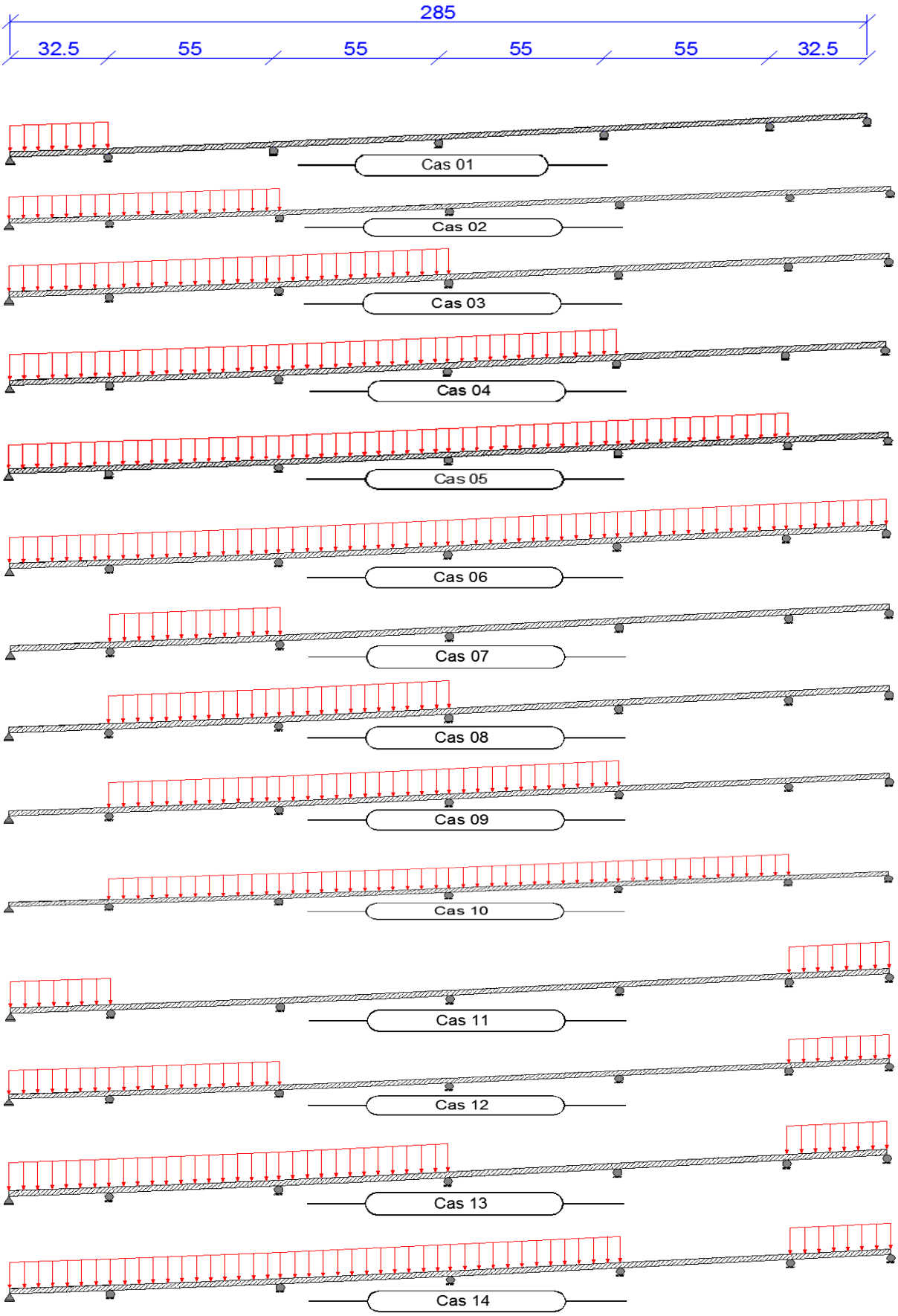


Figure IV.4. Les 14 cas de charge possibles.

IV.4.2.3. Système de charge A(l)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargé.

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \qquad A_1 = \max\begin{cases} a1A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases} \quad (KN/m^2) \quad \text{.....(IV.4)}$$

Avec

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

- En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients a_1 du **tableau 4.1 RCPR**

Tableau IV.8. Coefficient a1.

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

La charge A_2 est obtenue par multiplication de A_1 par un coefficient **a2 = v0/v,** v étant la largeur d'une voie et, v0= 3.50 m.

Les résultats sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Valeurs de A(l) pour les cas de charges possibles.

Cas de charges	L (m)	A(l) (KN/m^2)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	32,5	10,39	36.36	72.73	98.18
Cas 02	87,5	5,92	20.71	41.43	55.93
Cas 03	142,5	4,63	16.21	32.41	43.75
Cas 04	197,5	4,02	14.06	28.13	37.97
Cas 05	252,5	3,66	12.81	25.63	34.60
Cas 06	285	3,51	12.29	24.58	33.19
Cas 07	55	7,67	26.86	53.71	72.51
Cas 08	110	5,25	18.38	36.76	49.62
Cas 09	165	4,33	15.17	30.34	40.96
Cas 10	220	3,85	13.48	26.96	36.40
Cas 11	65	6,98	24.41	48.83	65.92
Cas 12	120	5,03	17.60	35.19	47.51
Cas 13	175	4,23	14.79	29.58	39.93
Cas 14	230	3,79	13.26	26.51	35.79

IV.4.2.4. Système de charge B

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

- Le système $\mathbf{B_c}$ qui se compose de camions types (300 KN) ;
- Le système $\mathbf{B_t}$ se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems (320 KN) » ;
- Le système $\mathbf{B_r}$ se compose d'une roue isolée de (100 KN) ;

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

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

a) Disposition dans le sens transversal :

Le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

b) Disposition dans le sens longitudinal :

La disposition est donnée par la **Figure IV.4.**

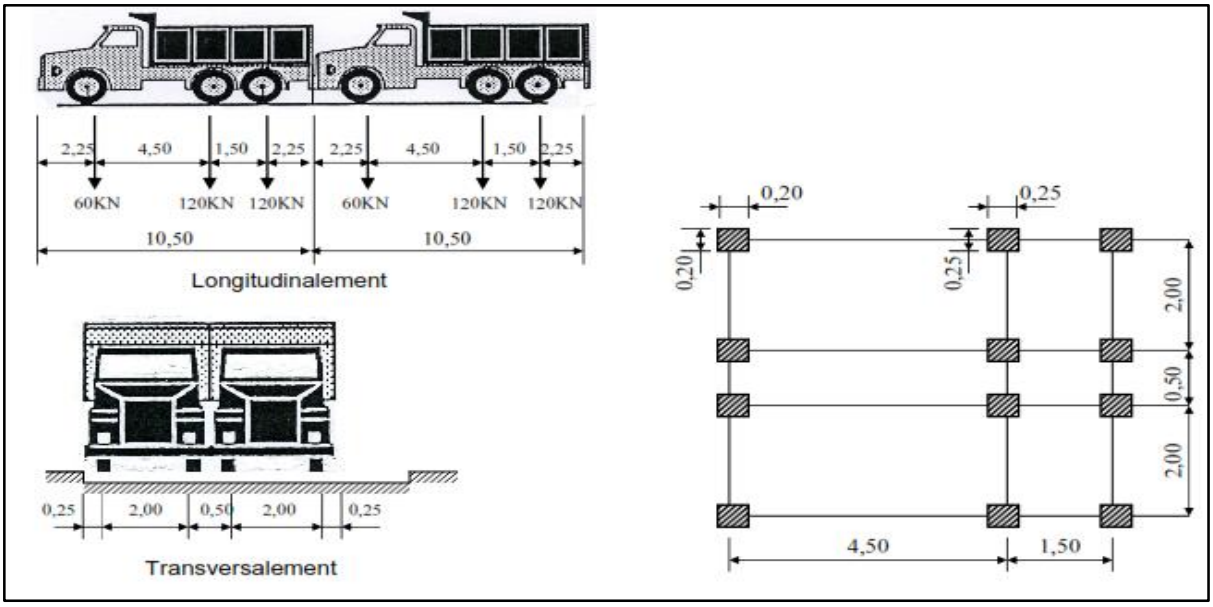


Figure IV.5. Système de chargement Bc.

En fonction de la classe du pont, la valeur de la charge du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_c}$ qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Les valeurs de bc.

	Nombre de files considérées				
Classe du pont	1	2	3	4	>5
1ère	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2ème	1	1	-	-	-
3ème	1	0,8	-	-	-

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

Un tandem du système $\mathbf{B_t}$ comporte deux essieux, ce système est applicable seulement pour les ponts du 1ère et 2ème classe.

La disposition est donnée par la **Figure IV.5.**

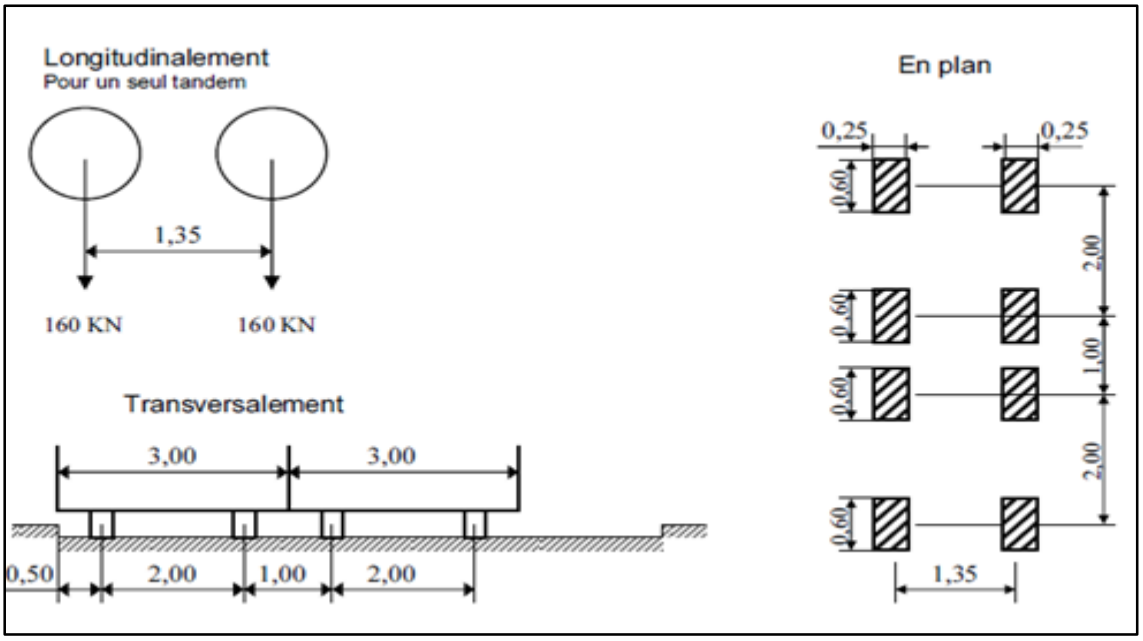


Figure IV.6. Système de chargement Bt.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système $\mathbf{B_t}$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_t}$, qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Les valeurs de b_t.

Classe de pont	b_t
1ère classe	1,2
2ème classe	1

- **Système de charges Bt / Article 4.5.2 RCPR :**

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être place n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.
La disposition est donnée par la **Figure IV.6.**

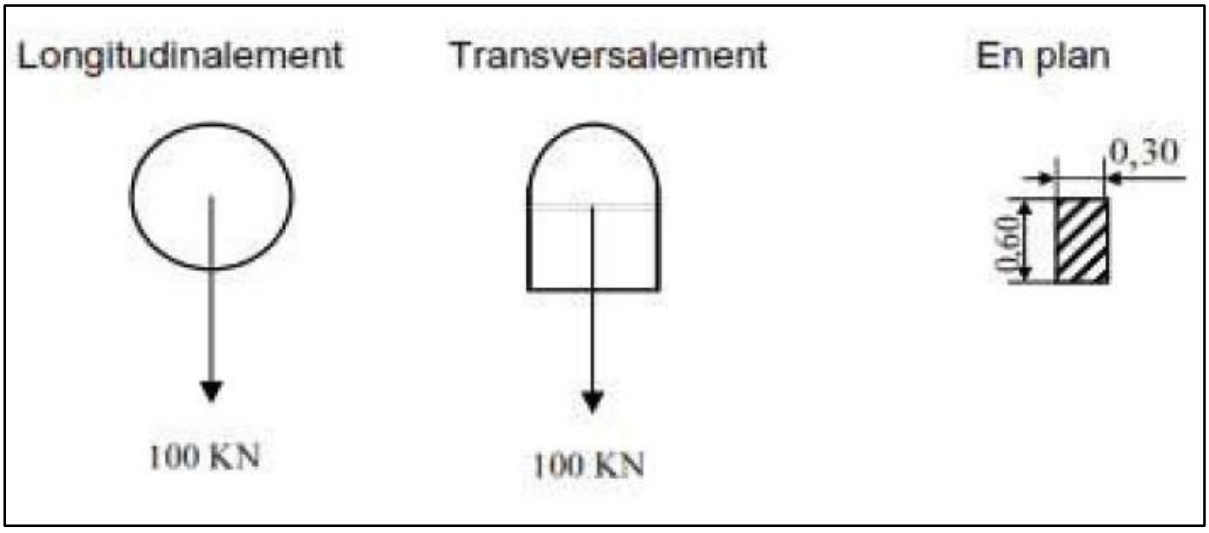


Figure IV.7. Système de chargement Br.

IV.4.2.5.Coefficient de majoration dynamique :

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

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1+4x\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2xL} \quad \text{.....(IV.5)}$$

Avec :

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

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

Tableau IV.12. Les valeurs de δ.

Système de charge B	δ
B_c	1.086
B_t	1.068
B_r	1.055

IV.4.2.6. Efforts de freinage :

- **Système de charge B_c :**

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

- **Système de charge A :** (détail de calcul voir **Annexe C**).

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donne par le RCPR :

$$F = \frac{A.S}{20+0.0035.S} \ \textbf{(KN)} \quad \text{.....(IV.6)}$$

Avec

S: surface chargée en (m^2) donc : $\mathbf{F_{max\text{-}3voies}}$ **= 344.89 KN.**

III.4.2.7. Charges militaires : Mc 120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les convois militaires de classe Mc120, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les surcharges A et B. Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Le système **Mc120** est multiplié par le coefficient **δ,** qui est égal **1.074.**

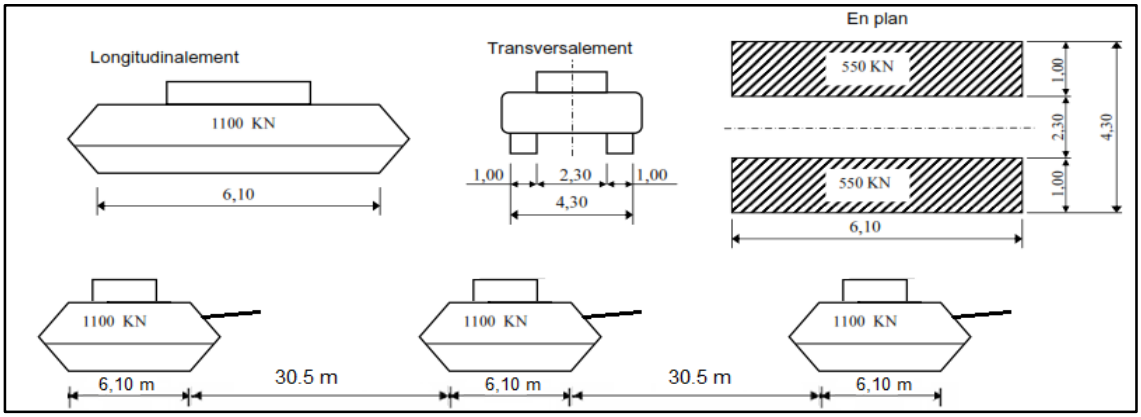


Figure IV.8. Système de chargement Mc120.

IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont. Ce convoie comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égal à : **Q= 12,9 t/ml.**

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

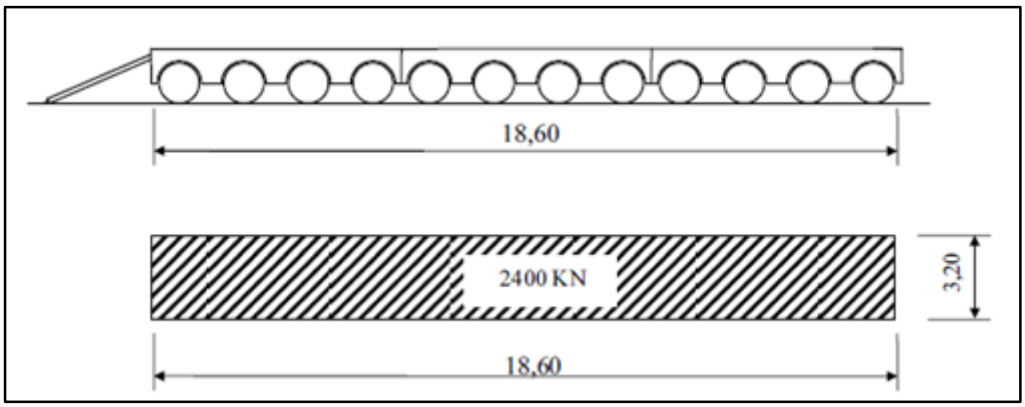


Figure IV.9. Convoi exceptionnel D240.

Remarque :

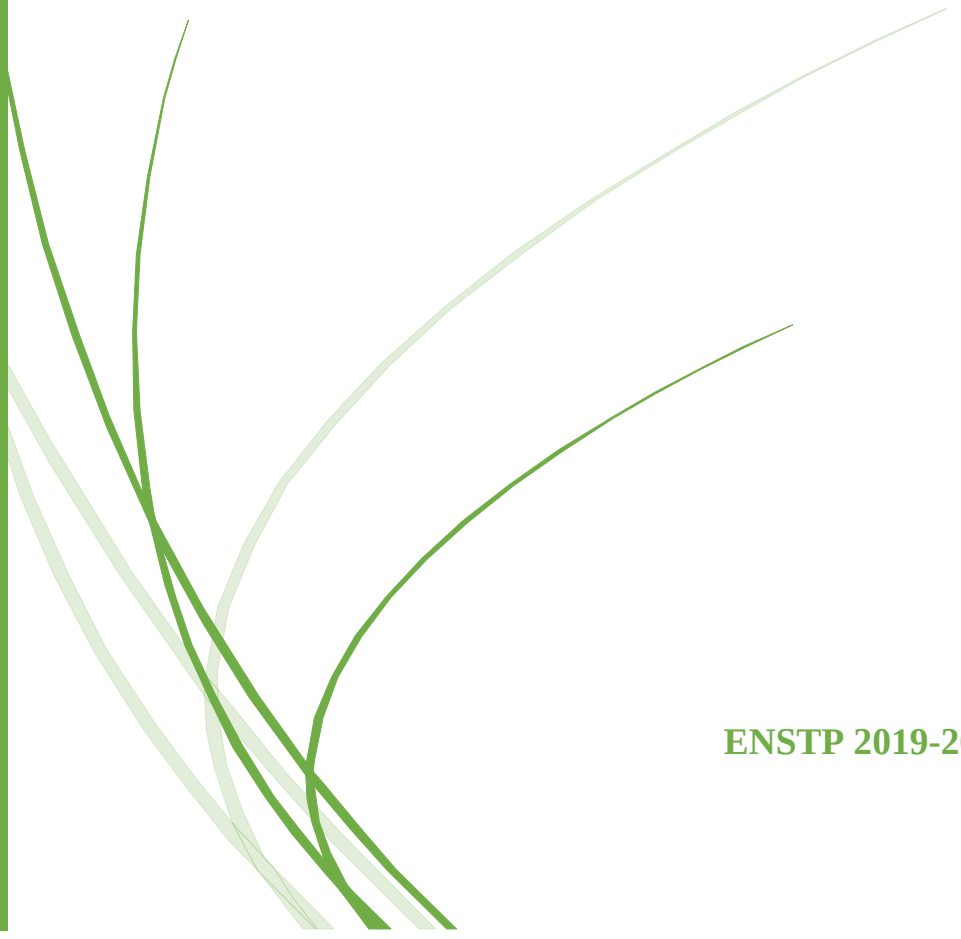
La surcharge de ces convois n'est pas majorée par le coefficient de majoration dynamique **(δ)** de raison de ces derniers qui circulent avec une vitesse très petite.

IV.5. CONCLUSION

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

CHAPITRE V

ETUDE LONGITUDINALE



ENSTP 2019-2020

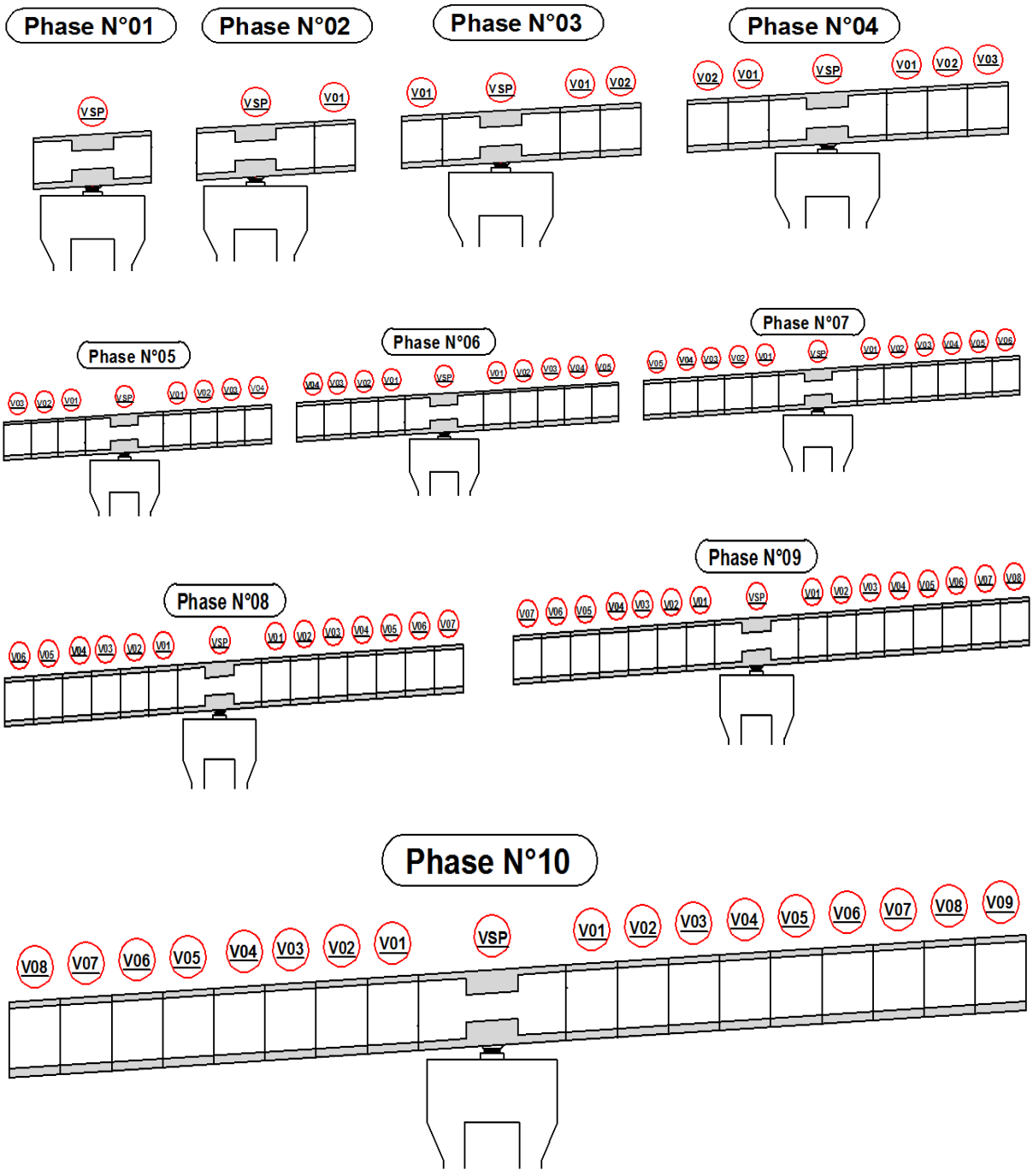
V.1.INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles.

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés en phase de construction puis en phase de service. Dans ce chapitre, nous allons procéder aux calculs de ces deux phases.

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

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



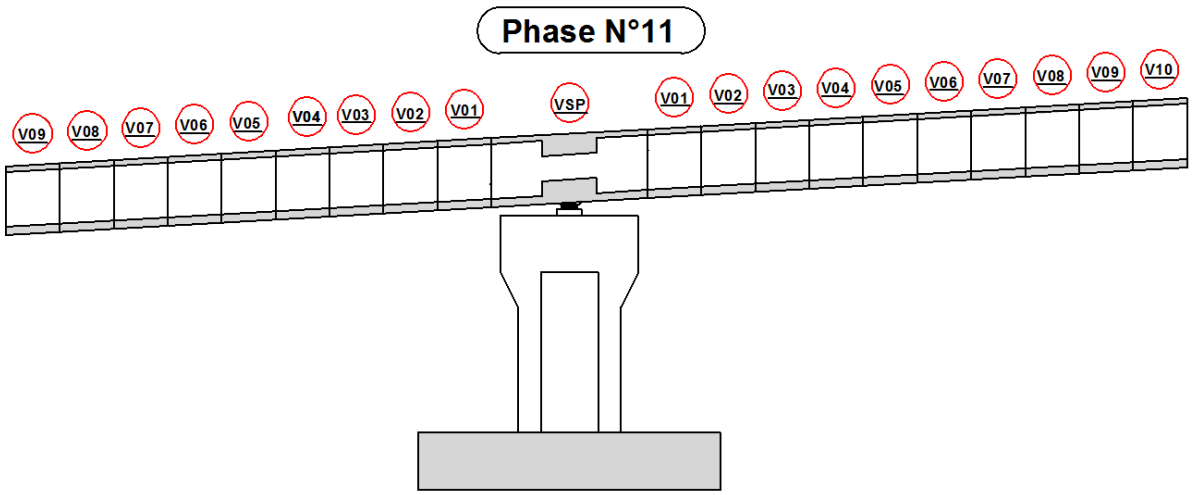


Figure V.1. Cheminement de la réalisation d'un fléau

V.2.2. Charges à prendre en compte

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

V.2.2.1. Poids propre du fléau

Tableau V.1 Evaluation du poids propre de chaque phase

Poids d'un demi-fléau		
Phase	**N° des Vs**	**Poids (kN)**
Phase 02	1	1 412,50
Phase 03	2	1 928,33
Phase 04	3	2 444,15
Phase 05	4	2 959,98
Phase 06	5	3 475,80
Phase 07	6	3 991,63
Phase 08	7	4 507,45
Phase 09	8	5 023,28
Phase 10	9	5 539,10
Phase 11	10	6 054,93

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

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

V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :
Une charge répartie de **200N/m2** sur un demi- fléau pour les ouvrages de portée <120 m :

$$Q_{PRA1} = 2{,}650 \text{ KN/ml}.$$

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

Q_{PRA2} = 116,25 KN.

V.2.2.3. Actions accidentelles

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

F_A = - 515.83 KN.

V.2.3. Combinaisons d'action

Selon le document **SETRA** (pont construit par encorbellement successif), on a deux types de combinaisons à considérer, combinaison fondamentale (type A) et combinaison accidentelle (type B) .

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

Combinaison A1 :1,1 (G max + G min) + 1,25(Qpra1 + Qpra2)

Combinaison A2 : 0.9 (G max + G min) + 1,25 (Qpra1 + Qpra2)

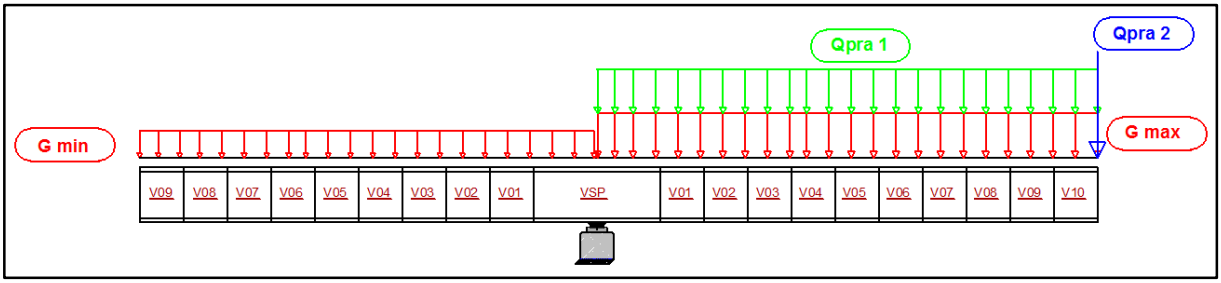


Figure V.2. Situation temporaire de construction à considérer

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

Combinaison Bl : 1,1 (G max + G min) + (Qpral + Qpra2) + FA

Combinaison B2 : 0.9 (G max + G min) + (Qpral + Qpra2) + FA

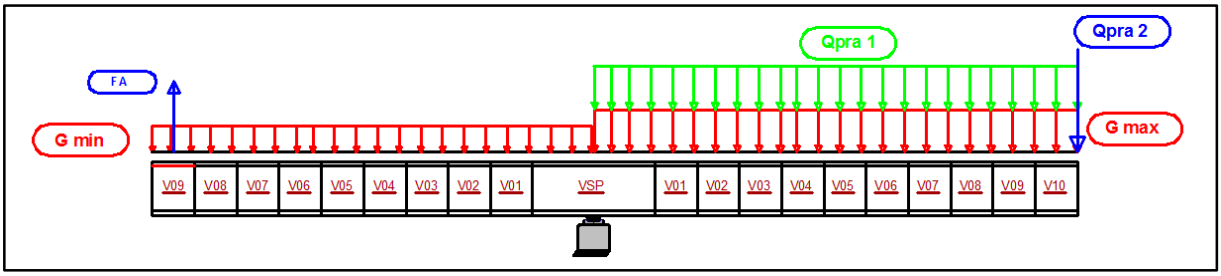


Figure V.3. Situation accidentelle à considérer

V.2.4. Evaluation des efforts

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

Les résultats sont résumés dans les **Tableaux V.2 et V. 3**

➢ **Situation temporaire**.

Tableau V.2 Evaluation des efforts en situation temporaire

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Axe VSP	92 750.17	6 750.64	76 814.95	5 565.86
Fin VSP	71 217.30	5 915.76	59 055.94	4 880.73
2	57 993.29	5 338.71	48 142.44	4 407.19
3	46 125.35	4 761.66	38 341.96	3 933.64
4	35 613.47	4 184.62	29 654.31	3 460.10
5	26 457.65	3 607.57	22 059.49	2 986.56
6	18 657.89	3 030.52	15 617.50	2 513.01
7	12 214.19	2 453.48	10 268.34	2 039.47
8	7 126.55	1 876.43	6 032.01	1 565.92
9	3 394.97	1 299.38	2 908.51	1 092.38
10	1 019.46	722.33	897.84	618.83
11	0.00	145.29	0	145.29

➢ **Situation accidentelle**

Tableau V.3 Evaluation des efforts en situation accidentelle

Phase	Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Axe VSP	91 728.87	6 703.76	75 793.68	5 518.99
Fin VSP	70 351.55	5 871.14	58 189.99	4 836.11
2	57 230.58	5 295.65	47 379.72	4 364.12
3	45 462.01	4 720.15	37 678.62	3 892.13
4	35 045.85	4 144.66	29 086.69	3 420.15
5	25 982.09	3 569.17	21 603.93	2 948.16
6	18 270.74	2 993.68	15 230.35	2 476.17
7	11 911.78	2 418.19	9 965.93	2 004.18
8	6 905.23	1 842.70	5 810.69	1 532.19
9	3 251.09	1 267.21	2 764.62	1 060.21
10	949.34	691.72	827.73	588.22
11	0.00	116.23	0.00	116.23

V.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

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

V.2.5.1. Calcul du nombre de câbles

Pour calculer le nombre de câbles en situation de construction, on utilise les sollicitations **M** et **N** résultantes des combinaisons du type **A** et **B**. On note **e** la distance entre axes des deux files de cales d'appuis provisoires **Figure V.4**

Nous calculons tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : **M/N**.

- Dans le cas où **M/N < e/2**, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, au minimum de deux paires de câbles.
- Dans le cas où **M/N > e/2**, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau.
  Pour calculer le nombre de câbles à disposer, nous utilisons la formule suivante :

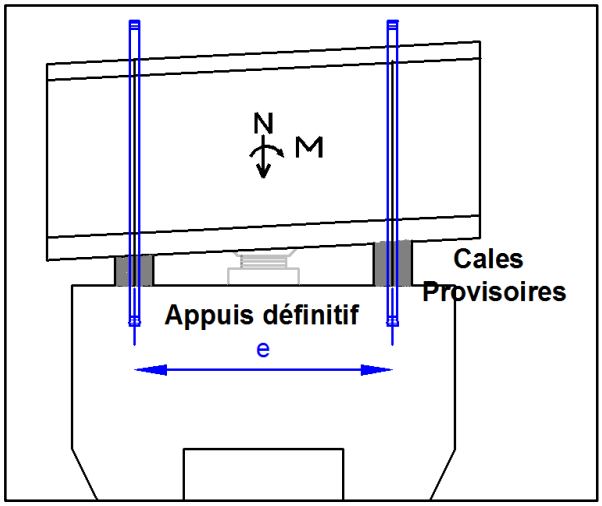


Figure V.4 Stabilité du fléau avec clouage

$$n = \frac{\frac{\Delta M}{e} - \frac{\Delta N}{2}}{(1-\rho) \times F_{P0}} \quad \ldots\ldots\ldots\

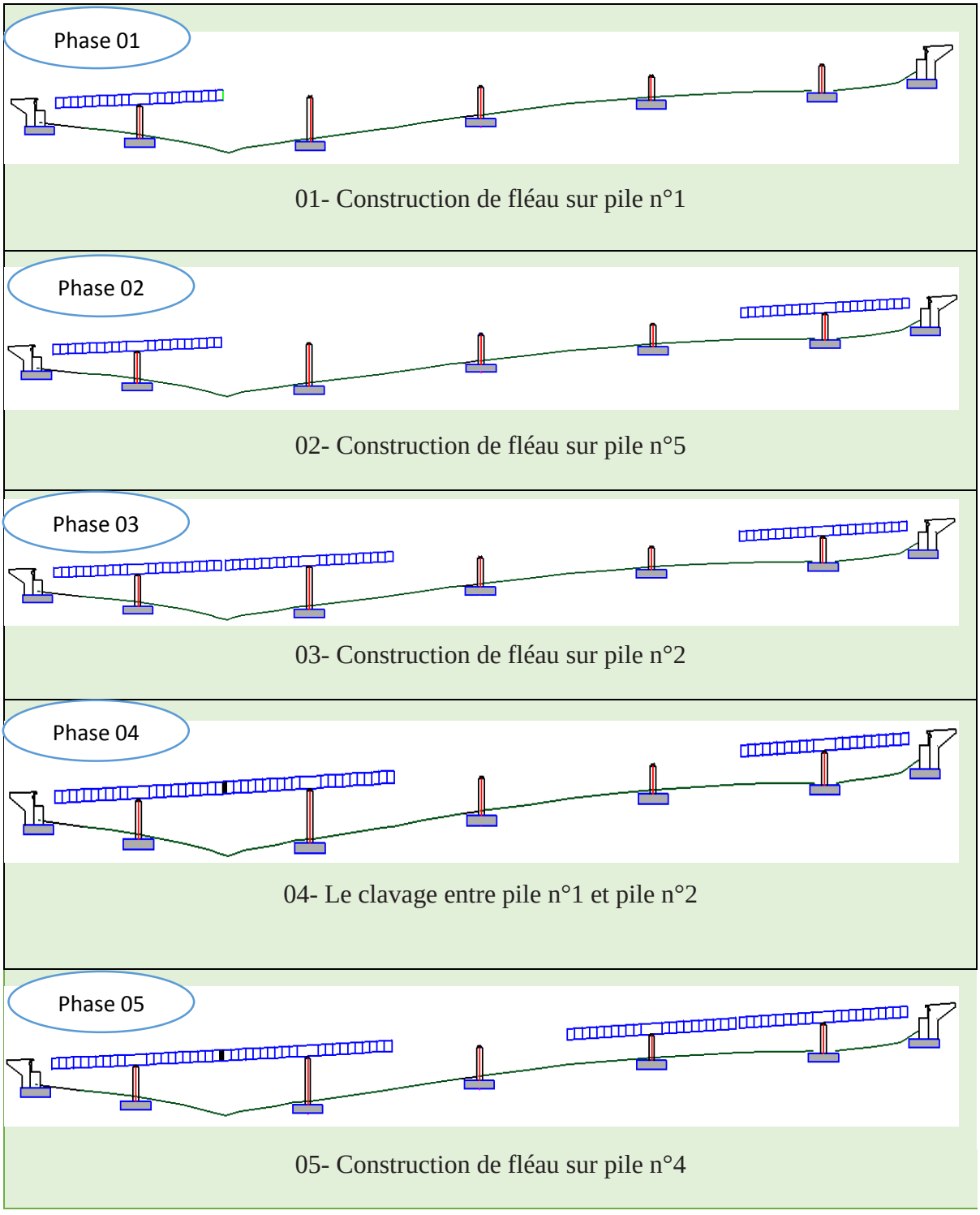
$$f_{cf} = f_{cj} \times (1 + 2 \times \rho_t \frac{fe}{fcj}) \ldots\ldots\ldots\

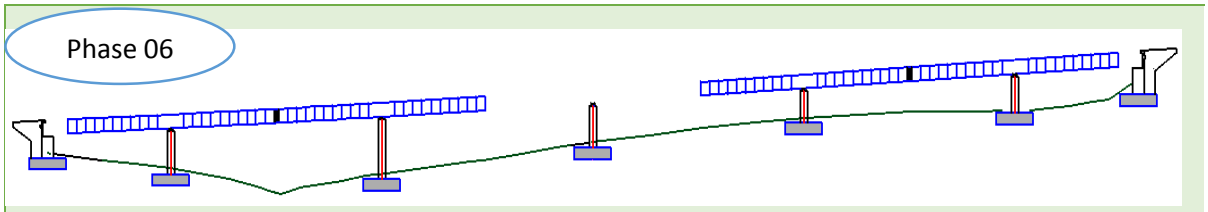
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

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

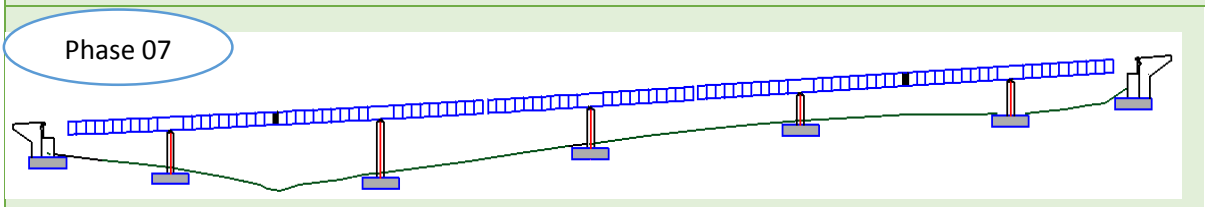
V.3.1. Phases de réalisation du tablier

Tableau V.6.Phasage de construction

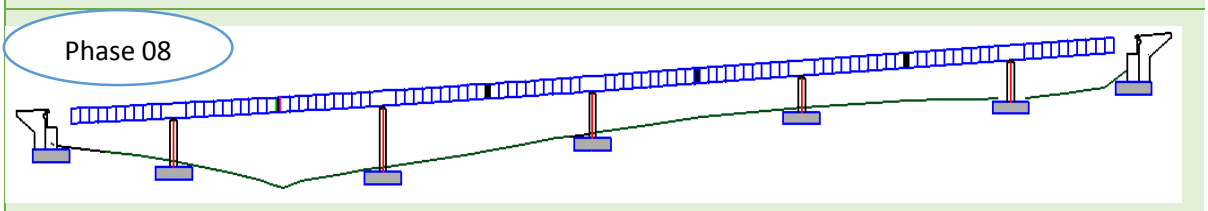




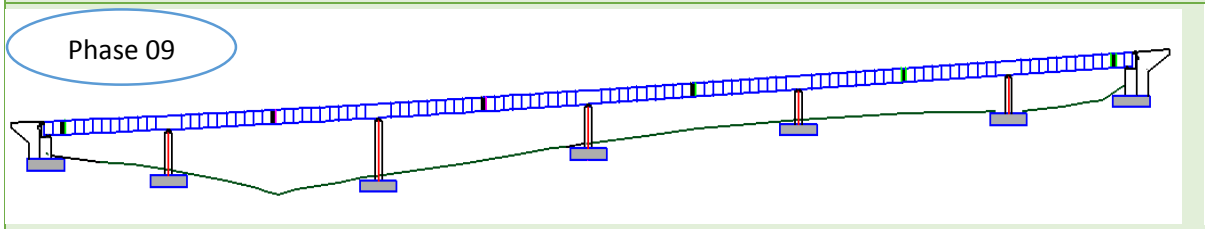
06- Le clavage entre pile n°4 et pile n°5



07- Construction de fléau sur pile n°3



08- Le clavage entre pile n°2 et pile n°3 / pile n°3 et pile n°4



09- Fin d'exécution

V.3.2. Modélisation

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

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres ;
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les **Chapitres III&IV**.
- Les sections sont définies par le logiciel de dessin, puis elles sont exportées vers le logiciel de calcul ;
- Les appuis sont considéré comme appuis simples sauf une au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double ;
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le **Chapitre IV**

V.3.3. Combinaisons d'action

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

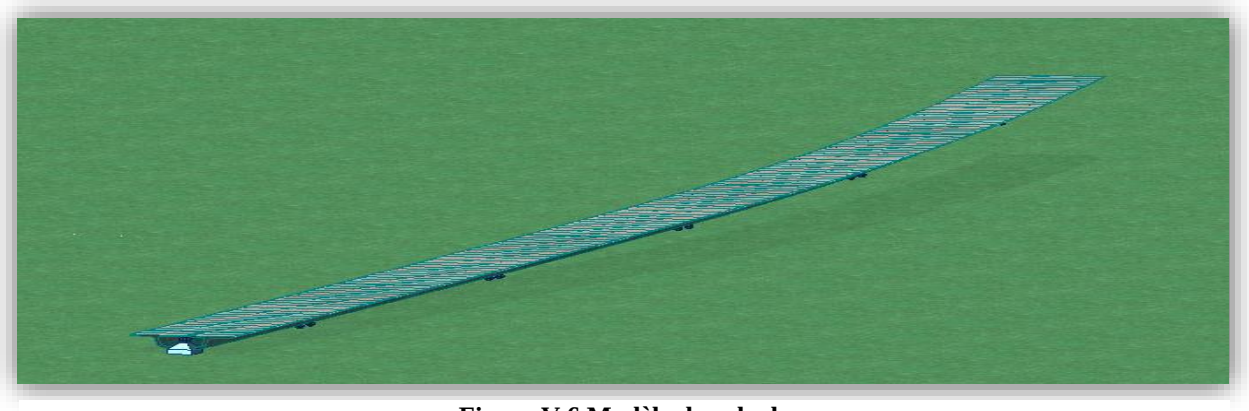


Figure V.6 Modèle de calcule

Tableau V.4. Combinaisons de charge en phase de service.

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

V.3.4. Résultats

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

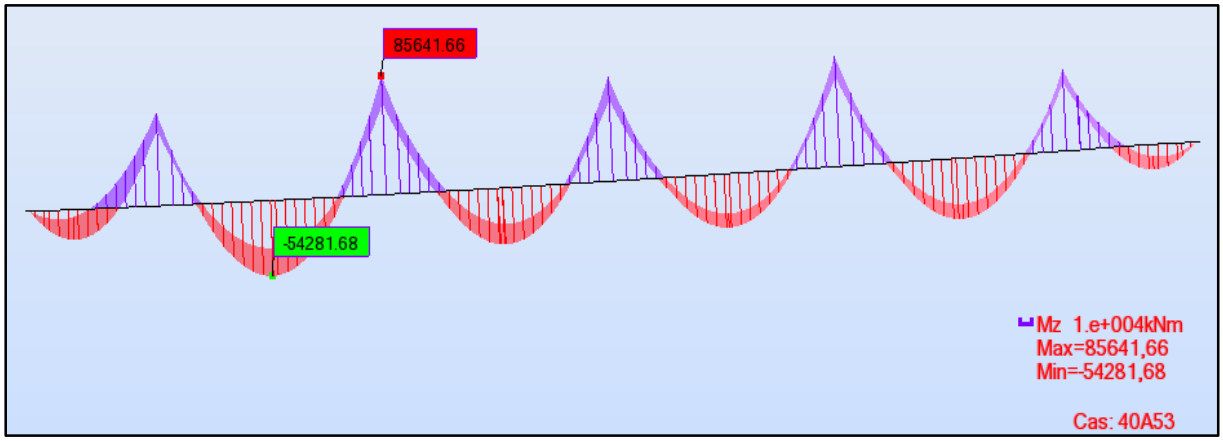


Figure V.7. M_{max} à l'ELS (G+1.2A(l)).

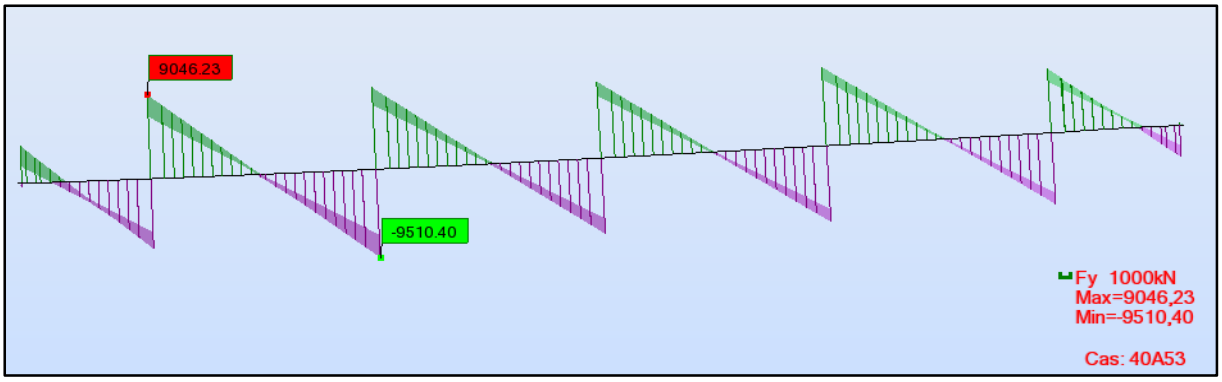


Figure V.8. T_{max} à l'ELS (G+1.2A(l)).

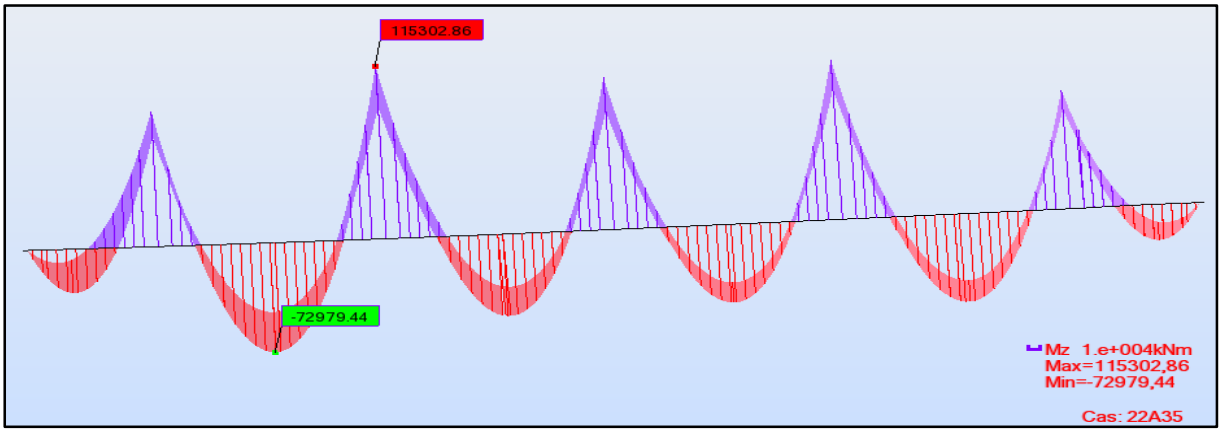


Figure V.9. M_{max} à l'ELU (1.35G+1.6A(l)).

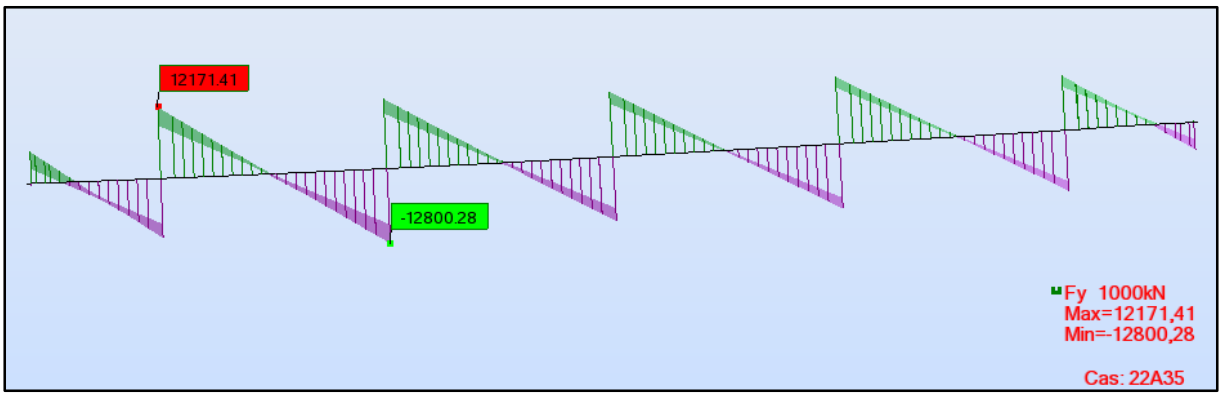


Figure V.10. T_{max} à l'ELU (1.35G+1.6A(l)).

V.4. CALCUL MANUEL DES EFFORTS LONGITUDINAUX:

On a un système de poutres continues hyperstatiques les sollicitations sont calculées avec **la méthode des trois moments.**

IV.4.1.Cas de chargement uniformément répartie : Pour A(l), G :

Cas de charge 6 (toutes les travées chargés) : charge unitaire (1t/ml)

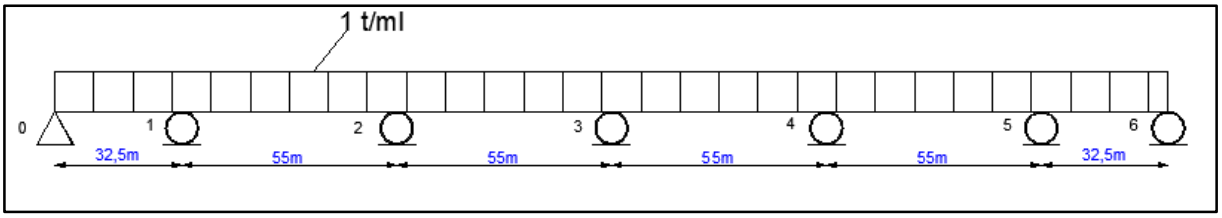


Figure V.11. Schémas de cas 6 pour charge uniformément reparti unitaire.

V.4.1.1.Détermination des efforts :

$$\mathbf{M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -6EI(R_i^g + R_i^d)} \quad \text{(V.3)}$$

Pour i=1:

$$M_0l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2l_2 = -6EI(R_1^g + R_1^d)$$

A.N : $M_0=0$, $R_1^g = ql_1^3/24EI$, $R_1^d = ql_2^3/24EI$, q=1t/ml, l_1=32,5m, l_2=55m

$$-6EIR_1^g = -\frac{ql_1^3}{4} = -\frac{32{,}5^3}{4} = -8582{,}03$$

$$-6EIR_1^d = -\frac{ql_2^3}{4} = -\frac{55^3}{4} = -41593{,}75$$

➔ $175M_1+55M_2=-50175{,}78$

Pour i=2:

$$M_1l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3l_3 = -6EI(R_2^g + R_2^d)$$

A.N : $R_2^g = R_2^d = ql_2^3/24EI$, q=1t/ml, l_2=55m, l_3=55m

$$-6EIR_2^g = -\frac{ql_2^3}{4} = -\frac{55^3}{4} = -41593{,}75$$

$$-6EIR_2^d = -\frac{ql_3^3}{4} = -\frac{55^3}{4} = -41593{,}75$$

➔ $55M_1+220M_2+55M_3=-83187{,}5$

Pour i=3:

$$M_2l_3 + 2M_3(l_3 + l_4) + M_4l_4 = -6EI(R_3^g + R_3^d)$$

A.N : $R_3^g = R_3^d = ql_3^3/24EI$, q=1t/ml, l_3=55m, l_4=55m

$$-6EIR_3^g = -\frac{ql_3^3}{4} = -\frac{55^3}{4} = -41593{,}75$$

$$-6EIR_3^d = -\frac{ql_4^3}{4} = -\frac{55^3}{4} = -41593{,}75$$

➔$55M_2+220M_3+55M_4=-83187{,}5$

En raison de symétrie on a : $M_0=M_6=0$, $M_1=M_5$, $M_2=M_4$

Donc le système a résoudre est :

$175M_1+55M_2=-50175,78$

$55M_1+220M_2+55M_3=-83187,5$

$55M_2+220M_3+55M_4=-83187,5$, avec $M_2=M_4$

$M_1 = M_5 = -203,09$ t.m

$M_2 = M_4 = -266,08$ t.m

$M_3 = -245,08$ t.m

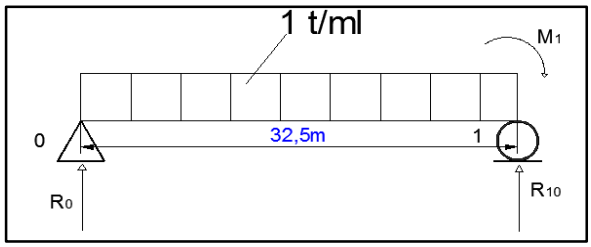
V.4.1.2.Calcul des réactions : par le principe de la décomposition (superposition)

En raison de symétrie on a : $R_0=R_6$, $R_1=R_5$, $R_2=R_4$

$R_{01}+R_{10}= q\ l_1 = 32,5$

$\sum M/1 = 0 \rightarrow R_{01}\ l_1 + M_1 - q\ l_1^2/2 = 0$

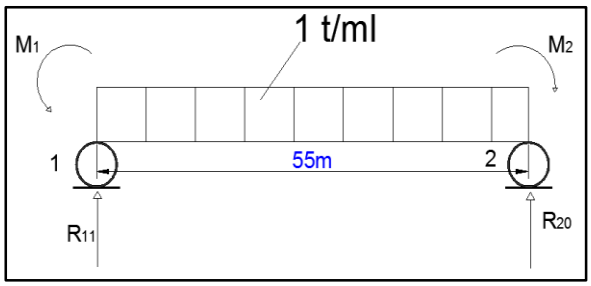
$$\begin{cases} R_{01} = 10 \text{ t} \\ R_{10} = 22,5 \text{ t} \end{cases}$$



$R_{11}+R_{20} = q\ l_2 = 55$

$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_{11}\ l_2 + M_2 - M_1 - q\ l_2^2/2 = 0.$

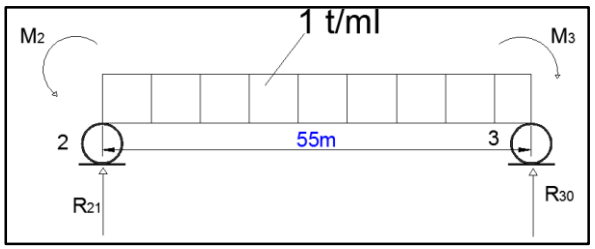
$$\begin{cases} R_{11} = 26.35 \text{ t} \\ R_{22} = 28.65 \text{ t} \end{cases}$$



$R_{21}+R_{30} = q\ l_3 = 55$

$\sum M/3 = 0 \rightarrow R_{21}\ l_3 + M_3 - M_2 - q\ l_3^2/2 = 0.$

$$\begin{cases} R_{21} = 27.88 \text{ t} \\ R_{30} = 27.12 \text{ t} \end{cases}$$



Les résultats finals sont :

$R_0 = R_6 = 10$ t

$R_1 = R_5 = 48,85$ t

$R_2 = R_4 = 56,53$ t

$R_3 = 54,24$ t

IV.4.1.3.Calcul des efforts tranchants :

Calcul de l'effort tranchant dans une section quelconque de la travée l_i :

$T_i = \tau_i + (M_i - M_{i-1}) / l_i$ ..... (V.4)

Avec : τ_i : effort tranchant isostatique.

0 ≤ x ≤ 32,5 m :

$T(x) = R_0 – qx + (M_1/ l_1)$. Avec : $R_0 = ql_1/2$.
AN : q=1t/ml, M_1 = -203,09 t.m, l_1 = 32,5m.

$$T(x) = 10 – x$$

32,5 m ≤ x ≤ 87,5 m

$T(x) = \tau(x) + (M_2 - M_1) / l_2$
$T(x) = ql_2/2 –q (x-l_1) + (M_2 - M_1) / l_2$
AN : q=1t/ml, M_1 = -203,09 t.m, M_2 = -266,08 t.m, l_1 = 32,5m, l_2= 55m.

$$T(x) = 58,85 – x$$

87,5 m ≤ x ≤ 142,5 m

$T(x) = \tau(x) + (M_3 – M_2) / l_3$
$T(x) = ql_3/2 –q (x-87,5) + (M_3 – M_2) / l_3$
AN : q=1t/ml, M_2 = -266,08 t.m, M_2 = -245,08 t.m, l_2 = 55m, l_3= 55m.

$$T(x) = 115,38 – x$$

IV.4.1.4.Calcul des moments fléchissant :

Le moment fléchissant dans une section quelconque de la travée li est donné par :
$M(x) =\mu(x) + M_{i-1} + x (M_i –M_{i-1})/l_i$
Avec μ(x) : moment de la poutre isostatique.

0 ≤ x ≤ 32,5 m :

$M(x) =\mu_1(x) + M_0 + x. (M_1 –M_0)/l_1$
$\mu_1(x) = R_0.x – qx^2/2$
$M(x) = R_0.x – qx^2/2 + x. M_1 /l_1 = ql_1/2.x– qx^2/2 + x. M_1 /l_1$
AN : q=1t/ml, M_1 = -203,09 t.m, l_1 = 32,5m.

$$M(x) = 10x - x^2/2$$

32,5 m ≤ x ≤ 87,5 m

$M(x) =\mu_2(x) + M_2 + (x-l_1) (M_2 –M_1)/l_2$
$M(x) = ql_2/2(x-l_1) –q(x-l_1)^2/2 + M_2+ (x-l_1) (M_2 –M_1)/l_2$
AN : q=1t/ml, M_1 = -203,09 t.m, M_2 = -266,08 t.m, l_1 = 32,5m, l_2 =55m.

$$M(x) =-1650,58 + 58,85x - x^2/2$$

87,5 m ≤ x ≤ 142,5 m

$M(x) =\mu_3(x) + M_3 + (x-87,5) (M_3 –M_2)/l_3$
$M(x) = ql_3/2(x-87,5) –q(x-87,5)^2/2 + M_3+ (x-87,5) (M_3 –M_2)/l_3$
AN : q=1t/ml, M_2 = -266,08 t.m, M_3 = -245,08 t.m, l_3 =55m.

$$M(x) =-6512,70 + 115,38x - x^2/2$$

Tableau des moments aux appuis dus à la charge unitaire, p=1 t.

Tableau V.5. Les moments aux appuis pour tous les cas de charges

CAS	M1	M2	M3	M4	M5
CAS 1	-53,55	14,35	-3,85	1,04	-0,33
CAS 2	-243,54	-137,39	36,85	-9,99	3,14
CAS 3	-192,64	-299,33	-122,54	33,25	-10,45
CAS 4	-206,24	-256,08	-281,93	-128,69	40,45
CAS 5	-202,77	-267,12	-241,24	-280,43	-149,54
CAS 6	-203,09	-266,08	-245,08	-266,08	-203,09
CAS 7	-189,99	-151,74	40,70	-11,04	3,47
CAS 8	-139,09	-313,68	-118,69	32,20	-10,12
CAS 9	-152,69	-270,43	-278,08	-129,74	40,77
CAS 10	-149,22	-281,47	-237,39	-281,47	-149,22
CAS 11	-53,88	15,39	-7,70	15,39	-53,88
CAS 12	-243,87	-136,35	33	4,35	-50,41
CAS 13	-192,97	-298,28	-126,39	47,60	-64
CAS 14	-206,56	-255,04	-275,78	-114,34	-13,10

Tableau des réactions aux appuis dus à la charge unitaire, p=1 t

Tableau V.6. Les réactions aux appuis pour tous les cas de charges

	R0	R1	R2	R3	R4	R5	R6
CAS 1	14,60	19 ,13	-1,56	0,41	-0,11	0,03	-0,01
CAS 2	8,76	53,17	28,75	-4,02	1,09	-0,21	-0,10
CAS 3	10,32	47,63	60,10	27,35	-3,67	0,48	0,24
CAS 4	9,90	49,2	54,20	58,54	27,82	-4,23	1,09
CAS 5	10,01	48,79	56,89	53,88	58,07	29,72	-4,51
CAS 6	10	48,85	56,53	54,24	56,53	48,85	10
CAS 7	-5,85	34,05	30,29	-4,41	1,25	-0,17	-0,09
CAS 8	-4,28	28,60	61,89	26,65	-3,65	0,51	0,25
CAS 9	-4,70	30,06	57	58,01	28,25	-4,2	1,09
CAS 10	-4,59	29,68	58,33	53,50	58,33	29,68	-4,59
CAS 11	14,59	19,16	-1,68	0,79	-1,68	19,16	14,59
CAS 12	8,75	53,20	28,63	-3,62	-0,23	18,65	14,82
CAS 13	10,31	47,31	60,32	27,50	-5,14	19,33	15,16
CAS 14	9,92	49,13	55,24	58,75	26,54	14,63	15,99

Les efforts tranchants et les moments fléchissant dus à la charge unitaire, p=1 t

Tableau V.7. Les efforts tranchants et les moments fléchissant pour tous les cas de charges

	T_0	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_{min}	T_{max}	M_{min}	M_{max}
CAS 1	14,60	-17,29/ 1,13	1,13/ -0,30	-0,13/ 0,09	0,09/ -0,02	-0,02/ 0,01	0,01	-17,29	14,60	-95,31	47,28
CAS 2	8,76	-23,41/ 29,40	-25,59/ 3,12	3,12/ -0,9	-0,9/ 0,24	0,24/ 0,08	0,08	-25,59	29,40	-187,10	241,13
CAS 3	10,32	-21,74/ 25,44	-29,55/ 30,92	-24,06/ 2,99	2,99/ -0,78	-0,78/ -0,26	-0,26	-29,55	30,92	-174,18	304,65
CAS 4	9,90	-22,21/ 26,56	-28,43/ 26,97	-28,02/ 30,21	-24,77/ 3,08	3,08/ -1,09	-1,09	-28,43	30,21	-148,55	284,87
CAS 5	10,01	-22,08/ 26,25	-28,74/ 28,07	-26,91/ 23,47	-28,12/ 29,85	-25,14/ 4,52	4,52	-28,74	29,85	-144,60	269,07
CAS 6	10	-22,5/ 26,35	-28,65/ 27,88	-27,12/ 27,12	-27,88/ 28,65	-26,35/ 22,5	10	-28,65	28,65	-143,41	265,98
CAS 7	-5,85	-5,85/ 28,27	-26,72/ 3,42	3,42/ -0,99	-0,99/ 0,26	0,26/ 0,9	0,09	-26,72	28,27	-204,98	192,81
CAS 8	-4,28	-4,28/ 24,31	-30,68/ 31,22	-23,76/ 2,90	2,90/ -0,76	-0,76/ -0,25	-0,25	-30,68	31,22	-170,32	**315,79**
CAS 9	-4,70	-4,70/ 25,42	-29,56/ 27,26	-27,72/ 30,13	-24,86/ 3,10	3,10/ -1,08	-1,08	-29,56	30,13	-169,62	280,89
CAS 10	-4,59	-4,59/ 25,11	-29,87/ 28,37	-26,62/ 26,62	-28,37/ 29,87	-25,11/ 4,59	4,59	-29,87	29,87	-164,72	282,21
CAS 11	14,59	-17,32/ 1,19	1,19/ -0,49	-0,49/ 0,30	0,30/ -1,19	-1,19/ 17,32	-14,59	-17,32	17,32	-99,71	58,32
CAS 12	8,75	-23,43/ 29,45	-25,53/ 2,93	2,93/ -0,69	-0,69/ -0,92	-0,92/ 17,70	-13,80	-25,53	29,45	-189,12	244,03
CAS 13	10,31	-21,76/ 25,49	-29,49/ 30,74	-24,25/ 3,20	3,20/ -1,93	-1,93/ 17,36	-14,13	-29,49	30,74	-172,65	300,48
CAS 14	9,92	-22,23/ 26,21	-28,38/ 26,78	-28,20/ 30,43	-24,56/ 1,93	1,93/ 16,53	- 14,97	-28,38	30,43	-171,25	293,65

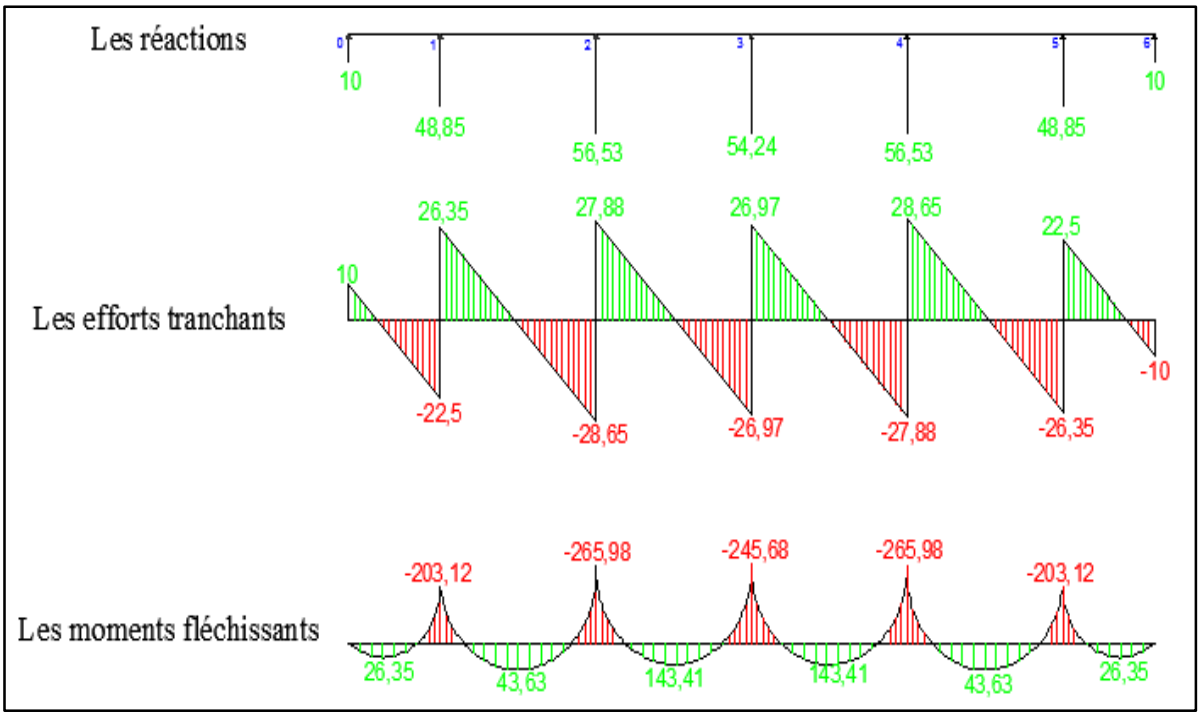


Figure V.12. Diagrammes des efforts pour cas 6 sous charge unitaire (1 t/ml)

D'après le **Tableau V.7** : le cas le plus défavorable est **CAS 8**

Donc on va déterminer dans le tableau suivants les efforts et les moments pour A(l) 3 voies chargé pour le cas 8

A.N : G (CP+CCP) =262,7 KN/ml, A(l) (cas 8) = 49,62 KN/ml.

Les résultats sont résumés dans le Tableau V.8

Tableau V.8 les efforts et les moments pour A(l) 3 voies chargé pour le cas 8

	R0	R1	R2	R3	R4	R5	R6	Tmin	Tmax	Mmin	Mmax
G (CP+CCP)	2627,26	12833,89	14849,63	14247,94	14849,63	12833,89	2627,26	-7525,1	7525,1	-29138,6	69899,3
A(l) 3voies (Cas 8)	-212,36	1419,4	3062,52	1324,78	-174,32	47,31	-9,13	-1522,1	1382,95	-12569,1	15564,7

V.4.1.5.Cas la plus défavorable :

Les combinaisons les plus défavorables sont :

A l'ELU : **1,35 G + 1,6A(l)$_8$**
A l'ELS : **G + 1,2A(l)$_8$**

Tableau V.9 Comparaison des résultats de calculs manuels et du logiciel robot

Etat	Méthode	T (KN)	M (KN.m)
ELU	calcul manuel	12371,60	119267,58
	Logiciel robot	12171,41	115302,86
ELS	calcul manuel	9184,64	88576,94
	Logiciel robot	9046,23	85641,66

Donc on conclue que :

$$\mathbf{T}_{\text{(calcul manuel)}} \approx \mathbf{T}_{\text{(Logiciel robot)}}$$
$$\mathbf{M}_{\text{(calcul manuel)}} \approx \mathbf{M}_{\text{(Logiciel robot)}}$$

V.5. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre que l'etude du tablier d'un pont construit par encorbellemnt successifs est basée sur deux phaes principales : avant et après le clavage.

Avan le clavage c'est-à-dire avant l'achevement des fléaux là où l'étude de stabilité est obligatoire, le système mecanique est considéree isostatique, et le moment maximum se trouve au niveau de la pile.

Après le clavage, le schema statique deviendra hyperstatique et le moment aura des valeurs positives au voisinage du clavage.

Les outils informatique facilitent la taches de calcul : rapidté avec précision.

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION :

La stabilité longitudinale d'un pont construit en encorbellement est assurée principalement par deux familles de câble de précontrainte : les câbles du fléau, mise en œuvre pendant la construction des fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mise en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive.

L'objet de ce chapitre est l'étude détaillée de la précontrainte, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

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

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

$$\mathbf{n \geq \frac{P}{0{,}75 \times P_0}} \quad \text{.....(VI.1)}$$

Avec :

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de **13T15** peut créer, il est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine : $\boldsymbol{\sigma_{p0} = \min(0{,}8\, f_{prg} ; 0{,}9\, f_{peg})} \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{p0} = 1416\ MPa}$ .....(VI.2)

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte P0 :**

$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble13T15}}$, S = 1820 mm^2 ➔ **P0 = 2577,12 KN**.....(VI.3)

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

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

$$\mathbf{P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}} \; ; \; \boldsymbol{e = v - d} \quad \text{..... (VI.4)}$$

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 gravite ;
M : Moment maximal dû au poids propre et surcharge ;
S : La section du voussoir sur l'axe de la pile.

Application Numérique :

M = 92750,17 KN.m (Combinaison de charge A1- Axe VSP; **Voir chapitre IV**)
d = 0,15 m
I = 17,32 m^4 **P = 45470 KN**
S = 20,80 m^2 D'où : **n ≥ 19,40**
v = 1,7 m On prend **n = 20 câbles de 13T15**

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

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

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

	x (m)	M (KN.m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câbles	N retenus
Axe VSP	0	92750,17	1.30	17,32	20,80	1,15	51,80	19,40	20
Fin VSP	3,4	71217,30	1,17	11,20	8,78	1,02	33,75	17,46	20
Fin V01	5,75	57993,29	1,17	11,20	8,78	1,02	27,48	14,22	20
Fin V02	8,1	46125,35	1,17	11,20	8,78	1,02	21,86	11,31	18
Fin V03	10,45	35613,47	1,17	11,20	8,78	1,02	16,88	8,73	16
Fin V04	12,8	26457,65	1,17	11,20	8,78	1,02	12,54	6,49	14
Fin V05	15,15	18657,89	1,17	11,20	8,78	1,02	8,84	4,57	12
Fin V06	17,5	12214,19	1,17	11,20	8,78	1,02	5,79	2,99	10
Fin V07	19,85	7126,55	1,17	11,20	8,78	1,02	3,38	1,75	8
Fin V08	22,2	3394,97	1,17	11,20	8,78	1,02	1,61	0,83	6
Fin V09	24,55	1019,46	1,17	11,20	8,78	1,02	0,48	0,25	4
Fin V10	26,9	0,00	1,17	11,20	8,78	1,02	0,00	0,00	2

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

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

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $e_h \geq 17{,}85$ cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $e_v \geq 17{,}85$ cm.

- L'enrobage : **C =max (1/2 a, Φ, d)** ➔ C ≥ 12,5 cm.

Avec :

a : épaisseur d'hourdis.
Φ : diamètre de la gaine = 100 mm.
d : 4 cm pour les ouvrages courants.

La disposition finale des câbles est représentée dans les **Figures VI.4.**

VI.2.3. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé rectiligne par rapport à l'axe longitudinal, puis ils prennent une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur de voussoir jusqu' à l'ancrage. Cependant, on garde le tracé rectiligne s'il est possible.

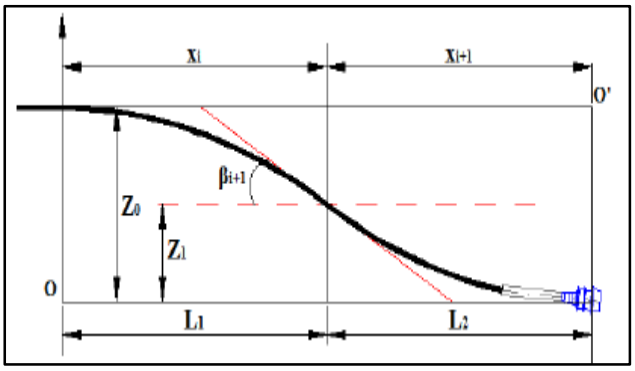


Figure VI.1. Tracé en plan des câbles de fléau

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

L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z0 + (Z1 - Z0)\left(\frac{X}{l}\right)^2}$ ..... (VI.5)

Les rayons de courbure : $\mathbf{R_i(x) = \frac{(X_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})}}$; $\mathbf{R_{i+1}(x) = \frac{(X_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})}}$ ..... (VI.6)

L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\mathbf{\beta_i(x) = Arctg \frac{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}{X_i}}$ .....(VI.7)

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\mathbf{\beta_{i+1}(x) = Arctg \frac{2 \times (Z_{i+1})}{X_{i+1}}}$ .....(VI.8)

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

VI.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

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

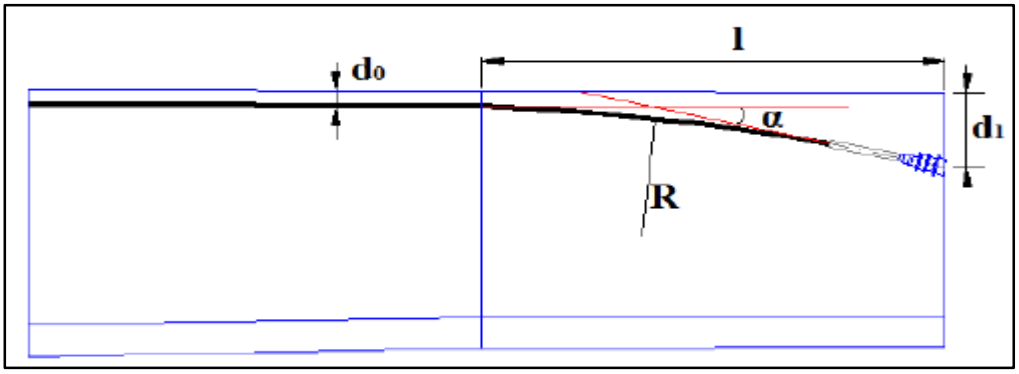


Figure VI.2. Tracé en élévation des câbles du fléau

L'équation de la parabole : $\mathbf{y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (\frac{X}{l})^2}$.....(VI.9)

Le rayon de courbure en un point situé à une distance x: $\mathbf{R_c(X) = \frac{X^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}}$....(VI.10)

L'angle de déviation : $\mathbf{\alpha_n = arctg(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{X}{l^2}}$.....(VI.11)

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage a la fibre supérieure ;
d_0 : distance du centre de gravité du câble à la fibre supérieure ;
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
R_{min} : rayon minimal pour les câbles **13T15**, **3 m** < **R_{min}**.

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

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles du voussoir **V7** :

Application Numérique :

L = 2,35 m
$X_i = X_{i+1}$ = 1,175 m
Zi=0,18 m ;
Zi+1= 0,09 m
R_{min} > 3 m
L_1 = 1,175 m
d_0 = 0,15 m
d_1 = 0,58 m

- **En plan**

$Z(x) = 0{,}18 + (0{,}09 - 0{,}18) \times (x/1.175)^2$ ➔ $Z(x) = 0{,}18 - 0{,}0652\, x^2$

$$R_i = \frac{1.175^2}{2 \times (0{,}18 - 0{,}09)} = 7{,}67;\ R_{i+1} = \frac{1.175^2}{2 \times (0{,}09 - 0)} = 7{,}67$$

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg}\frac{2 \times (0{,}18 - 0{,}09)}{1{,}175} = 0{,}152 \text{ rad}$$

- **En élévation**

$y = 0{,}15 + (0{,}73 - 0{,}15) \times (x/2.35)^2$ ➔ $y = 0{,}15 + 0{,}105x^2$

$$R_c(L) = \frac{2{,}35^2}{2 \times (0{,}73 - 0{,}15)} = 4{,}76\text{m} \geq R_{min} = 3\text{m}$$

$$\alpha_n = \text{arctg}(2 \times (0{,}73 - 0{,}15)) \times \frac{1}{2{,}35^2} = 0.156 \text{ rad}$$

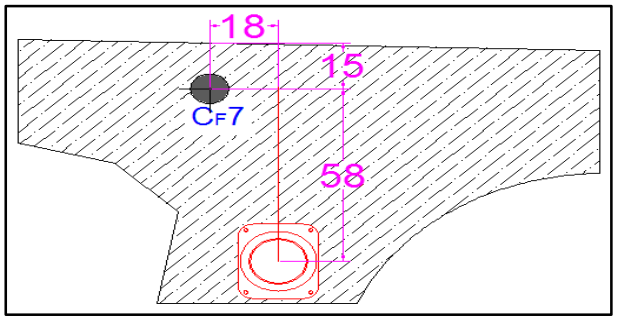


Figure VI.3 Position du câble C7

Le reste des résultats sont élaborés dans les **Tableaux VI.2 et VI.3.**
Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans la **Figure VI.4.**

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

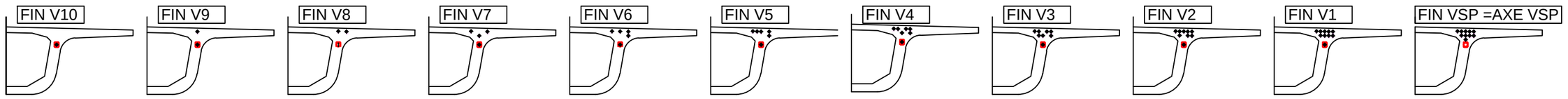
Câble	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1}(m)	R(m)	β_l ; β_{l+1}(rad)	Z(x)
C_F1 C_F2 C_F3	rectiligne					
C_F4 C_F5 C_F6 C_F7	0,18	0,09	1,175	7,67	0.152	$0,18-0,0652x^2$
C_F8 C_F9 C_F10	0,36	0,18	1,175	3,84	0,297	$0,36-0,1304x^2$

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

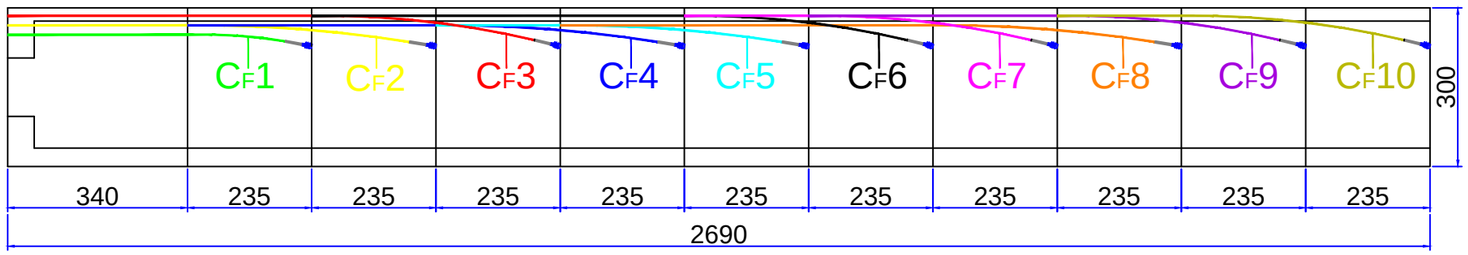
Câble	$L_{dév}$(m)	d_0(m)	d_1(m)	R(m)	α_n	y(x)
C_F1 C_F2 C_F3	2,35	0,51	0,73	12,55	0,18	$0,51+0,04x^2$
C_F4 C_F5 C_F6 C_F7	4,7	0,33	0,73	27,61	0,14	$0,33+0,018x^2$
C_F8 C_F9 C_F10	4,7	0,15	0,73	19,04	0,18	$0,15+0,026x^2$

Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP ;
Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux P1/P2/P3/P4/P5 ; ➔ (**voir Figure VI. 4.**)
Coupe Transversale à chaque fin de voussoir

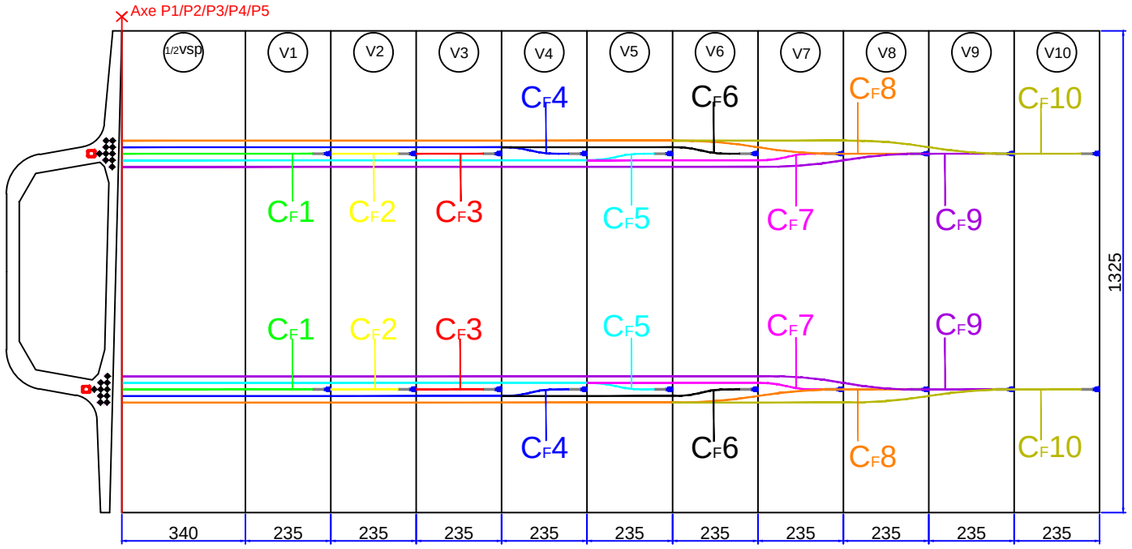
COUPE TRANSVERSALE Ech1/180



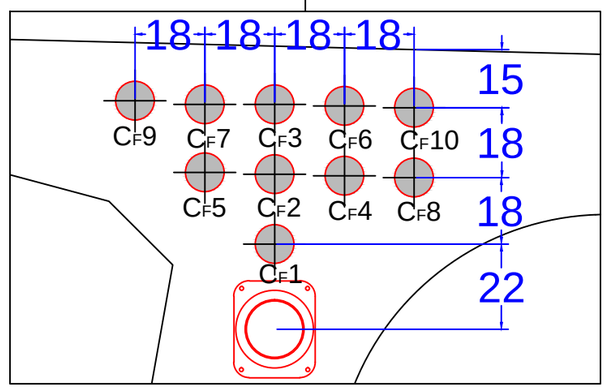
TRACER EN ELEVATION Ech1/180



TRACER EN PLAN Ech1/160



Disposition Des cables Ech 1/15



VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

La précontrainte de continuité ce sont des câbles mis en tentions après le clavage afin de s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.
Ces câbles sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieurs.

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

Pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes **:**

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{e \times v'}{I}} ; e = v' - d \qquad n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0} \quad \text{.....(VI.12)}$$

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

Application Numérique :

M = 54281,63 KN.m (COMB1-ELS : G +1,20 A(l) ; **Voir Chapitre V**)
d = 0,15 m
I = 11,20 m^4
S = 8,78 m^2
v' = 1,17 m ; e = 1,02 m
P_0 = 3124,8 KN ; ΔP = 25%

P=25722,49 KN
D'où : **n ≥ 9,74**
On prend n = 14 câbles de 15T15

NB : Les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V10 à x=26,9 m.

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

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

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	v ' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenu
FIN V3	10,45	9085,35	1,83	11,20	8,78	1,68	3,82	1,63	2
FIN V4	12,8	21137,00	1,83	11,20	8,78	1,68	8,89	3,79	4
FIN V5	15,15	31323,64	1,83	11,20	8,78	1,68	13,18	5,62	6
FIN V6	17,5	39645,23	1,83	11,20	8,78	1,68	16,68	7,12	8
FIN V7	19,85	46101,70	1,83	11,20	8,78	1,68	19,39	8,28	10
FIN V8	22,2	50693,03	1,83	11,20	8,78	1,68	21,33	9,10	12
FIN V9	24,55	53419,23	1,83	11,20	8,78	1,68	22,47	9,59	14
FIN V10	26,9	54281,63	1,83	11,20	8,78	1,68	22,84	9,74	14
Axe VSC P1-P2	27,5	54280,31	1,83	11,20	8,78	1,68	22,84	9,74	14
FIN V10	30,45	54000,63	1,83	11,20	8,78	1,68	22,72	9,69	14
FIN V9	32,8	52044,05	1,83	11,20	8,78	1,68	21,89	9,34	14
FIN V8	35,15	48222,19	1,83	11,20	8,78	1,68	20,29	8,66	12
FIN V7	37,5	42535,04	1,83	11,20	8,78	1,68	17,89	7,64	10
FIN V6	39,85	34982,61	1,83	11,20	8,78	1,68	14,72	6,28	8
FIN V5	42,2	25564,89	1,83	11,20	8,78	1,02	12,11	5,17	6
FIN V4	44,55	14281,81	1,83	11,20	8,78	1,02	6,77	2,89	4
FIN V3	46,9	1133,30	1,83	11,20	8,78	1,02	0,54	0,23	2

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

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

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} ; e = v' - d \qquad n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0} \quad \text{..... (VI.13)}$$

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

Application Numérique :

M = 21831,04 KN.m (COMB1-ELS : G +1,20 A(l) ; **Voir Chapitre V**)
d = 0,15 m
I = 11,20 m^4
S = 8,78 m^2
v' = 1,17 m ; e = 1,02 m
P_0 = 3124,8 KN ; ΔP = 25%

P=10345,10 KN
D'où : **n ≥ 3,92**
On prend n = 6 câbles de 15T15

NB : Les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V7 à x = 12.65 m.

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

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

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	υ' (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N câbles	N retenus
FIN VC1	0	0,00	1,83	11,20	8,78	1,68	0,00	0,00	2
FIN VC2	2,2	4386,58	1,83	11,20	8,78	1,68	1,85	0,79	2
VSC C1-P1	4,4	11382,83	1,83	11,20	8,78	1,68	4,79	2,04	4
FIN V10	5,6	14447,32	1,83	11,20	8,78	1,68	6,08	2,59	4
FIN V9	7,95	18911,66	1,83	11,20	8,78	1,68	7,96	3,39	6
FIN V8	10,3	21341,13	1,83	11,20	8,78	1,68	8,98	3,83	6
FIN V7	12,65	21831,04	1,83	11,20	8,78	1,68	9,18	3,92	6
FIN V6	15	20095,49	1,83	11,20	8,78	1,68	8,45	3,61	4
FIN V5	17,35	16420,37	1,83	11,20	8,78	1,68	6,91	2,95	4
FIN V4	19,7	10710,32	1,83	11,20	8,78	1,68	4,51	1,92	2
FIN V3	22,05	2965,27	1,83	11,20	8,78	1,68	1,25	0,53	2

VI.3.3. Tracé des câbles de continuité

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

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les **Tableaux VI.6, VI.7, VI.8 et VI.9.**

Les tracés en plans et en élévations et le disposions des travées principales et travées de rives sont montrés dans la **Figure VI.5.**

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

x	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_c4	rectiligne					
C_c2-C_c5-C_c6	0,18	0,09	1,175	7,67	0,152	$0,18-0,0652x^2$
C_c3-C_c7	0,36	0,18	1,175	3,84	0,297	$0,36-0,1304x^2$

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

Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α_n (rad)	y(x)
C_c1-C_c2-C_c3	2,35	0,5	0,88	7,27	0,28	$0,5+0,069x^2$
C_c4-C_c5-C_c6-C_c7	2,35	0,32	0,88	4,93	0,36	$0,32+0,101x^2$

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

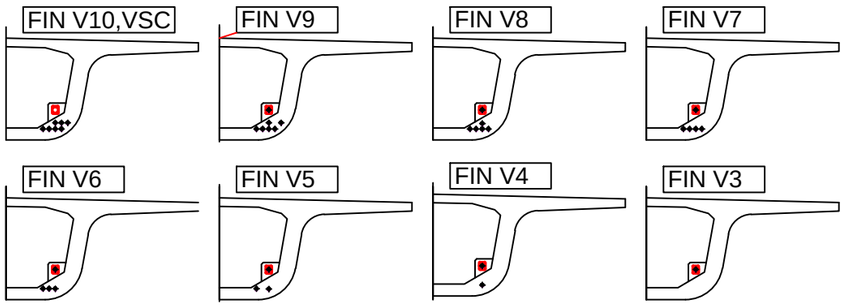
Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	X_i ; X_{i+1}(m)	R(m)	β_i , β_{i+1} (rad)	Z(x)
C_c1-C_c2	rectiligne					
C_c3	0,18	0,09	1,175	7,67	0,152	$0,18-0,0652x^2$

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

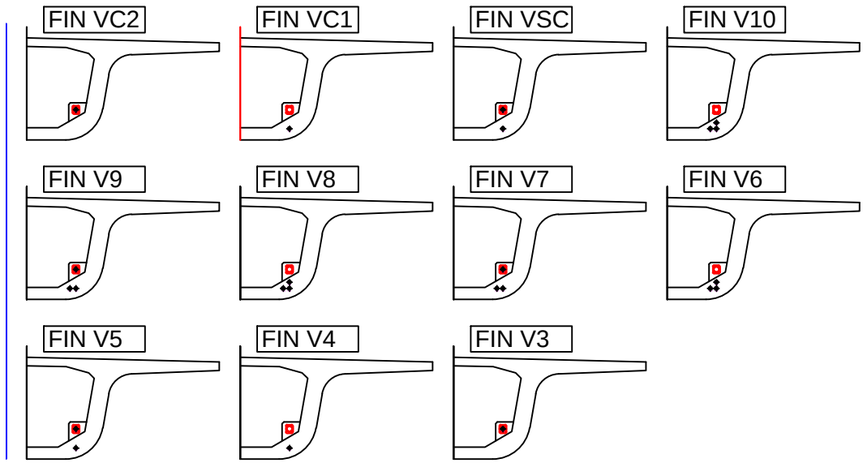
Câbles	$L_{dév}$ (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α_n (rad)	y(x)
C_c1	2,35	0,5	0,88	7,27	0,28	$0,5+0,069x^2$
C_c2-C_c3	2,35	0,32	0,88	4,93	0,36	$0,32+0,101x^2$

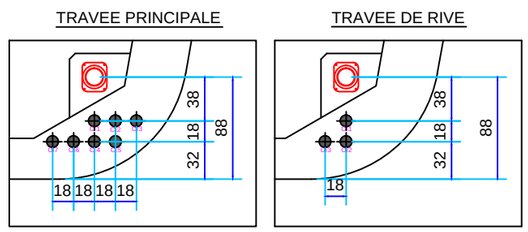
TRACE EN ELEVATION Ech1/200

TRAVEE PRINCIPALE



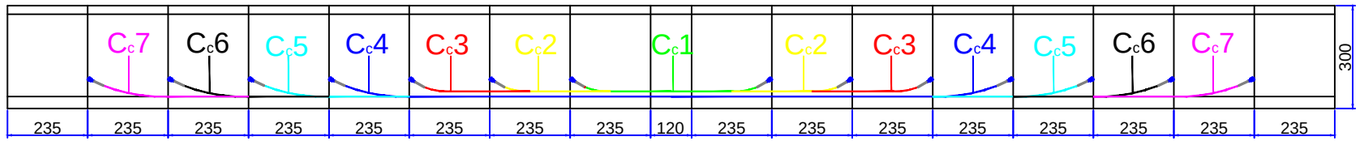
TRAVEE DE RIVE



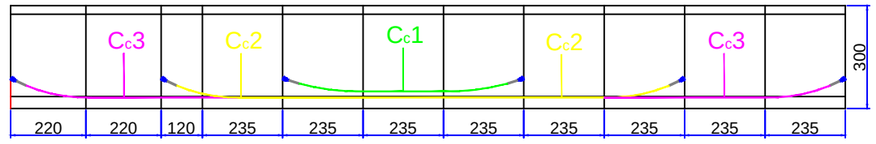


TRACE EN ELEVATION Ech1/200

TRAVEE PRINCIPALE

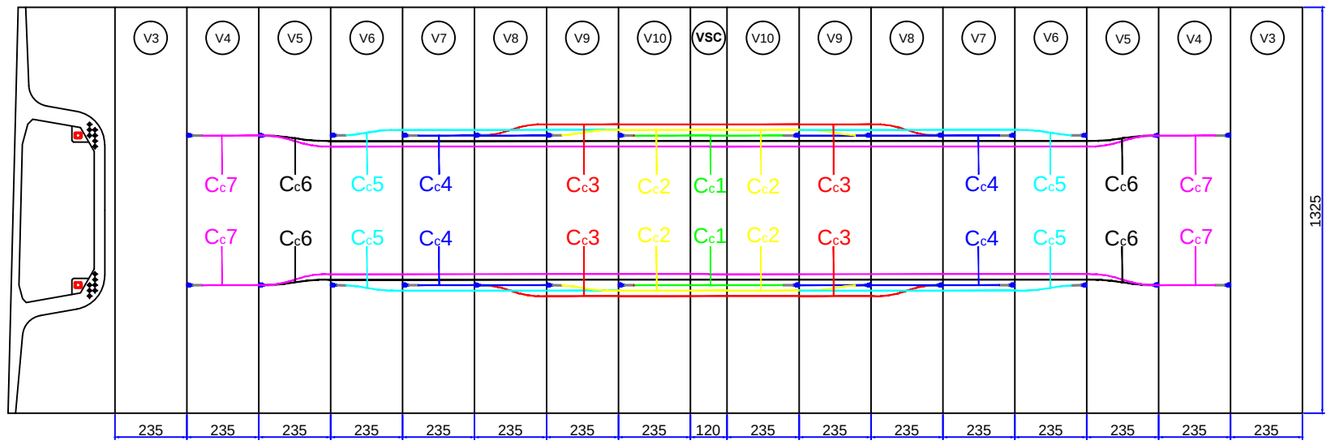


TRAVEE DE RIVE

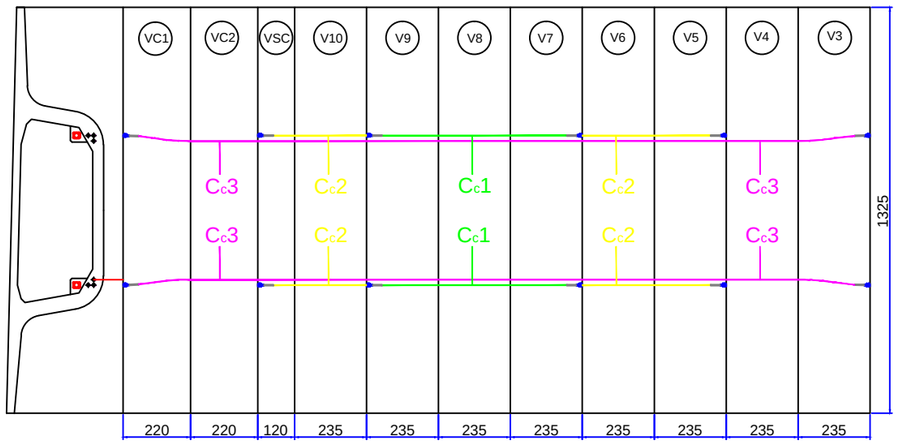


TRACE EN PLAN Ech1/200

TRAVEE PRINCIPALE



TRAVEE DE RIVE



VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension » ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.
En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :
-Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de fortement ;
-Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

Pendant et après la mise en tension, l'ouvrage précontraint subit des pertes de tension de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. Ils peuvent être classés sous deux catégories pertes instantanées et pertes différées.

VI.4.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont dues aux :
- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

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

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p_0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}) \quad \text{(VI.14)}$$

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

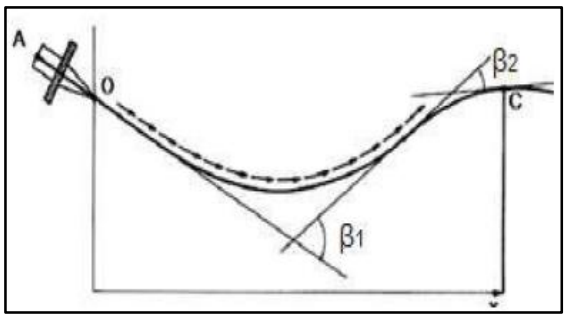


Figure VI.4 pertes de tension par Frottements

Si les déviations **α** en élévation et **β** en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$. ……(VI.15)
Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée:

$$tg\theta = \sqrt{(tg^2\,\alpha + tg^2\,\beta} \quad \text{(VI.16)}$$

Application Numérique :

$\varphi = 0{,}003\ m^{-1}$
$f = 0{,}20\ rd^{-1}$
$\sigma_{p0} = 1416$ MPa

$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy\text{-}max} = 161{,}88$ MPa

(Voir Annexe C)

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

Lors du blocage de l´ancrage après la mise en tension des câbles de précontrainte un certain recul est nécessaire pour le blocage définitif. Ce recul va provoquer une certaine perte de tension définie comme étant la perte par recul d´ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'a s'annuler a une distance ‹‹ **d** », ils sont définies comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times k(d - x), \text{ Avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}} \quad \text{.....(VI.17)}$$

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

Application Numérique :

E_p = **190 000 MPa**

σ_{p0} = **1416 MPa** $\Delta\sigma_{g\ Moy\text{-}max}$ = **127,44 MPa**

g = 2 mm ***(Voir Annexe C)***

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

Lorsque, dans un élément, présente plusieurs câbles à la mise en tension, les câbles sont tendus l´un après l´autre. A chaque mise en tension d´un câble, il en résulte un raccourcissement du béton, c´est à dire une chute de tension dans les câbles tendus précédemment.

Selon le BPEL la perte due au raccourcissement du béton est donné par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \text{ , avec : } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5,28 \text{.....(VI.18)}$$

D'où : $\Delta\sigma_e(x) = 2,64 \times \sigma_b(x)$, avec : $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} \times \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_P \times e}{I_G}$ .....(VI.19)

- σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : ΔP = 25%) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
- **P :** effort de précontrainte, **P = P0 (1 - ΔP)** ;
- M_p : moment dû au poids propre.

Application Numérique :

E_p = **190 000 MPa**

E_{bi} = **35 981,73 MPa** $\Delta\sigma_{e\ Max}$ = **10,47 Mpa**

P_0 = **2577,12 KN** ***(Voir Annexe C)***

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

Pour le **V8** les pertes instantanées égale : $\Delta\sigma_i = 202,86 Mpa$ donc $\Delta\sigma_i = 14,32\%$

σ_i=**1213,14 Mpa** ***(Voir Annexe C)***

VI.4.2. Pertes de tension différées

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

- retrait du béton
- fluage du béton
- relaxation des aciers

VI.4.2.1. Pertes par retrait

Le retrait de béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton et a des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage de béton.
Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)] \quad \text{.....(VI.20)}$$

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

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r \quad \text{.....(VI.21)}$$

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

Application Numérique :

Ep = 190 000 MPa
$\varepsilon_r = 2\times10^{-4}$ **$\Delta\sigma_r$ = 38 MPa ➔ $\Delta\sigma_r$= 2,68 %**

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.

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f \quad \text{.....(VI.22)}$$

La déformation finale de fluage :

$$\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}} \quad \text{.....(VI.22)}$$

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

$$\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5\sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{.....(VI.23)}$$

σ_b : contrainte final dans le béton au niveau de câble.

Application Numérique :

E_p = 190 000 MPa
E_{bi} = 35 981,73 MPa **$\Delta\sigma_{fl\ Max}$ = 51,17 Mpa**
P_0 = 2577,12 KN ***(Voir Annexe C)***

VI.4.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension à longueur constante. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement.
Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte finale par relaxation vaut :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \quad \text{Avec, } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}} \text{.....(VI.24)}$$

- ρ_{1000} **(%)** : relaxation garantie à 1000 h ;
- μ_0**:** coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation ;
- $\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Application Numérique :

ρ_{1000} =2,5%
μ_0=0 ,43
f_{prg} =1770 Mpa

$\Delta\sigma_{p\ Max}$ = 57,35 Mpa

(Voir Annexe C)

VI.4.2.4. Pertes différées totales

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

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p \text{.....(VI.25)}$$

Application Numérique :

$\Delta\sigma_d$ =131,67 Mpa ***(Voir Annexe C)***

$\Delta\sigma_{\infty - Max}$ = 308,83 Mpa → $\Delta\sigma_{\infty - Max}$ = 21,81 %
$\sigma_{\infty - Max}$ = 1107,26 Mpa

D'après les résultats du tableau de (Annexe C) on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%). Pour la suite de calculs on prend :

$\Delta\sigma$=21,81%

V.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension de câble **C2** à la fin du voussoir **V1.**

Application Numérique :

❖ **Pertes de tension par frottement :**

β = 0 rad ;
α = 0,144 rad **θ = 0,144 rad**
φ = 0,003 m^{-1} ; **$\Delta\sigma\varphi$ = 49,74 Mpa**
f = 0,20
σp_0 = 1 416 Mpa

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

E_P = 190 000 Mpa;
ℓ = 8,10 m; k = 0,007;
g = 0,002 m; d = 6,4 m;
θ = 0,144 rad; **$\Delta\sigma g$ = 75,13 Mpa**.

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

M_p = 57,99 MN.m
n = 20 câbles
$\sigma_\infty = \sigma_0 (1-\Delta P) = 0,75.$
P_0 = 2 577,12 KN ;
e = 0.89 m σ_b = 3,83 Mpa;
B = 8,78 m^2; **$\Delta\sigma_e$ = 10,12 Mpa;**
I = 11,20 m^4 ;
E_p = 190 000 Mpa ;
E_{bi} = 35 981,73 Mpa ;

➢ **Les pertes instantanée totales :** **$\Delta\sigma_i$ = 134,99 Mpa ; σ_i = 1 281,01 Mpa.**

❖ **Pertes par retrait :**

$\xi r = 2\times10^{-4}$ **$\Delta\sigma_r$ = 38 Mpa**

❖ **Pertes par fluage :**

Mp = 57,99 MN.m ;
n = 20 câbles ;
P0 = 2 577,12 KN ;
e = 0,89 m ;
B = 8,78 m^2 ; σ_b = 3,76 Mpa
I = 11,20 m^4 ; **$\Delta\sigma_{fl}$ = 49,70 Mpa**
E_p = 190 000 Mpa ;
E_{bi} = 68 758,19 Mpa;

❖ **Pertes par relaxation :**

σ_i = 1 237,68 Mpa
f_{prg} = 1 770 Mpa μ = 0,699
$\rho_{1\,000}$ = 2,5 % **σ_ρ = 51,20 Mpa**
μ_0 = 0,43

➢ **Les pertes différées totales :** **$\Delta\sigma_d$=130,37Mpa ; σ_d= 1 285,63Mpa**

Les pertes totales de tension de câble **C2** à la fin du voussoir **V1 :**

$\Delta\sigma_\infty$ = 265,36 Mpa **σ_∞ = 1150,64 Mpa**

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape a pour le but de vérifier les contraintes engendrées par l'application de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.
La condition à vérifier est la suivante :

$$\overline{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ , avec: } \sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0+M}{I}y \quad \text{.....(VI.26)}$$

- **P** : effort de précontrainte ;
- **B** : surface de la section considérée ;
- **I** : inertie de la section considérée ;
- **e_0** : excentricité du câble de précontrainte moyen ;
- **M** : moment extérieur ;
- **y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

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

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- **$\Delta P = 21,81\%$ ➔ $\sigma_\infty = 1107,26$ Mpa**
- $\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{c28} = 21$ Mpa ;
- $\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05$ Mpa, Hors section d'enrobage.
- $\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{t28} = 1,89$ Mpa, Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Voussoirs	n° câbles	P (MN)	M (KN.m)	S (m2)	I (m^4)	υ (m)	υ' (m)	e_{moy} (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (Mpa)	Obs
Axe VSP	20	40,30	92750,17	20,80	17,32	1,30	1,70	1,04	-1,87	6,92	✓
Fin VSP	20	40,30	71217,30	8,78	11,20	1,17	1,83	0,91	0,99	10,21	✓
Fin V01	20	40,30	57993,29	8,78	11,20	1,83	1,17	0,89	2,28	8,21	✓
Fin V02	18	36,27	46125,35	8,78	11,20	1,83	1,17	0,90	2,71	6,36	✓
Fin V03	16	32,24	35613,47	8,78	11,20	1,83	1,17	0,88	2,92	4,86	✓
Fin V04	14	28,21	26457,65	8,78	11,20	1,83	1,17	0,89	3,06	3,45	✓
Fin V05	12	24,18	18657,89	8,78	11,20	1,83	1,17	0,89	3,06	2,27	✓
Fin V06	10	20,15	12214,19	8,78	11,20	1,83	1,17	0,87	2,85	1,43	✓
Fin V07	8	16,12	7126,55	8,78	11,20	1,83	1,17	0,83	2,49	0,81	✓
Fin V08	6	12,09	3394,97	8,78	11,20	1,83	1,17	0,83	2,07	0,30	✓
Fin V09	4	8,06	1019,46	8,78	11,20	1,83	1,17	0,73	1,43	0,12	✓
Fin V10	2	4,03	0,00	8,78	11,20	1,83	1,17	0,44	0,64	0,17	✓

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.

Dans cette phase on doit vérifier :

- **$\Delta P = 21,81\%$ ➔ $\sigma_\infty = 1\ 107,26$ Mpa**
- **$\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{c28} = 21$ Mpa** ;
- **$\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05$ Mpa,** Hors section d'enrobage;
- **$\sigma_{bt2} = 1,0 \times f_{t28} = 2,7$ Mpa,** Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans ***(Annexe C)*.**

VI.5.3. Armature des zones tendues

Dans cette partie on va calculer le ferraillage nécessaire pour les sections où le béton est tendu.

Selon (***art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL***), la section d'armatures minimale **A_s** est :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}\right) \quad \text{.....(VI.27)}$$

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

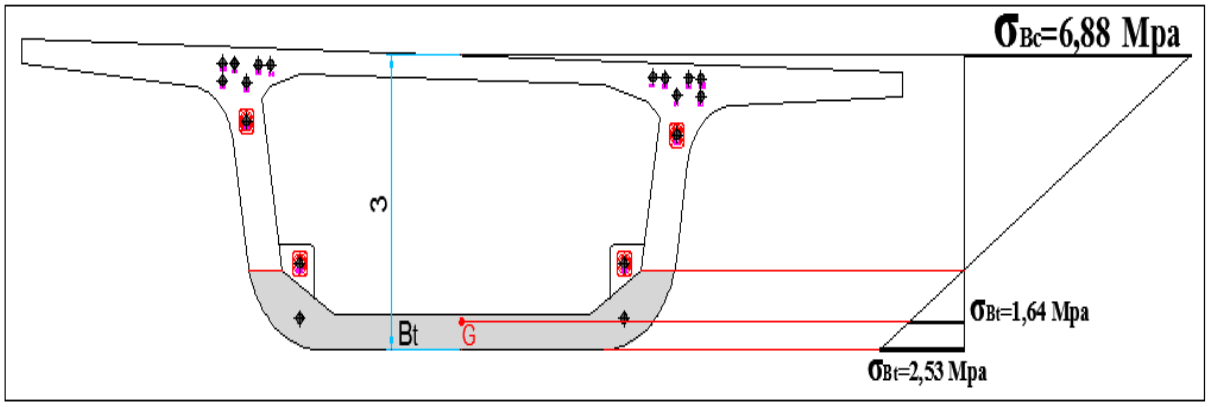


Figure VI.5 Diagramme des contraintes à x = 44,3 m

D'après la **Figure VI.11** et le tableau de vérification des contrariantes ***(Annexe C)***, on a :

- **$B_t = 2,59\ m^2$**
- **$\sigma_{Bt} = 1,64$ Mpa**
- **$N_{Bt} = 4,28$ MN,** sachant que **$N_{Bt} = \sigma_{Bt} \times B_t$**

$$A_s = \frac{2,59}{1000} + \left(\frac{4,28}{500} \times \frac{2,7}{1,64}\right) = 166,83\ cm^2$$

On prend : **2 nappes de HA 16 ; e = 12 cm**

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

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

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

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

- **Effort tranchant dû à la précontrainte**

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

- Un effort tranchant positif ;
- Une composante verticale de la précontrainte **Psinα** qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura donc : $\mathbf{V_P = P \times \sin \alpha}$……(VI.28)

Application Numérique :

$P_0 = 2577{,}12$ MPa ; $\Delta P = 21{,}81$ %
$\alpha_{moy} = 0{,}162$ rad
n = 10 câbles

$\mathbf{V_P = 3{,}25\ MN}$

α_{moy} : la moyenne des variations en élévation des câbles.

- **Effet hyperstatique**

L'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe il est égal à la dérivée de ce moment :

$$\mathbf{V_h = \frac{dM}{dx}} \quad \text{(VI.29)}$$

L'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide du Logiciel Autodesk Robot Structural, sous une combinaison de charge à l'ELS. $\mathbf{V_{ser}(3) = 8{,}49\ MN}$

➔ L'effort tranchant réduit final égal : $\mathbf{V_r = V_{ser} - V_P = 8{,}49\text{-}3{,}25 = 5{,}24\ MN.}$

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\boldsymbol{\tau_{max} < \min(\overline{\tau_1}; \overline{\tau_2})}\ \textbf{, avec}\ \boldsymbol{\tau = \frac{V_{red}}{Z \times b_n}} \quad \text{(VI.30)}$$

Tel que : $$\boldsymbol{\overline{\tau_1^2} = 0{,}4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]} \quad \text{(VI.31)}$$

$$\boldsymbol{\overline{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0{,}6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]} \quad \text{(VI.32)}$$

σ_x: contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

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

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

$\mathbf{b_n}$: Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme: $\mathbf{b_n = 2 \times (e_a - nk\Phi_g)}$

$\mathbf{e_a}$ **:** l'épaisseur brute de l'âme **;**
n : nombre de câble ;
k=0.5 ; injection de coulis de ciment ;
Φ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

$\boldsymbol{f}$ **c28** = 35 Mpa ; $\boldsymbol{f}$ **t28** = 2,7 Mpa	τ_{max} **= 2,43 Mpa**
P0 = 2577,12 Mpa ; **ΔP** = 21,81 %	σ_x **= 4,59 Mpa**
V_{red} = 5,24 MN ; **ρ** =59,58%	$\overline{\tau_1^2}$ **=7,87 Mpa²** ➔ $\overline{\tau_1}$ **=2,81 Mpa.**
n = 20 câbles ;	$\overline{\tau_2^2}$ **=18,46 Mpa²** ➔ $\overline{\tau_2}$ **=4,30 Mpa.**
b_n = 0,90 m ; **z** = 2,39 m	

➢ On constate que : $\boldsymbol{\tau_{max} < \tau}$ ➔ **vérifiée**

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

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

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification :

- De la résistance des armatures transversales.
- Des bielles comprimées.

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

$\mathbf{tg\, 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}}$, avec $\mathbf{\beta_u \geq 30°}$……..……(VI.33)

σ_x**,** σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\mathbf{\sigma_x = \frac{P}{B}}$

$\boldsymbol{\tau_u}$: Contrainte tangentielle ultime,

$\mathbf{\tau_u = \frac{V_{u\,red}}{z \times b_n}}$……..……(VI.34)

Application Numérique :

Abscisse de vérification : 3 m	$V_{U\text{-}red}$ **= 8,19 MPa**
$V_{max\ comb\text{-}Elu}$ = 11,44 MN	τ_u **= 3,81 MPa**
σ_x = 4,59 MPa	β_u **= 29,47°**
z = 2,39 m	**On prend :** β_u **= 30°**
b_n = 0,90 m	

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

$$\frac{\mathbf{A_t \times f_e}}{\mathbf{b_n \times S_t \times \gamma}} \geq \left[\boldsymbol{\tau_u} - \frac{\mathbf{f_{tj}}}{\mathbf{3}}\right] \times \mathbf{tg\beta_u} \quad \text{.....(VI.35)}$$

$\mathbf{A_t}$: 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 ;
$\boldsymbol{\gamma_s}$ = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

Abscisse de vérification : x = 3 m
$V_{max\ comb\ -\ Elu}$ = 11,44 MN ;
τ_u = 3,81 Mpa ;
f_{t28} = 2,7 Mpa ; f_e = 500 Mpa
γ_s = 1,15 ; b_n = 0,90 m ; β_u = 30°

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{34,78\ cm^2/m}$$

- **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum est calculé par l'inégalité suivante :

$$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{0,6} \times \frac{\mathbf{b_n \times \gamma_s}}{\boldsymbol{f_e}} \quad \rightarrow \quad \frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{S_t}} \geq \mathbf{12,42\ cm^2/m}$$

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

$$\boldsymbol{\tau_u} \leq \frac{\boldsymbol{f_{c28}}}{\mathbf{6}} = \frac{\mathbf{35}}{\mathbf{6}} = \mathbf{5,83\ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

VI.7. VERIFICATION DE LA FLECHE

Selon le **BAEL** la flèche admissible est de **L/500**, où **L = 55 m** est la portée de la travée considérée.

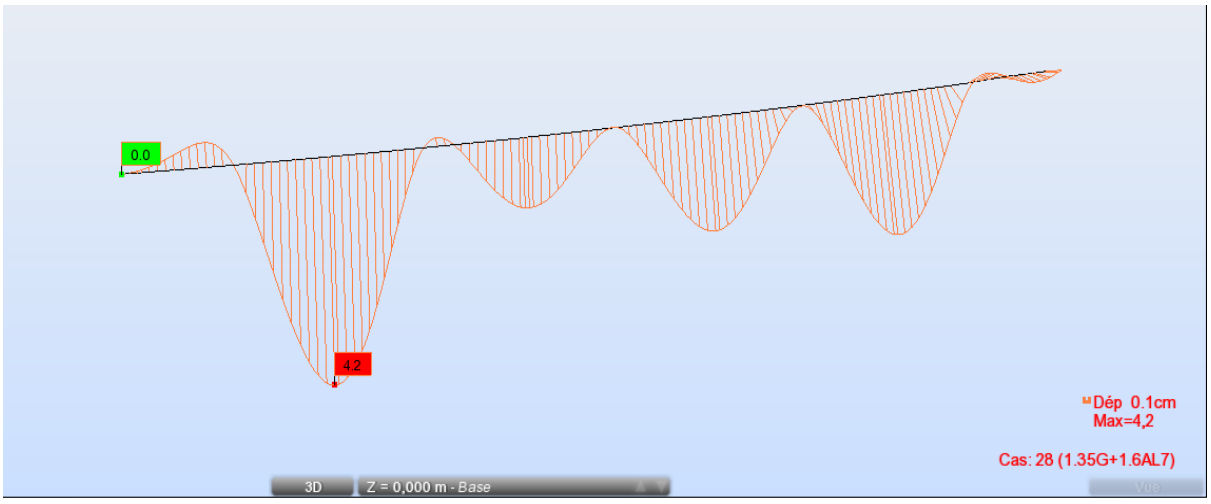


Figure VI.6 La flèche maximale de l'ouvrage

La flèche maximal $\boldsymbol{\delta}$**= 4,2 cm <** $\boldsymbol{\delta_{adm}}$**= 55/500 = 11 cm** donc la condition du déplacement élastique est vérifiée.

V.8. CONCLUSION

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

CHAPITRE VII

ETUDE TRANSVERSALE



ENSTP 2019-2020

VII.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armature passives) dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur.

Dans un ouvrage de hauteur constante comme c'est le cas de notre ouvrage, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courant nous nous intéressons à l'étude du voussoir courant.

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dù a l'effort t tranchant.

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

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 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

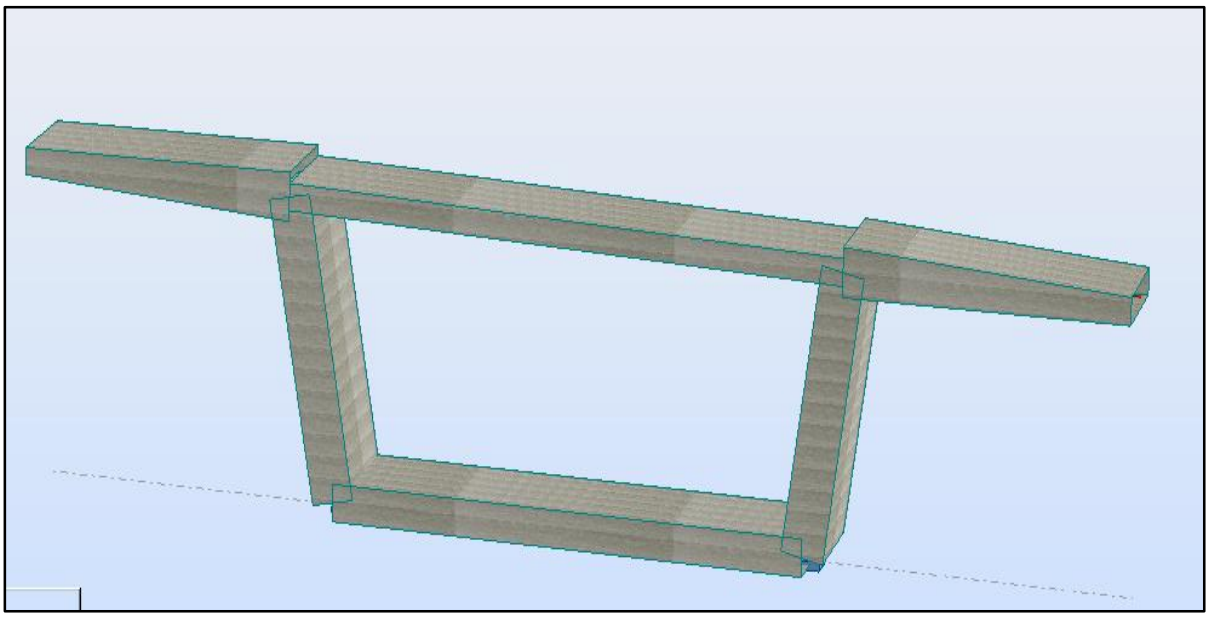


Figure VII.1. Vue en 3D du voussoir courant.

VII.2.2. Combinaisons de charges

Les charges à considérer sont celles définit précédemment dans le ***CHAPITRE IV.***
Le voussoir doit être ferraillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le « Fascicule N°61Titre 2 », le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons.

Tableau VII.1. Combinaisons des charges appliquées.

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

VII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2.Les efforts extrêmes dans le voussoir clef

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)		N (KN)	
	M_{elu}	M_{ser}	M_{elu}	M_{ser}	N_{elu}	N_{ser}
Hourdis supérieur	242.58	181.87	-404.421	-302.89	/	/
Hourdis inférieur	20.85	20.40	-70.63	-52.65	/	/
Ame	289.34	217.56	-70.63	-52.64	139.17	104.43

VII.3. FERRAILLAGE

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

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

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

❖ **Nappe supérieure**

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

Application numérique

b = 1,00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire

h = 0,41 m ; c = 0,05 m ; M_{ser} (sup) = 302.89 KN.m

$\overline{\sigma_{bc}}$ =21 MPa

$\overline{\sigma_{st}}$ =250 MPa

d = 0,9 h = 0,9 × 41 = 36,9 cm

$X=\frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}\times d=20.57$ cm ; $z=d-\frac{X}{3}=30.04$ cm

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 656.6$ KN.m;

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

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_{st}}} = 39.25$ cm² ➔ On propose une nappes de **8HA25** ;

$A_{(C.N.F)} = 0{,}23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 4{,}58$ cm² $\leq A_{ser}$ ➔ **Condition de non fragilité est vérifiée.**

❖ **Nappe inférieure**

b = 1,00 m ; On calcule le ferraillage par mètre linéaire

h = 0,25 m ; c = 0,05 m ; M_{ser} (sup) = 181.87 KN.m

$\overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{st}} = 250$ MPa

d = 0,9 h = 0,9 × 25 = 22,5 cm

$X = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d = 12.54$ cm ; $z = d - \frac{X}{3} = 18.32$ cm

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z = 241.2$ KN.m ;

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

$\mathbf{A_{ser}} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_{st}}} = 39.31$ cm² ➔ On propose une nappes de **8HA25** ;

$A_{(C.N.F)} = 0{,}23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 2{,}79$ cm² $\leq A_{ser}$ ➔ **Condition de non fragilité est vérifiée.**

❖ **Ferraillage longitudinal**

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

$A_{s1} = \frac{A_{st}}{3} = 13.28$ cm² ➔ On propose une nappe de **7HA16**.

$A(C.N.F) = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 4.79$ cm² $\leq A_{ser}$ **Condition de non-fragilité est vérifiée.**

VII.3.2. Ferraillage passif du voussoir

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. Ferraillage passif des voussoirs

		Transversal	Longitudinal
Hourdis supérieurs	**Nappe Sup**	5HA32	8HA14
	Nappe Inf	5HA32	8HA14
Hourdis inferieur	**Nappe Sup**	5HA16	4HA12
	Nappe Inf	5HA14	
Âme	**Nappe Interne**	7HA20	7HA12
	Nappe Ixterne	**7HA20**	

NB : Les diagrammes des moments et les efforts tranchants sont représentés dans l'annexe B.

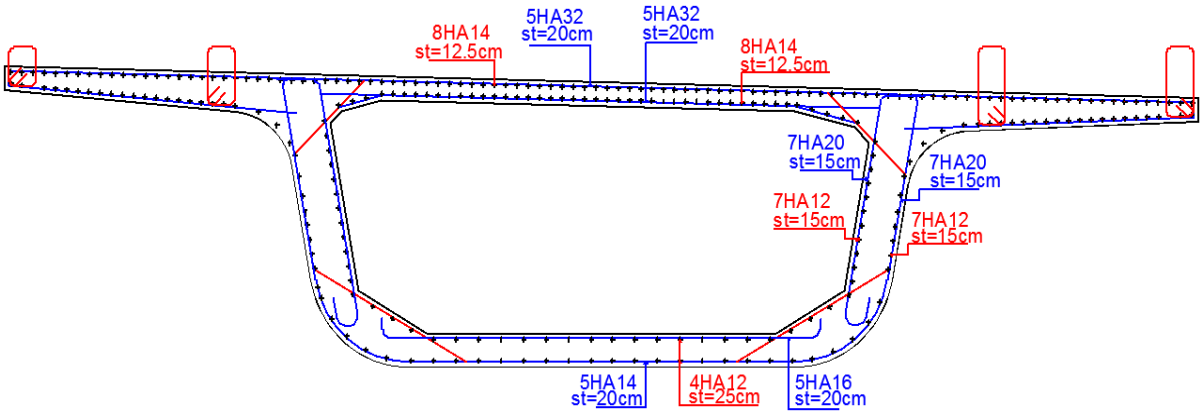


Figure VII.2. Schéma du ferraillage passif du voussoir courant.

VII.4.CONCLUSION

L'étude transversale qui a été faite dans ce chapitre à l'aide du logiciel, a pour but de déterminer les déférentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdis supérieurs et hourdis inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leur disposition.

CHAPITRE VIII

EQUIPEMENTS DU TABLIER

ENSTP 2019-2020

VIII.1. INTRODUCTION

On désigne par "équipements" l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, mais dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa mission, notamment vis-à-vis des usagers. Parmi ces équipements **:**

- Revêtement du tablier.
- Trottoir.
- Système d'évacuation des eaux.
- Corniche (qui joue un rôle esthétique).
- Appareil d'appuis.
- Dé d'appui.
- Joint de chaussée.

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

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les d'appuis sont conçus et construits pour transmettre les charges verticales et horizontales du tablier aux sous- structures, permettant des mouvements de translation et rotations, tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

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

Notre choix de ce type d'appareil d'appuis est basé sur les raisons suivantes :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Leur cout est relativement modère ;

VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliqués seront calculées à l'ELU

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

Combinaison	R Culée Max (MN)	R piles Max (MN)
1.35G+1.6A(l)	5.9	24.08
1.35G+1.6Bc	3.51	21
1.35G+1.6Bt	3.52	19.66
1.35G+1.35Mc120	3.50	21.73
1.35G+1.35D240	3.50	21.40

VIII.2.3. Dimensionnement d'a ppareil d'appuis de type B (Selon le guide technique SETRA)

Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm (avec une tolérance de - 0, + 2 mm).

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

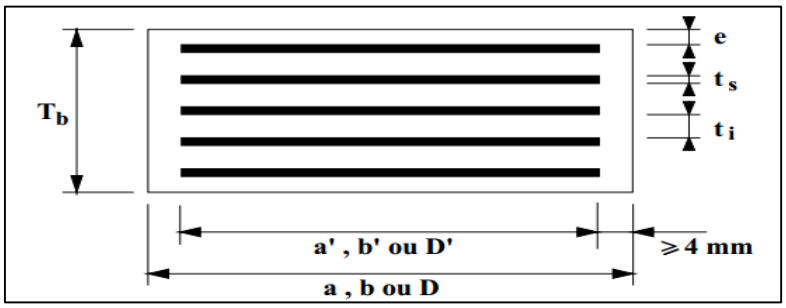


Figure VIII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appuis

- ✓ 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.

❖ **Aire l'appareil d'appui :**

La contrainte de compression moyenne doit être inférieur ou égale 20 MPa sur la surface A' suivant les dimensions de l'appareil d'appuis.

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa\ ; \quad \text{Avec } N_{max} = \frac{R_{max}}{2} \qquad \text{(VIII.1)}$$

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

L'épaisseur de l'appareil d'appui **T**, est conditionnée par la condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \qquad \text{(VIII.2)}$$

a : est le grand côté de l'élastomère**.**

❖ **Dimensionnement des frettes :**

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

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases} \qquad \text{(VIII.3)}$$

Tel que

σ_e= 235 Kg/mm^2

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a' \times b'} \quad \text{(VIII.4)}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} \quad \text{(VIII.5)}$$

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

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

	Cas de la pile	**Cas de la culée**
R_{max}	24.08 MN	5.9 MN
N_{max}	12.04 MN	2.95 MN
a×b	≤ 0.602 m^2 ➔ (a×b) = (**800×800**) mm^2	≤0.1475 m^2 ➔ (a×b) = (**400×400**) mm^2.
T	80 ≤ T ≤ 160	40 ≤ T ≤ 80
Ts	> 2.88 mm	> 2.82 mm
On prendra	∗5 Feuilles d'élastomère : ti = 16 mm. ∗2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 8 mm. ∗6 Frettes métalliques de : ts = 4 mm. ∗Enrobage des chants : 10 mm.	∗ 5 Feuilles d'élastomère : ti = 10 mm. ∗ 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 5 mm. ∗ 6 Frettes métalliques de : ts = 5 mm. ∗ Enrobage des chants : 10 mm
(a×b×t)	(**800×800×120**) mm^3	(**400×400×90**) mm^3

VIII.2.4. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

VIII.2.4.1. Actions statiques :

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \varepsilon \quad \text{(VIII.6)}$$

Avec:

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

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

ε_T : coefficient de la température. $\varepsilon_T = \lambda \times \Delta T$; avec ΔT=40°C et $\lambda = 10^{-5}$;

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

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

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

VIII.2.4.2. Actions dynamiques :

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal dû à un système de charge A(l) : F_{fr} = 0.345 MN ;(***Voir chapitre IV***).

VIII.2.4.3. Déplacement horizontale :

$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}$ ……(VIII.7)

v_{xT} : déplacement du à la température, donnée par : $v_{xT} = |X_i| \times \varepsilon_T$;

V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = |X_i| \times \varepsilon_f$;

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

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

$$V_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 MPa cas statique, et 1,2 MPa cas dynamique ;

T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau VIII.3. Déplacement horizontal du tablier.

	$\|X_i\|$ (m)	K_i (MN/m)	$K_i / \sum K_i$	H_T (MN)	H_{flu} (MN)	H_r (MN)	H_{fr} (MN)	V_{xT} (m)	V_{xfl} (m)	V_{xr} (m)	V_{xfr} (m)
C_1	137.49	6.40	0.069	0.158	0.220	0.176	0.024	0.025	0.034	0.027	0.004
P_1	105.99	15.98	0.172	0.305	0.424	0.339	0.059	**0.019**	**0.026**	**0.021**	**0.004**
P_2	50.99	15.94	0.172	0.146	0.203	0.163	0.059	0.009	0.013	0.010	0.004
P_3	4.01	15.99	0.172	0.012	0.016	0.013	0.059	0.001	0.001	0.001	0.004
P_4	59.01	16.00	0.173	0.170	0.236	0.189	0.060	0.011	0.015	0.012	0.004
P_5	90.51	16.00	0.173	0.261	0.362	0.290	0.060	0.016	0.023	0.018	0.004
C_2	145.51	6.40	0.069	0.168	0.233	0.186	0.024	**0.026**	**0.036**	**0.029**	**0.004**

Avec

X_{CR}: centre de rigidité ; $X_{CR} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i}$

X_i : la distance entre l'appuis et centre de rigidité ;

K_i : raideur d'appui ;(***voire chapitre VIX***).

Donc :

$V_{x\ pile\ max}$= **0.07 m.** $V_{x\ culée\ max}$=**0.095 m.**

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

$V_{x\ pile\ dynamique} = V_{x\ culée\ dynamique} = 0.091$ m.

Donc

$V_{x\ pile\ max}$= 0.161 m.

$V_{x\ culée\ max}$=0.186 m.

VIII.2.5. Vérifications du dimensionnement

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

VIII.2.5.1. Résistance à la compression :

Cas de la pile :

$$\sigma_p = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{12.04}{0.8 \times 0.8} = 18.81\ \text{MPa} \leq \sigma_m = 20\ \text{MPa} \rightarrow \textbf{Vérifiée} \quad \text{(VIII.8)}$$

Cas de la culée :

$$\sigma_p = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{2.95}{0.4 \times 0.4} = 18.43\ MPa \leq \sigma_m = 20\ MPa \rightarrow \textbf{\textit{Vérifiée}}$$

VIII.2.5.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc \quad \text{(VIII.9)}$$

Avec

γ_s **=3** : le coefficient de sécurité ;
Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;
Pc = 4×G×B×S²×d/h : la charge critique de flambement ;
B : l'aire nominale de l'appui ;
d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;
h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;

$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$: le facteur de forme.

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
S=12.15 ;	S=10 ;
d=0.02 m ;	d=0.015 m ;
h=0.12m ;	h=0.09 m ;
B=0.64 m^2 ;	B=0.16 m^2 ;
Pc=60 MN ;	Pc=9.60 MN ;
Pu=12.04 MN ;	Pu=2.95 MN ;
γ_s×Pu = 36.12 MN ≤ Pc=60 MN	**γ_s×Pu = 8.85 MN ≤ Pc=9.60 MN**
➔ Vérifiée.	**➔ Vérifiée.**

VIII.2.5.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier

$$\delta = V_x / T < \delta c \quad \text{(VIII.10)}$$

Cas de la pile :

Pour **p = Pu/Pc = 0.201 MN < 0.25 MPA** ; on trouve : **$\delta c \leq 0.7+4(\delta_0 -0.7)\ (0.25-p)$** ;
Tel que **$\delta_0 = b/T$**, borné par **$[0.7 < \delta_0 < 2]$** ;

b : petit côté de l'appui ;
T : épaisseur totale d'élastomère.

Cas de la culée :

Pour **p = Pu/Pc = 0.307 MN > 0.25 MPA** ; on trouve : **$\delta c \leq 1.4(1-2p)$** ;

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
b =800 mm ; T =120 mm ;	b=400 mm ; T=60 mm ;
δ_0 =6.67 ;	δ_c =0.54 ;
On prend δ_0 = 2 ;	δ =2.79 ;
δ_c =0.957 ;	$\delta \leq \delta_c$ ➔ **Non Vérifiée**
Vx=0.161 m ;	
δ =1.342 ;	
$\delta \leq \delta_c$ ➔ **Non Vérifiée.**	

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion.

VIII.2.5.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier que la force horizontale :

$$\mathbf{H < f \times N_{max}} \text{ et } \mathbf{f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)} \quad \text{.....(VIII.11)}$$

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

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culée**
N = (6.19+2.08+0.2×2.15)= 8.70 MN ;	N = (6.19+1.14+0.2×1.42) = 7.61MN ;
σ_m=13.59 MPa ; f=0.14 ;	σ_m=47.57 MPa ; f=0.11 ;
H=(1.48+0.4×0.305+0.762+0.2×0.173)=2.4MN ;	H=(0.683+0.2×0.173+0.762+0.4×0.305)=1.6 MN ;
2.4 MN < 8.7×0.14=1.25 MN	**1.6 MN < 7.61×0.11=0.86 MN**
➔ **Non vérifiée.**	➔ **Non vérifiée.**

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

VIII.2.5.5. Les plaques de fixation :

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

Ils ont une épaisseur de **22,5 mm** avec une section supérieure à **5 cm** dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.



Figure VIII.2 Plaque de fixation

VIII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

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

$A = b + 200$ ➔ $A = 800 + 200$ ➔ $A = 1000$ mm;

$B = a + 200$ ➔ $B = 800 + 200$ ➔ $B = 1000$ mm;

$h \geq 2\ B_0 / P_0$ ➔ $h \geq 0.5$ m. On prend $h = 0.5$m;

Avec

$B_0 = A \times B = 1\ m^2$;

$P_0 = 2\ (A + B) = 4$ m;

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

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

❖ **Armatures de chainage**

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

$$A_c = \frac{\mathbf{0.25 \times N}}{\boldsymbol{\sigma_s}} = \frac{0.25 \times 12.04}{434.78} = 69.13 cm^2 \text{ ➔ } \mathbf{Soit\ 22HA20} \quad \text{(VIII.12)}$$

❖ **Armatures horizontale**

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

$$A_h = \frac{\mathbf{0.125 \times N}}{\boldsymbol{\sigma_s}} = \frac{0.125 \times 12.04}{434.78} = 34.61\ cm^2 \text{ ➔ } \mathbf{Soit\ 18HA16} \quad \text{(VIII.13)}$$

❖ **Frette supérieure**

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

$$A_s = \frac{\mathbf{0.04 \times N}}{\boldsymbol{\sigma_s}} = \frac{0.04 \times 12.04}{434.78} = 11.08\ cm^2 \text{ ➔ } \mathbf{Soit\ 10HA12} \quad \text{(VIII.14)}$$

❖ **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.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 12.04}{434.78} = 27.70 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Soit 14HA16} \quad \text{(VIII.15)}$$

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

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

(A×B×h)= (**600**×**600**×**300**) mm3

Le ferraillage de dé d'appui est montré dans le schéma de la figure ***VIII.4***

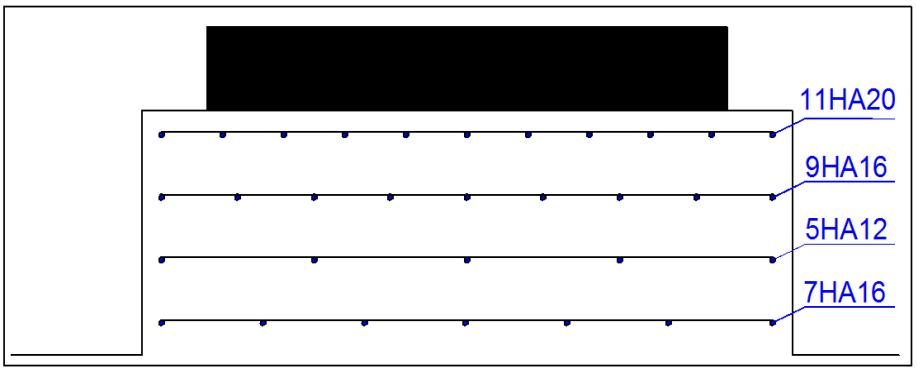


Figure VIII.3. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

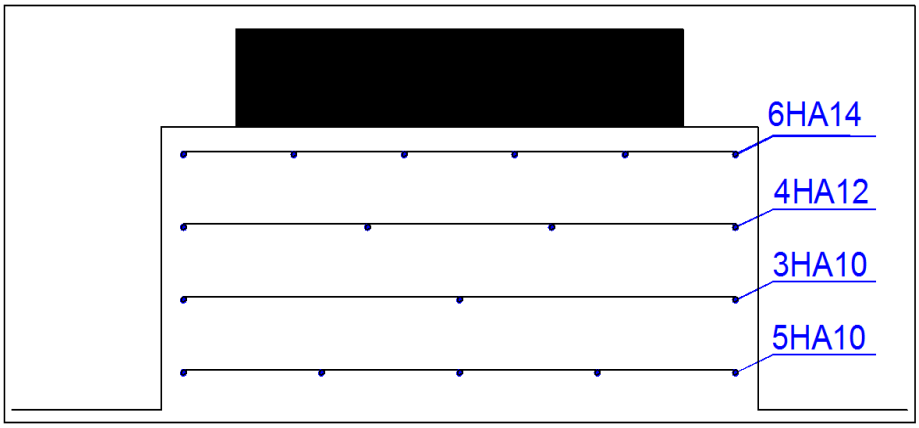


Figure VIII.4. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

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

VIII.4.1. Dimensionnement

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

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

$$\mathbf{W = W_D + 0.4\ W_T + W_S/3}$$

Avec

W : souffle total du joint ;

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

W_T : souffle thermique ;
Ws : souffle sismique.

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

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 9.1 cm).

Donc : W = **10.57 cm**.

VIII.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 10.57 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.



Figure VIII.5. Joint du type Wd.

Tableau VIII.4. Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	**110**	**116**	**104**	**92**	**90**
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd110**.

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

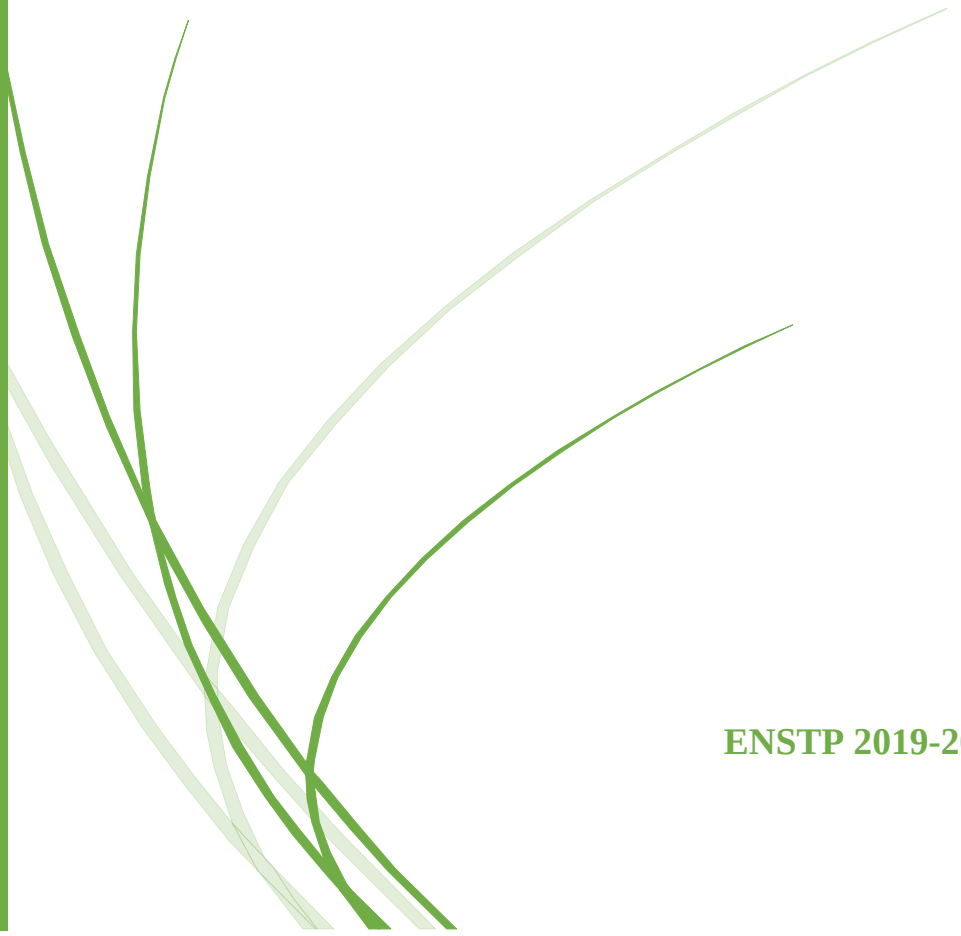
V.III.5. CONCLUSION

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

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

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



ENSTP 2019-2020

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. Dans le présent, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un élément de liaison entre le tablier et le sol qui sert à transmettre les charges du pont vers le sol.

IX.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est en fonction à plusieurs paramètres :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

Tableau IX 1 Implantation et hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteurs (m)	9,65	13,20	9,19	6,91	7,91
position	PK56+581	PK56+636	PK56+691	PK56+746	PK56+801

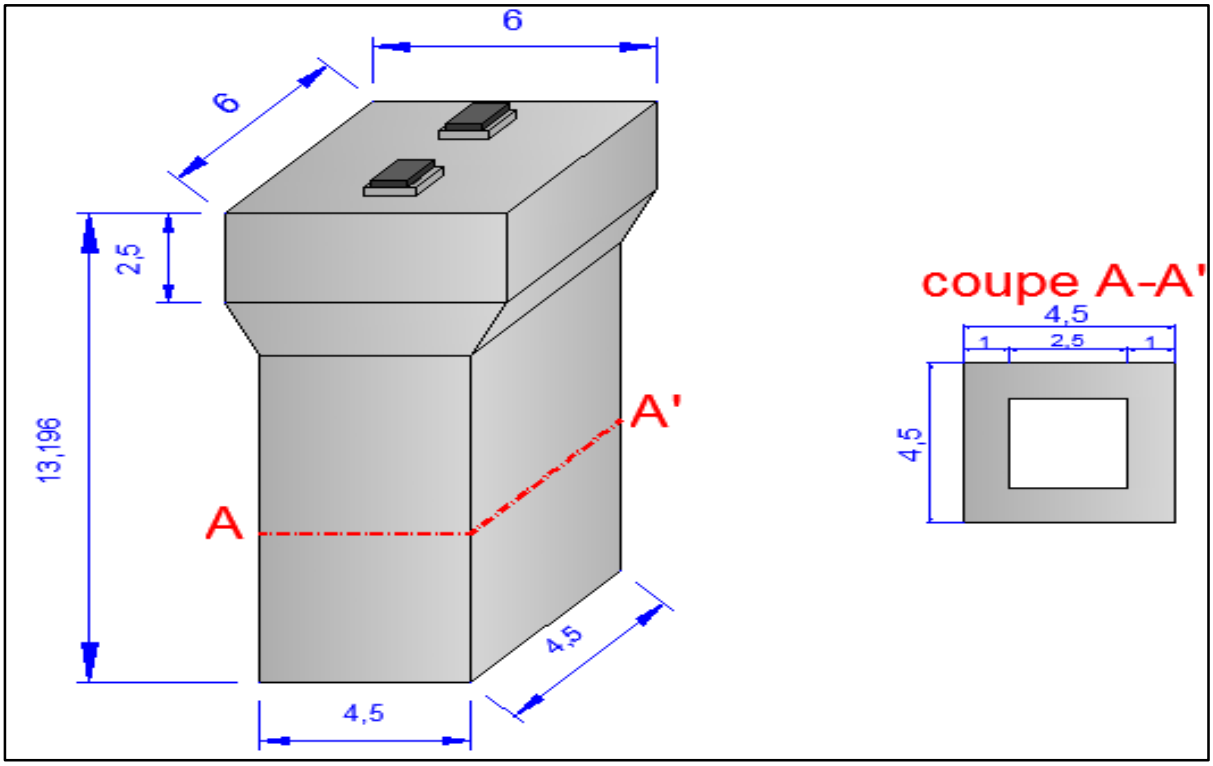


Figure IX.1 Dimensions de la pile la plus haute

IX.2.2. Evaluation de la raideur totale K

Les raideurs des piles et des appareils d'appui sont données par les formules suivantes :

$$K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad , \quad K_{pile} = n \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{A-app}}} \qquad \text{.....(IX.1)}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par pile égal à deux ;
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 et transversales des appuis

Appuis	h (m)	K appareils d'appuis		K piles (MN/m)	K appuis	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
C01	4,61	4,80	6,40	Infinie	4,80	6,40
P1	9,65	12	16	3406,01	11,96	15,93
P2	13,20	12	16	1330,78	11,89	15,81
P3	9,19	12	16	3956,40	11,96	15,94
P4	6,91	12	16	9276,71	11,98	15,97
P5	7,91	12	16	6184,42	11,98	15,96
C02	5,87	4,80	6,40	Infinie	4,80	6,40

Les raideurs totales égalent : $Ks_{long} = Ks_{trans} = 69,37$ MN/m
$Kd_{long} = Kd_{trans} = 92,4$ MN/m

IX.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

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

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

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

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

Application numérique :

$Mp = \rho \times \sum Si \times Hi = 25 \times (14 \times (5.65+9.2+5.18+2.91+3.91)+125,02 \times 5)$
➔**Mp**= 25025 KN.
➔**Mt**=64 542.45 KN **(CHAPITRE IV)**
$Mp \leq 0.43\ Mt = 27\ 753.25$ KN ➔**Condition vérifiée**

❖ **Angle de biais**

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

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

❖ **Courbure de pont**

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

Dans mon pont il y a un arc avec L=141,71 m et R= 720 m ➔ α=L/R=0,197 rad = 12,53 grades.

12,53 grades < 30 grades ➔ **Condition vérifiée.**

❖ **Symétrie transversale**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal **:** $\mathbf{e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\%L}$

$\mathbf{X_M = \frac{L}{2}}$ **et** $\mathbf{X_R = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i}}$ .....(IX.2)

Application numérique :

$X_M = 283/2 = 141{,}5$ m

$X_R = 137{,}58$ m

$|141{,}5 - 137{,}58| \leq 14{,}15$ m ➔ **Condition vérifiée.**

IX.2.3.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

FL = MT× Sa (T) .....(IX.3)

M_T : est la masse effective totale de la structure : **M_T =6 454,25 t** ;

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

$$\mathbf{.Sa(T)} \begin{cases} A * S * g * \left(1 + \left(\frac{T}{T1}\right) * (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5 * A * \eta * S * g & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5 * A * \eta * S * g * \left(\frac{T2}{T}\right) & T2 \leq T \leq 3\ s \\ 2.5 * A * \eta * S * g * \left(\frac{3T2}{T^2}\right) & T \geq 3\ s \end{cases}$$

T_1,T_2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site S2 (**T_1=0,15, T2=0,40, S=1,1).**

g: accélération de la pesanteur = **9,81 m/s^2**

S : coefficient du site (S2).

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : **T= 2×π$\sqrt{M/K}$**.

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique **zone IIa** et de l'importance du pont (**Groupe de pont 02**) ➔ **A = 0,20**.

ξ: taux d'amortissement **5 %** ;

η: facteur de correction de l'amortissement : **η=1 ;**

Application numérique :

T= 2×π$\sqrt{6\ 454{,}245/92400}$= 1,66 s

T2 < T < 3,00 s ➔ Sa(T ; ξ) = 2,5 η A g S (T2/T)➔ Sa= 1,30 m/s^2

$F_L = M_T \times Sa(T)$ ➔ F_L= 6 454,25×1,3 ➔F_L=8388,32 KN

Les forces horizontales et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F,\ d_{L(tablier)} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sa \ \text{ et } \ d_{L(appuis)} = \frac{F_{L(appui)}}{K_{(appui)}} \quad \text{.....(IX.4)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau IX.3 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui

Appuis	C1	P1	P2	P3	P4	P5	C1
FL (KN)	581.0	1445.7	1435.2	1446.6	1450.0	1448.7	581.0
Déplacement du tablier (cm)	9.08	9.08	9.08	9.08	9.08	9.08	9.08

IX.2.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

La méthode utilisée est la méthode des piles indépendantes qui est appliquée pour le cas de piles de hauteurs régulières, tabliers longs ou libres au niveau des culées. On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

F_T = Mt x Sa (T).

Mt : masse de la moitié sup. de la pile i + portion de tablier rattachée.

Vérification de la condition d'application de la méthode **0,95< Ti/Ti+1 <1,05** ➡ **vérifiée**

Les résultats de vérification sont représentés dans le **tableau IX.5** :

Les résultats de calcul sont représentés dans le **tableau IX.4** :

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

Appui	K (MN/m)	M (Kg)	T (s)	S_a (m/s^2)	F_T (KN)	Déplacement (cm)
C1/C2	6,40	718 322,5	2,10	1,03	736,48	11,51
P1	15,93	1 848 070	2,14	1,01	1 866,92	11,68
P2	15,81	1 910 195	2,18	0,99	1 895,08	11,89
P3	15,94	1 839 845	2,13	1,01	1 862,97	11,65
P4	15,97	1 800 120	2,11	1,02	1 843,29	11,52
P5	15,96	1 817 620	2,12	1,02	1 852,06	11,58

Tableau IX.5 vérification de la condition entre les piles adjacentes i et i+1

	Ti	Ti+1	Ti/Ti+1	Vérification
C1-P1	2,10	2,14	0,99	vérifiée
P1-P2	2,14	2,18	0,98	vérifiée
P2-P3	2,18	2,13	1,02	vérifiée
P3-P4	2,13	2,11	1,01	vérifiée
P4-P5	2,11	2,12	1	vérifiée
P5-C2	2,12	2,10	1,01	vérifiée

IX.2.3.3. Séisme vertical

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

IX.2.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, les combinaisons des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

- Exx = Ex ± 0.3 Ey ± 0.3 Ez
- Eyy = Ey ± 0.3Ex ± 0.3Ez
- Ezz = Ez ± 0.3Ex ± 0.3Ey

On s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 2 (détail de calcul voir ***(Annexe C)***.

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

Direction des efforts	Ex	Ey	Ez	Effort sismique (pile 2) KN
Exx (longitudinale)	1	0,3	0,3	2 012,79
Eyy (transversale)	0,3	1	0,3	2 328,36

La combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E**

Q : Actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas : Q = A(L) ;

Ψ : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

IX.2.5. Evaluation des efforts agissant sur la pile

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

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

Sollicitations Désignations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
G_{max} Pile	3 220	-	-
G_{max} Tablier	14 448,76	-	-
A(l) 3 Voies	3 075,95	-	-
Bc 3 Voies	1 666,17	-	-
Bt 3 Voies	820,22	-	-
Mc120	2 035,55	-	-
D240	2 256,96	-	-
Freinage Bc 3 Vs	-	51,42	678,744
Freinage A(l) 3 Vs	-	59,11	780,252
H_T	-	65,34	862,488
H_{flv} (ret + flu)	-	90,75	1 197,9
Séisme longitudinal	-	2 012,79	26 568,828
Séisme transversal	-	2 328,36	30 734,352

IX.2.6. Combinaison des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU, l'ELS, l'ELA

Tableau IX.8 Combinaisons des efforts

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) + 0,6HT + Hflv	21 359,90	200,89	2 651,70
ELU	1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 HT + Hflv	**28 774,35**	244,13	3 222,54
ELA (longitudinale)	G + Ex + 0,2A(l) + 0,4 HT + Hflv	18 283,95	**2 141,50**	**28 267,77**
ELA (transversale)	G + Ey + 0,2 A(l) + 0,4 HT + Hflv	18 283,95	**2 457,07**	**32 433,30**

IX.2.7. Ferraillage de la pile

IX.2.7.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

La stabilité de la pile vis-à-vis de flambement est satisfaite si :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70 \quad \text{.....(IX.5)}$$

Avec

λ : l'élancement géométrique de la pile.

l_f : la longueur de flambement de la pile la plus haute $l_f = 2l_0 = 26,4$ m.

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute : $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{30,92}{14}} = 1,49$ m

$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{26,4}{1,49} = 17,72 \leq \mathbf{70}$

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

IX.2.7.2. Ferraillage en phase de réalisation

Comme on a déjà vu dans le **Chapitre V**, la valeur maximale du moment fléchissant et son effort normal correspondant pour le cas accidentelle sont :

N = 11 903,87 KN ; M_y = 34 859,66 KN.m

La condition d'orientation doit être toujours satisfaite.

$\frac{t_x}{h} \leq \frac{t_y}{b}$ $\quad \mathbf{0,22 = 0,22}$ ➔ **Vérifiée**

- **t_x, t_y** : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement ;
- **h, b** : sont les grandes dimensions de la section ;

Application numérique :

$m_x = 0$ (phase de réalisation)

$$m_y = \frac{M_y}{b^2\, h\, f_{c28}} = \frac{34\,859,66}{4,5 \times 4,5^2 \times 27 \times 10^3} = 0,014$$

On doit calculer l'effort normal relatif au dimensionnement, pour qu'on puisse utiliser les abaques de **WALTHER (Figure IX.4).**
Les abaques de **WALTHER** nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale **ω**.

Quand : **η** = ∞ :

- $n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{11903,87}{4,5 \times 4,5 \times 27 \times 10^3} = 0,022$

Le degré mécanique d'armature totale : **ω = 0,08**
Avec :

- **η**: rapport des moments relatifs (sans dimension).
- **$\eta = m_y/m_x$.**

m_x, m_y : efforts intérieurs relatifs.

- $F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,08 \times 4,5 \times 4,5 \times 27}{500} = 874,8$ cm²
- As (coté b) : 0,25 F_a = 218,7 cm² ➔ On prend **46HA25**
- As (coté h) : 0,25 F_a = 218,7 cm² ➔ On prend **46HA25**

IX.2.7.3. En phase de service

La base de la pile soumise à une flexion oblique, deux moment **Mx** et **My** avec un effort normal N.

N = 28 774,35 KN ; $\mathbf{M_x}$ **= 32 433,30 KN.m** ; $\mathbf{M_y}$ **= 28 267,77 KN.m**

Application Numérique :

$$m_x = \frac{M_x}{b\,h^2\,f_{c28}} = \frac{32433{,}30}{4{,}5 \times 4{,}5^2 \times 27 \times 10^3} = 0{,}013$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2\,h\,f_{c28}} = \frac{28267{,}77}{4{,}5^2 \times 4{,}5 \times 27 \times 10^3} = 0{,}011 \text{ donc } \quad 1 \leq \quad \boldsymbol{\eta = 1{,}18} \leq 2$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{28774{,}35}{4{,}5 \times 4{,}5 \times 27 \times 10^3} = 0{,}053$$

- **Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0{,}08$)**

Application numérique :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0{,}08 \times 4{,}5 \times 4{,}5 \times 27}{500} = 874{,}8 \text{ cm}^2$$

As (coté b) : 0,25 F_a = 218,7 cm^2 ➔ On prend **46HA25**

As (coté h) : 0,25 F_a = 218,7 cm^2 ➔ On prend **46HA25**

- **Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0{,}08$)**

Application numérique :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0{,}08 \times 4{,}5 \times 4{,}5 \times 27}{500} = 874{,}8 \text{ cm}^2$$

As (coté b) : 0,25 F_a = 218,7 cm^2 ➔ On prend **46HA25**

As (coté h) : 0,25 F_a = 218,7 cm^2 ➔ On prend **46HA25**

La section de ferraillage qui doit être adoptée est la section maximale entre les deux cas de charges (service et construction), donc on opte pour :

46 HA25 suivant h
46 HA25 suivant b

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\mathbf{A_{s,min} \geq 0{,}23 \times h \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e}}$$

➔$A_{s,\,min}$=218,7 > 206,79 cm^2

➔**Condition vérifiée**

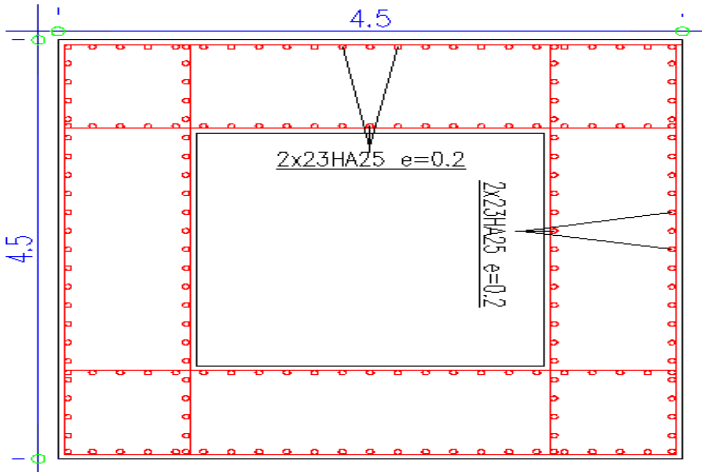


Figure IX.3 Ferraillage de pile à la base

IX.2.7.4. Ferraillage transversal

La section $\mathbf{A_t}$ d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L.

$$\mathbf{A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}} \quad \ldots\ldots\ldots\

St : l'espacement des armatures transversales en mm, **St=min (24ϕ_t, 8ϕ_l, 0,25d)**= 20 cm

A_t (coté b) = A_t (coté h) =A_t = 27,88 cm² on prend **14HA16.**

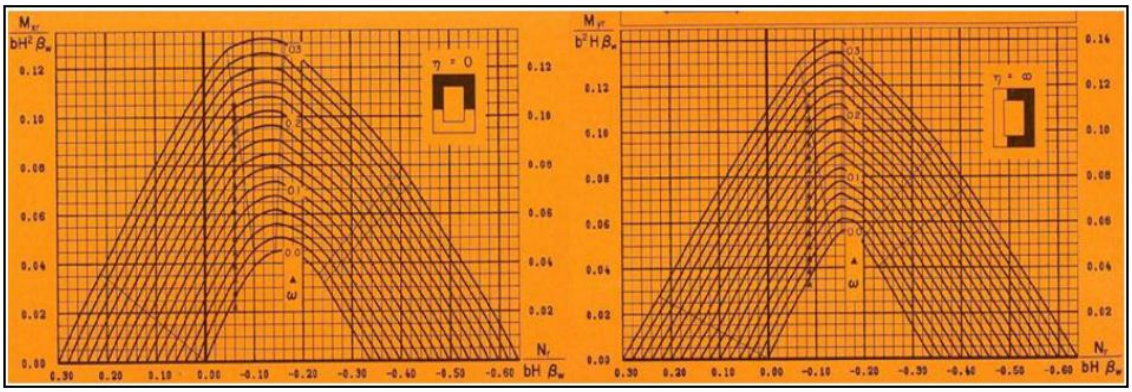


Figure IX.4.Abaque de WALTHER [6]

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage. Donc c'est un élément qui assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle joue généralement un rôle double d'appui de rive du tablier et de soutènement des remblais d'accès.

IX.3.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- ✓ Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- ✓ Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- ✓ Culées creuses se forme d'une boite renversée.

Pour notre projet on propose des culées remblayées car ça hauteur est inférieur à 13m. Aussi ce type de culée est facile à l'exécution et stable grâce à la structure en mur.

IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

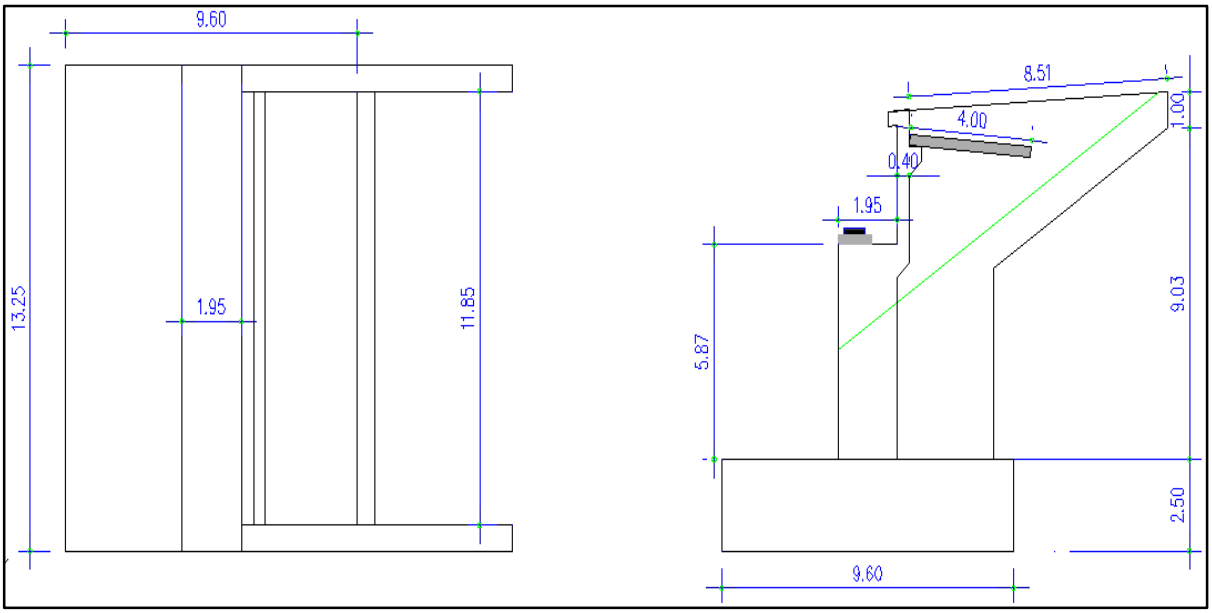


Figure IX.5 Dimensions des éléments de la culée

Tableau IX.9 rôles et dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	h_{mgg} = 3,68 m e_{mgg} = max (0,30 m, h/8) = 0,5 m $l_{mgg} = l_{tablier} - 2\ e\ M_{\ en\ retour}$ = 12,25 m
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	l_{sa} = largeur du pont = 13,25m e_{sa} =0,2+$l_{dé\ d'appui}$/2+0,45+0,5=1,95m
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis	e_{mc} = 0,25m, $h_{mc} = h_{mgg}$ = 3,68m, $l_{mc} = e_{sa}$ = 1,95m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	H_{mf} C1= 4,61m h_{mf} C2 = 5,87m $e_{mf} = e_{sommier\ d'appui}$ = 1,95 m $l_{mf} = l_{tablier}$ = 13,25m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e_{mr}=0,7 m $h_{mr\ C1}$ =7,8 m $h_{mr\ C2}$ = 10,03 m $l_{mr\ C1}$ = 7,59 m $l_{mr\ C2}$ = 8,51 m
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	H_{ca} = 0,8 m h_{ca} = 0,4 m e_{ca} = 0,4 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	l_{dt}=Min [6m, Max (3m,0.6 $h_{remblai}$)] l_{dt}= 4 m e_{dt} = 0,3 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	e_s = 2,5 m L_s = 13,25 m l_s =9,6 m

IX.3.3. Vérification de la stabilité de la culée

La vérification de la culée se fera à vide et en service dans les conditions normales et sismiques.

IX.3.3.1. Evaluation des efforts dus aux poussées

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres.

- **Calcul des poussées dues aux terres**

La poussée des terres agissant sur une hauteur h et sur un largueur L est donnée comme suite :

$$\mathbf{F_{ah} = \frac{1}{2}\ \gamma\ (1 \pm K_v)\ H^2 K_{ad}} \quad \text{.....(IX.7)}$$

Dans les conditions sismiques, les coefficients de poussée sera déterminé par la formule de ***Mononobe-Okabe*** qui est cité dans le RPOA :

$$\mathbf{Kad} = \frac{\cos^2(\boldsymbol{\varphi} - \boldsymbol{\theta})}{\cos^2\boldsymbol{\theta}\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\boldsymbol{\varphi}\,\sin(\boldsymbol{\varphi} - \boldsymbol{\beta} - \boldsymbol{\theta})}{\cos\boldsymbol{\theta}\,\cos\boldsymbol{\beta}}}\right]^2} \quad \ldots\ldots\ldots\

Tableau IX.12.Evaluation des efforts à l'ELU

Comb	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R1 (KN)	R2 (KN)	R3 (KN)
1.35G+0.9T+ F_{flv}	38915,55	6454,08	-23121,12	24101,38	980,26	3277,0	3242,96	3208,93
1.35G+1.6Q+ 0.9 +F_{flv}	39520,37	7208,02	-27663,64	25655,78	-2007,86	3223,6	3293,36	3363,08
1.35+ 1.6A(l) +0.9T+F_{flv}	41468,35	7005,90	-27739,89	23029,21	-4710,68	3292,1	3455,70	3619,26
1.35G+1.6Bc +0.9T+F_{flv}	41172,40	6694,08	-25129,92	23153,51	-1976,41	3362,4	3431,03	3499,66
1.35G+1.35 Mc120+0.9T +F_{flv}	40385,31	6454,08	-23121,12	23484,09	362,96	3378,0	3365,44	3352,84
1.35G +1.35 D240 +0.9T+F_{flv}	41278,25	6454,08	-23121,12	23109,05	-12,07	3439,4	3439,85	3440,27

Les valeurs de R1 et R2 et R3 sont comparées avec les portances totales pour les combinaisons :

- rares pour l'ELS.
- fondamentales pour l'ELU.

<u>Vérification de poinçonnement et soulèvement</u> :

$N_{max\ ELS}$= 278,27 t < 618,54 t ➔ condition de poinçonnement vérifiée

$N_{min\ ELS}$= 234,08 t > 0 ➔ condition de non soulèvement vérifiée

$N_{max\ ELU}$= 361,92 t < 810,38 t ➔ condition de poinçonnement vérifiée

$N_{min\ ELU}$= 329,21 t > 0 ➔ condition de non soulèvement vérifiée

IX.3.3.3. Etude sismique de la culée

Pour avoir les effets sismiques sur la culée on multiplie Les efforts verticaux et horizontaux permanents de l'étude statique par les coefficients Kv et Kh respectivement.

(Détail de calcul voir **Annexe C**)

✓ **Évaluation des charges sismiques permanentes**

Tableau IX.13. Efforts sismiques totales des différents éléments de la culée

Efforts	N1 (KN)	V1 (KN)	Mv (KN.m)	Mh (KN.m)
Total	1217,31	4057,69	1286,33	18787,36

✓ Évaluation des charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres

Tableau IX.14.Valeurs extrêmes de la Poussée dynamique des terres

Efforts	N2 (KN)	V2 (KN)	Mh (KN.m)
Pad Max	0,00	7612,47	30576,74
Pad Min	0,00	7049,58	28315,82

Par sommation on aura les valeurs dans le tableau suivant :

- 1ère cas : cas de séisme «horizontal ; 1+kv»
- 2ème cas : cas de séisme «horizontal ; 1-kv »
- 3ème cas : cas de séisme «vertical»

Tableau IX.15.Les efforts sismiques totales de la culée

CAS	Nc (KN)	Vc (KN)	Mc (KN.m)
CAS 1	0,00	11670,15	49364,11
CAS 2	0,00	11107,27	47103,19
CAS 3	1217,31	0,00	1286,33

✓ Evaluation des charges sismiques due au tablier

Tableau IX.16.Effort sismique du tablier agissant sur la culée

Effort	Nt (KN)	Vt (KN)	Mv (KN.m)	Mh (KN.m)
Séisme Tablier	394,96	801,00	165,88	6704,37

Le calcul de la somme des efforts sismique de tablier et de la culée se fera a la racine carré des carrés de la sommation de l'effet sismique de la culée+la poussée dynamique et l'effet sismique du tablier.

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IX.17.Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée

CAS	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0,00	11697,61	49817,30
CAS 2	0,00	11136,11	47577,92
CAS 3	1279,78	0,00	1275,59

✓ Combinaison d'action

Les valeurs trouvées dans le tableau précédent seront combinées avec la somme des efforts permanents de la culée et les deux valeurs extrêmes du tablier de l'étude statique.

Tableau IX.18.Somme des efforts permanents de la culée et les extrêmes du tablier (statique)

Désignation	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
R max	20638,46	127,43	17021,12
R min	20506,17	88,45	16639,31

Les efforts sismiques finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.19.Evaluation des efforts a l'ELA

Désignation	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	R1 (KN)	R2 (KN)	R3 (KN)
P_{max} - H + 0,3V	21022,39	-11570,18	-32413,51	626,40	1751,87	2877,34
P_{min} - H - 0,3V	20122,24	-11047,67	-31321,29	589,31	1676,85	2764,40
P_{max} + V - 0,3H	21918,24	3636,71	3351,51	1942,89	1826,52	1710,15
P_{min} - V - 0,3H	19226,40	3429,28	1090,34	1640,06	1602,20	1564,34

Où :

- P_{max} : Effort statique maximal
- P_{min} : Effort statique minimal
- H : Effort sismique horizontal
- V : Effort sismique vertical

Vérification de poinçonnement et soulèvement :

Les valeurs de R1 et R2 et R3 sont comparées avec la portance totale accidentelle.

$N_{max\ ELA}$= 287,73 t < 945,45 t ➔ condition de poinçonnement vérifiée

$N_{min\ ELA}$= 58,93 t > 0 ➔ condition de non soulèvement vérifiée

IX.3.4. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.4.1. Ferraillage du mur garde grève

❖ **Evaluation des efforts**

✓ Moment des poussées des terres :

$$\mathbf{M_p = \frac{P \times H}{3}} \quad \textbf{Avec} \quad \mathbf{P = \frac{1}{2} K_{ah}\, \gamma\, H^2\, L} \qquad \text{.....(IX.9)}$$

- H : hauteur des remblais, H = 3.68 m ;
- K_{ah} : coefficient de poussée des terres, K_{ah} = 0.33 ;
- L : longueur des remblais.

$$\mathbf{M_{P\ -\ ELS} = 49{,}34\ KN.m/ml}$$
$$\mathbf{M_{P\ -\ ELU} = 66.61\ KN.m/ml}$$

✓ Moment due à la force de freinage $M_{f\ Bc}$:

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

$$\mathbf{M_p = \frac{2\mu \times p \times h}{0{,}25 + 2h}} \qquad \text{.....(IX.10)}$$

- **μ** : coefficient de pondération, μ = 1,6 à l'E.L.U et μ = 1,2 à l'E.L.S
- **P = 60 KN**

$$\mathbf{M_{P\ -\ ELS} = 92{,}85\ KN.m/ml}$$
$$\mathbf{M_{P\ -\ ELU} = 69{,}63\ KN.m/ml}$$

✓ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

$$\mathbf{M_p = \frac{12K}{0{,}75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0{,}25 + x)}\, dx} \textbf{ , avec } \mathbf{K = Ka \times bc \times \delta \times \gamma} \qquad \text{.....(IX.11)}$$

- **γ** : coefficient de pondération. **γ** = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;
- **bc** : coefficient de pondération du système **Bc** ;

- **δ**: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
- **h** : hauteur de mur garde grève.

$$M_{P\text{ - ELS}} = 42{,}60 \text{ KN.m/ml}$$
$$M_{P\text{ - ELU}} = 56{,}81 \text{ KN.m/ml}$$

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

$$M_{ELS} = 161{,}58 \text{ KN.m/ml}$$
$$M_{ELU} = 216{,}26 \text{ KN.m/ml}$$

❖ **Ferraillage de MGG**

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

Section d'acier **:** avec Robot expert As = 15,8 cm², **On prend** 6HA20/ml (As = 18,85 cm²).
Armatures longitudinales **:** A_{st}= As/4 ; Soit : 5HA12/ml, e = 20 cm.
Armature de construction **:** A'_s = As/3 ; Soit : 6HA12/ml.

IX.3.4.2. Dalle de transition

❖ **Evaluation des efforts**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités.

- Remblais : $G_{remblais} = 18 \times 0{,}67$ ➔ $G_{remblais} = 12{,}06$ KN/m²
- Poids propre de la dalle : $G_{p.Dalle} = 25 \times 0{,}3$ ➔ $G_{p.Dalle} = 7{,}5$ KN/m².
- Revêtement : $G_{Revêtement} = 24 \times 0{,}08$ ➔ $G_{Revêtement} = 1{,}92$ KN/m²
- Surcharge d'exploitation : ➔ Q = 10KN/m2

Les valeurs des efforts sont calculées dans le tableau suivant :

$$V = \frac{Q \times L}{2}, M = \frac{Q \times L^2}{8}$$

L : longueur de la DDT, L=4 m

Tableau IX.20.moments et efforts tranchants pour la dalle de transition

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	12,06	24,12	24,12
Surcharges	10	20	20

❖ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

Tableau IX.21.Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35 G + 1.6 Q	90	90
ELS	G+1,2Q	66,96	66,96

❖ **Ferraillage de la dalle de transition**

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

Section d'acier **:** Avec Robot expert As = 12 cm² On prend 6HA16/ml (As = 12,06 cm²).
Armatures longitudinales **:** barres de HA12 avec St =20cm (nappe sup et nappe inf) ;
Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : 6HA12/ml

IX.3.4.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

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

❖ **Evaluation des efforts**

✓ Réaction due au poids des remblais :

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

$\mathbf{R_{rem}} = \frac{\mathbf{qL}}{\mathbf{2}}$ …… (IX.12)

- L : longueur de la dalle de transition ; L= 4m
- **q** : charges des remblais ; **q**=$q_{remblais}$+$q_{revêtement}$ +$q_{p\ dalle}$=21,48 KN/ml

➔ $R_{rem} = \frac{21,48 \times 4}{2} = 42,96\ KN$

✓ Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$\mathbf{R_s} = \frac{\mathbf{qL}}{\mathbf{2}}$…….. (IX.13)

- L : longueur de la dalle de transition = 4 m
- q : surcharges sur remblai = 10 KN/ml

➔ $R_s = \frac{10 \times 4}{2} = 20\ KN$

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

R_{ELU} = 1,35 × R_{rem} + 1,6 × R_s = 88 kN/ml.
R_{ELS} = R_{rem} + 1,2 × R_s = 66,96 KN/ml.

❖ **Ferraillage de corbeau**

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

Section d'acier : As =11,2 cm² On prend 6HA16/ml avec St = 17.5cm ;
Armature de construction : A's = As/3 ; Soit : 4HA12/ml avec St= 30cm.

IX.3.4.4. Mur frontal

Le mur frontal étant un élément encastré à sa base travaillant à la flexion composée et il est sollicité par :

- Charges permanentes (poids propre de la superstructure et la poussée des terres) ;
- les surcharges sur remblais et surcharges d'exploitations.

❖ **Combinaison d'actions**

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

Tableau IX.22.Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Etat	combinaison	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
ELU max	G + 1.2 A(l) 3v	27 448,55	5 391,96	32 057,98
ELS max	1.35 G + 1.6 A(l) 3v	15 574,82	3 067,45	18 717,49

❖ **Ferraillage de mur frontal**

Section d'acier **:** Avec Robot expert As = 19,5 cm² On prend 7HA20/ml (As = 21,99 cm²).

Armatures longitudinales **:** Ast = As/4 ; Soit : 6HA12/ml avec St=17,5 cm.

Armature de construction **:** A's = As/3 ; Soit : 5HA14/ml avec St=20 cm.

IX.3.4.5. Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, Le mur en retour est encastré au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau de mur de front, Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini.

❖ **Evaluation des efforts**

Il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres : P_{terres} = 18×0,333×10,03 = 59,58 KN/ml ;
- Poussée des surcharges de remblais : P_{sr} =10×0,333= 3,33 KN/m2 ;
- Poids de CCP ($G_{glissière+corniches}$) : P_{ccp} = 3,85 KN/ml ;
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

❖ **Combinaisons des efforts**

- **E.L.S : Mu = (M_t + M_{pp}+ M_{CCP}) + 1,2 (M_{sr}).**
- **E.L.U : Mu =1,35(M_t + M_{pp}+ M_{CCP}) + 1,6 (M_{sr}).**

❖ **Ferraillage de mur en retour** (détail de calcul de ferraillage voir **Annexe D**).

Tableau IX.23. Résultats et ferraillage du mur en retour.

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens verticale	**coté remblais**	253,25	185,96	12,1	7HA16
	coté extérieure	/	/	4,03	4HA16
Sens horizontale	**coté remblais**	98,16	71,95	6,50	6HA16
	coté extérieure	/	/	2,17	4HA16

IX.4. ETUDE DES FONDATION

IX.4.1. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX.24. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur :	13.25	**Longueur :**	13.25
Largeur :	9.6	**Largeur :**	9.6
Epaisseur :	2	**Epaisseur :**	2.5

Les résultats des efforts agissant sur la semelle sont récapitulés dans l'annexe (C)

IX.4.1.1. Calcul des sollicitations

On utilisera les sollicitations en phase de réalisation et de service en plus de son poids propre et le remblai sur semelle :

- **Pour la semelle sous la pile**
  - Poids propre de la semelle : $P_{semelle}$ = 13.25 x 9.6 x 2 x 25 = 6360 KN
  - Poids du remblai : $P_{remblai}$ = (13.25 x 9.6 - 4 x 4) x 0.5 x 20 = 1112 KN
- **Pour la semelle sous la culée :**
  - Poids propre de la semelle : $P_{semelle}$ = 13.25 x 9.6 x 2.5 x 25 = 7950 KN
  - Poids du remblai : $P_{remblai}$ = (13.25 x 9.6 - 4 x 4) x 0.5 x 20 = 1112 KN

Tableau IX.25. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

	Sous la pile			Sous la culée		
Etat	**N (KN)**	**H (KN)**	**M (KN.m)**	**N (KN)**	**H (KN)**	**M (KN.m)**
ELU	36 217,55	244,13	3 222,54	48 530.35	7 005,90	-4 710,68
ELS	28 803,10	200,89	2 651,70	39 802.93	5 192,49	-6 362,93
ELA	25 727,15	2 141,50	28 267,77	30 740.93	3 636,71	16 828,91

IX.4.1.2. Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier et aussi lie au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont travailler essentiellement à la point et au frottement latéral.

L'entraxe entre pieux est prise égale à 3ϕ pour éviter toute influence que ça soit en termes mécanique ou d'exécution.

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} \quad \text{(IX.14)}$$

Avec

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS ;

Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau IX.26. Nombre de pieux sous la semelle.

Cas de la pile		Cas de la culée	
N_{max}(KN)	28 803,10	N_{max}(KN)	39 802.93
Q_P(KN)	3 102.66	Q_P(KN)	4 165.5
n_p	9.28	n_p	9.55
On prend	12 pieux de 15 m de profondeur	On prend	12 pieux de 12 m de profondeur

IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu

On admet les hypothèses suivantes :

- Déformation pieux semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Les pieux représentent une symétrie par rapport aux deux axes principaux de la semelle (XOY), effort revenant à chaque pieu est obtenu par la formule suivant :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2} \quad \text{..... (IX.15)}$$

Avec : **n** : nombres des pieux ;

N : effort normal ;

Mx, **My** : moments dans les sens x,y ;

X = Y = 3.6 m :sont les distances entre le pieu considéré et les axe X et Y respectivement.

Tableau IX.27. 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)
ELU	3 167.32	2 943.53	5 074.92	4 262.28	3 935.15	5 458.5
ELS	2 523.02	2 338.88	3 102.66	3 611.49	3 169.62	4 165.5
ELA	3 452.62	1 489.58	5 920.75	3 340.86	2 172.19	6 368.25

❖ **Cas de la pile** :

$N_{max\text{-}els}$ = 2523.02 KN < 3102.66 KN ;

$N_{max\text{-}elu}$ = 3167.32KN < 5 074.92KN ;

$N_{max\text{-}ela}$ = 3452.62 KN < 5920.75 KN. ➔ Pas de risque de poinçonnement.

N_{min} > 0. ➔ Pas de risque de soulèvement.

❖ **Cas de la culée:**

$N_{max\text{-}els}$ = 4262.28 KN < 4265.5 KN ;

$N_{max\text{-}elu}$ = 3611.49 KN < 5458.5 KN ;

$N_{max\text{-}ela}$ = 3340.86 KN < 6 368.25 KN. ➔ Pas de risque de poinçonnement.

N_{min} > 0 ➔ Pas de risque de soulèvement.

IX.4.1.4. Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad \text{.....(IX.16)}$$

Avec : **h = H – d'** ;
L : entraxe entre les pieux ;

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau IX.28. La vérification des conditions de la méthode des bielles.

Cas de la pile		Cas de la culée	
L (m)	3.6	L (m)	3.6
b (m)	1.6	b (m)	2.6
H (m)	2.0	H (m)	2.5
d' (m)	0.1	d' (m)	0.1
h (m)	1.9	h (m)	2.4
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.4	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.2
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{arctg} = \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	53.6	$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{arctg} = \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	64.5
Conditions	*vérifiées*	Conditions	*vérifiées*

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

$$A_S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \quad \text{..... (IX.17)}$$

Application Numérique :

Cas de la pile

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 2.52 MN ;
$N_{Max\text{-}ELA}$ = 3.45 MN ;
$\bar{\sigma}_a(els) = \frac{2}{3} f_e = 333.33$ MPa
$\bar{\sigma}_a(ela) = \frac{2}{3} f_e = 500$ MPa
As-ELS = 59.68 cm^2 ;
As-ELA = 54.47 cm^2

Cas de la culée

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 3.61 MN ;
$N_{Max\text{-}ELA}$ = 3.34 MN ;
$\bar{\sigma}_a(els) = \frac{2}{3} f_e = 333.33$ MPa
$\bar{\sigma}_a(ela) = \frac{2}{3} f_e = 500$ MPa
As-ELS = 67.69 cm^2 ;
As-ELA = 42.75 cm^2.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = H + Φ_{pieu}.**

- **Pour la semelle sous la pile** (Voir Figure **IX.*6***)

Armatures transversales inferieur :

As = As-ELS /3.2=18.65 cm^2/ml ; Soit : 6HA20, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures transversales supérieure :

As$_2$ = As/3 = 6.22 cm^2/ml ; Soit : 6HA12, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As$_1$ = As/3 =6.22 cm^2/ml; Soit : 6HA12, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

As$_3$ = As/4 = 4.66 cm^2/ml; Soit : 6HA112, avec un espacement de 17.5 cm.

Armatures latérales :

As$_4$ = As/10 = 1.87 cm^2/ml; Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.

- **Pour la semelle sous la culée** (Voir Figure I**X.7**)

Armatures transversales inferieur :

As = As-ELA /3.2=21.15 cm^2/ml ; Soit : 7HA20, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieure :

As$_2$ = As/3 =7.05 cm^2/ml ; Soit : 7HA12, avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

As$_1$ = As/3=7.05 cm^2/ml; Soit : 5HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

As$_3$ = As/4= 5.29 cm^2/ml; Soit : 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

As$_4$ = As/10=2.2 cm^2/ml; Soit : 5HA10, avec un espacement de 20 cm.

IX.4.2. Etude des pieux

IX.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$\mathbf{EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u by = 0} \quad \text{.....(IX.18)}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton = $11000\sqrt[3]{27}$ =33000 MPa

I : moment d'inertie d'un pieu ; I =$\frac{\pi D^4}{64}$

b : diamètre du pieu ;

C$_u$: module de réaction du sol (on estime C$_u$= 35 MN/m^3)

y : déplacement en tête du pieu. $\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{dC_u}{4EI}}$

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\boldsymbol{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \quad \text{(IX.19)}$$

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 :**

$$\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{dC_u}{4EI}} \quad \text{(IX.20)}$$

Application Numérique :

$C_u = 35\ MN/m^3$;
E = 33 000 MPa ;
b = 1,20 m ;
$I = 0{,}102\ m^4$;
$\lambda = 0.236$;
D'où : **$\lambda.L = 3.55$**

D'où, en tire les valeurs de $(\mathbf{X_{\varphi}^{H}, X_{\varphi}^{M}})$ à partir du tableau WERNER.

$$\boldsymbol{\lambda L = 3.55} \rightarrow \begin{cases} X_{\varphi}^{H} = 1.22 \\ X_{\varphi}^{M} = 1.51 \end{cases}$$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_{\varphi}^{H}}{X_{\varphi}^{M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} \quad \text{(IX.21)}$$

Tableau IX.29. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	**H_{max}(KN)**	**$\bar{P}_{min}$(KN/pieu)**	**$\bar{M}$ (KN.m)**	**H_{max}(KN)**	**$\bar{P}_{min}$(KN/pieu)**	**$\bar{M}$ (KN.m)**
ELU	244,13	22.99	-77.94	7005.90	583.83	-1979.25
ELS	200,89	16.74	-56.75	5192.49	432.71	-1466.94
ELA	2141,50	178.45	-604.97	3636.71	303.06	-1027.41

IX.4.2.2. Ferraillage des pieux

Les pieux travaillent en flexion composée, leurs ferraillages se feront à l'aide du logiciel Robot expert. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve pour les deux cas (sous pile et sous culée):

A_s = 113.1 cm² Donc : on prend **24HA25**. (Voir Figure **IX.7)**

L'espacement : $S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2\pi \times 60}{12} = 15.7\text{cm}$

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA16** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

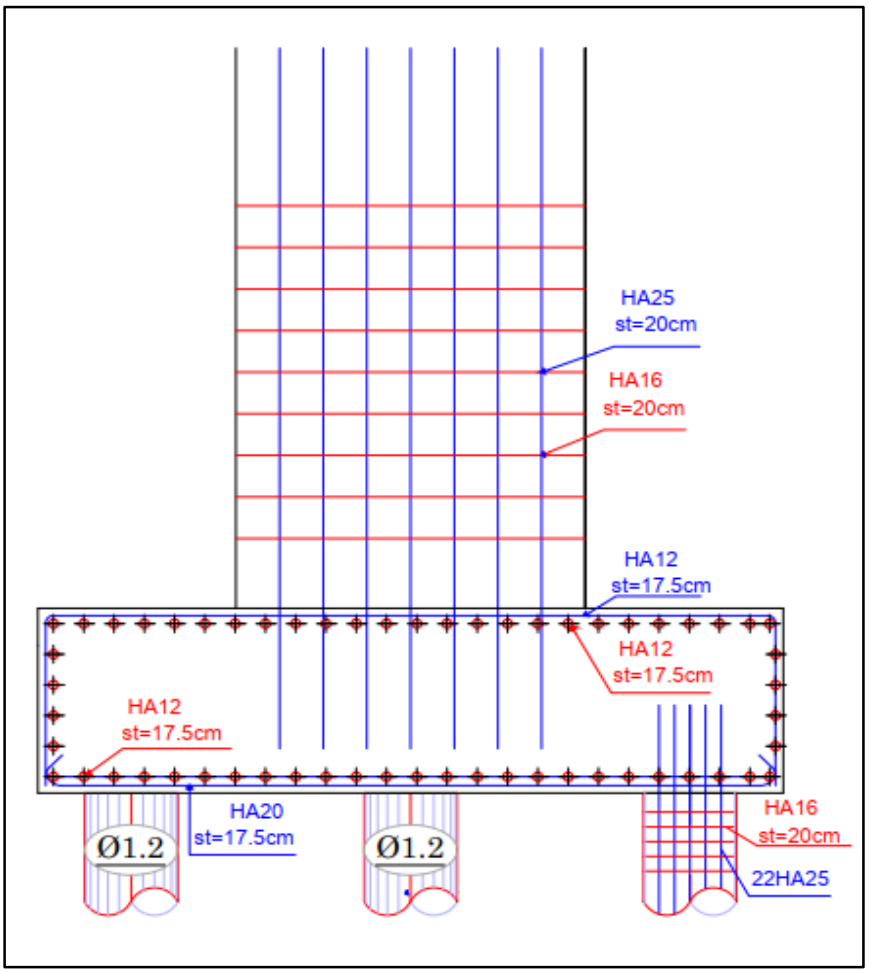


Figure IX.6 Ferraillage les éléments de la pile.

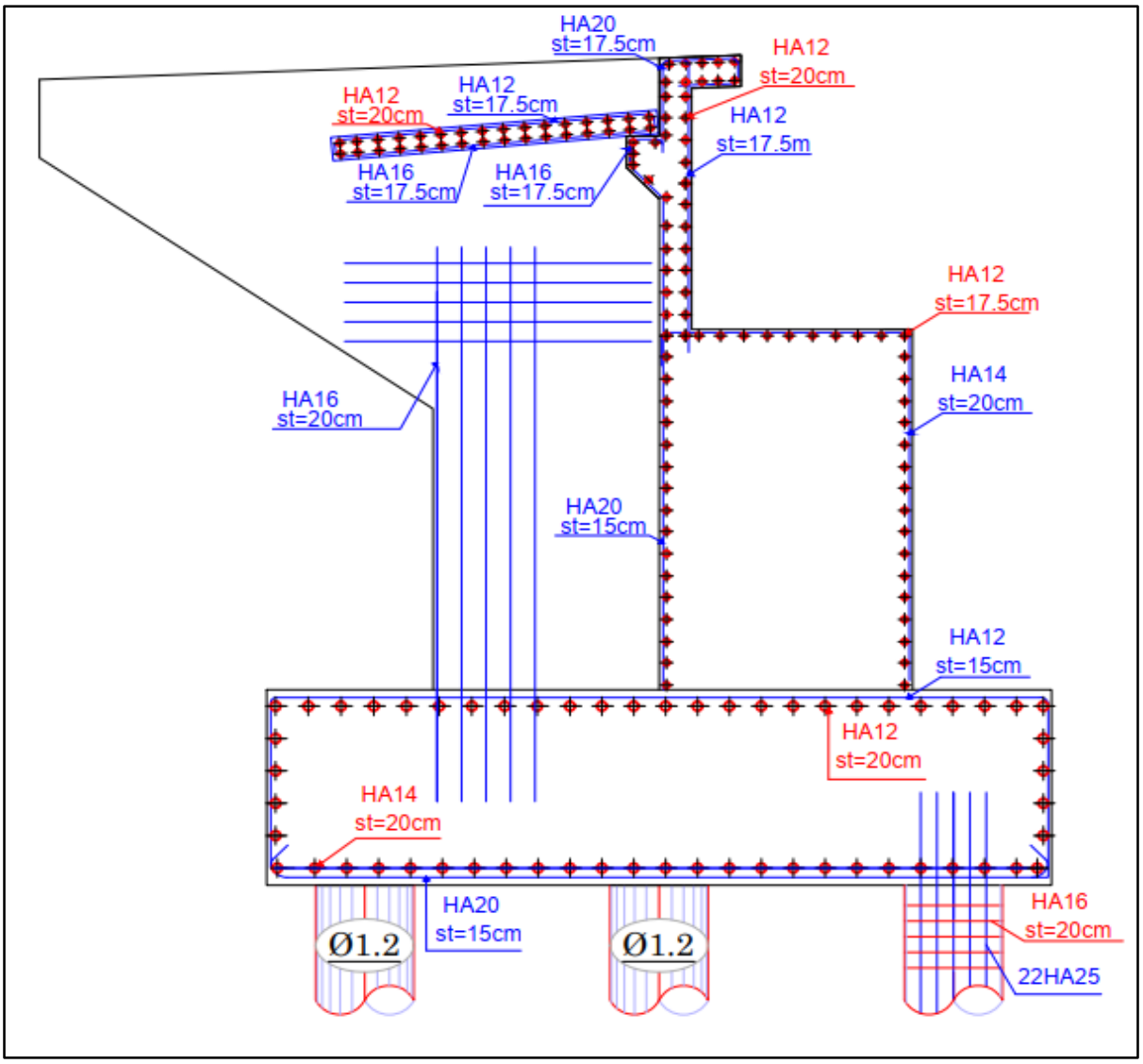


Figure IX.7 Ferraillage les éléments de la pile.

IX.5. CONCLUSION

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

CONCLUSION GENERALE

ENSTP 2019-2020

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin étude que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation à l'école nationale supérieure des travaux publics de KOUBA. Ce mémoire porte pour la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art (**V-56.6)**, qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute est-ouest au niveau d'El EULMA sur 110 km.

Cette étude nous 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, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes 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.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Enfin, Ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

ENSTP 2019-2020

[1] BELAOURA Mbarek, (2017/2018/2019) **« Cours de Béton Précontraint »**. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

[2] BELAOURA Mbarek, (2017/2018/2019) **« Cours de Béton Armé »**. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

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

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

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

[6] Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé (René Walther) Document technique réglementaire RCPR,RPOA (2009), Ministère des travaux publics .

[7] Document SETRA (juillet 2007) «**Appareils d'appuis en élastomère fretté** », Ministère de l'écologie du développement et de l'aménagement durable.

[8] Calgaro, J.A & Virlogeux, M. *Projet et construction des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).

[9] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique**.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000).

[10] SEBOUI Hatem, (2019) «Conception et étude d'un pont à la wilaya d'Annaba de PK00+221.80 au PK00+501.80 ». Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, Matériaux et structures. Encadré par BABAKHOUYA Youcef. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

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

[12] Catalogue, joint de chaussée CIPEC (juin 2010), freyssiney.

[13] Calgaro,J.A & Bérnard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

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

[15] FETTOUCHE Abdelaziz SAADI Mohammed, (2018) «Conception et étude d'un pont Au PK67+240 De la liaison autoroutière Sétif-Barika ». Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, Matériaux et structures. Encadré par BABAKHOUYA Youcef. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

[16] BOUKHEZAR, M. (2009). Thèse de magister "REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES POUTRES AU MOYEN DES MATERIAUX COMPOSITES".

[17] D.G.HERMES, matériaux composites, 5 ème édition, 2005.

[18] J.V.MIRANDA, techniques et systèmes de renfort des structures en béton 2004.

ANNEXES A

RÉSULTATS DES ESSAIS GÉOTECHNIQUES



ENSTP 2019-2020

ANNEXES A

- ***Trois (03) sondages*** carottés « **SC** » avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés.
- ***Pose de Trois (03) Piézomètre*** à l'endroit des sondages.
- ***Trois (03)*** sondages préssiométriques ***« S.P »*** avec essai chaque 2.00m.

Les sondages carottés, et les sondages préssiomérriques ont pour coordonnées en UTM le suivant :

Ouvrage	Sondages	Sondages préssiométriques	PK	X (m)	Y(m)
O.A pour les PS	S-OA24-1 (20.00m)	SP01	56 + 549	748524.24	4043813.10
	S-OA24-3 (25.00m)	SP02	56 + 750	748717.26	4043757.38
	S-OA25-4 (20.00m)	SP03	56 + 867	748832.07	4043734.98

Résultats des essais préssiométriques

❖ **Au niveau de SP (01) : (S-OA24-1):**

Prof (m)	*Module de déformation E en (Bars)*	*Pression limite PL en (Bars)*	*E/PL*
2.00	109.00	11.00	10.00
4.00	352.00	15.00	23.00
6.00	287.00	14.00	21.00
8.00	307.00	15.00	20.00
10.00	504.00	19.00	27.00
12.00	439.00	23.00	19.00
14.00	470.00	24.00	20.00
16.00	450.00	27.00	17.00
18.00	701.00	28.00	25.00
20.00	610.00	31.00	20.00

❖ ***Classification des sites selon RPA 99/VERSION 2003 :***

Selon RPA 99/VERSION 2003, et selon les valeurs du Module de déformation E et la pression limite PL ; le site support du projet est classé dans la catégorie S2 (site ferme) caractérisée par un dépôt de sable et gravier très denses et d'argile sur consolidée.

❖ **Au niveau de SP (02) : (S-OA24-3) :**

Prof (m)	*Module de déformation E en (Bars)*	*Pression limite PL en (Bars)*	*E/PL*
2.00	130.00	11.00	12.00
4.00	476.00	14.00	34.00
6.00	377.00	16.00	24.00
8.00	464.00	17.00	27.00
10.00	455.00	15.00	30.00
12.00	267.00	18.00	15.00
14.00	351.00	16.00	22.00
16.00	380.00	20.00	19.00
18.00	357.00	22.00	16.00
20.00	501.00	21.00	24.00
22.00	569.00	19.00	30.00
24.00	476.00	22.00	22.00

❖ ***Classification des sites selon RPA 99/VERSION 2003 :***

Selon RPA 99/VERSION 2003, et selon les valeurs du Module de déformation E et la pression limite PL ; le site support du projet est classé dans la catégorie S2 (site ferme) caractérisée par un dépôt de sable et gravier très denses et d'argile sur consolidée.

❖ **Au niveau de SP (03) : (S-OA24-4) :**

Prof (m)	*Module de déformation E en (Bars)*	*Pression limite PL en (Bars)*	*E/PL*
2.00	1068.00	34.00	31.00
4.00	1289.00	39.00	33.00
6.00	1304.00	42.00	31.00
8.00	1713.00	45.00	38.00
10.00	2444.00	47.00	52.00
12.00	3958.00	47.00	84.00
14.00	3019.00	47.00	64.00
16.00	3971.00	47.00	84.00
18.00	4893.00	47.00	104.00
20.00	6527.00	48.00	136.00

❖ *Classification des sites selon RPA 99/VERSION 2003 :*

Selon RPA 99/VERSION 2003, et selon les valeurs du Module de déformation E et la pression limite PL ; le site support du projet est classé dans la catégorie S1 (site rocheux)

Lectures piézométriques

Le suivie du piézomètre nous a permis d'enregistrer les lectures piézométriques et qui sont représentées dans le tableau suivant :

Ouvrage	*Sondages*	*Date*	*Lecture (m)*	*Lecture moyenne (m)*
OA V-056.6	S-OA24-4	20/11/2014	17.70	17.90
		21/11/2014	17.75	
		22/11/2014	17.80	
		23/11/2014	17.80	
		24/11/2014	17.80	
		25/11/2014	18.80	
		26/11/2014	17.80	

N° S-OA	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Observation
S-OA24-1	0.50 – 2.00	77.17	38.79	38.38	Catégorie des argiles très plastiques
S-OA24-3	0.75 – 6.00	65.63	32.52	33.11	Catégorie des argiles très plastiques

Plasticité

Sondages Carottés	Profondeur (m)	< 80 µ (%)	Classification du sol
S-OA24-1	0.50 – 2.00	100	Argile limoneuse représentant une granulométrie étalée
S-OA24-3	0.75 – 6.00	84	Argile limoneuse légèrement sableuse représentant une granulométrie étalée

Granulométrie & Sédimentométrie

Sondages Carottés	Profondeur (m)	W (%)	γd (t/m^3)	γh (t/m^3)	Sr (%)	Classification du sol
S-OA24-1	0.50 – 2.00	15.72	1.62	1.88	63.59	Sol dense, légèrement humide
S-OA24-3	0.75 – 6.00	18.44	1.62	1.91		Sol dense, légèrement humide

Teneur En eau

N° S-OA	Profondeur (m)	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)	*Observation*
S-OA24-1	0.50 – 2.00	2.16	12.99	3.11	Sol moyennement compressible
S-OA24-3	0.75 – 6.00	0.68	33.89	6.64	Sol assez fortement compressible.

Caractéristuqe Oedométrique

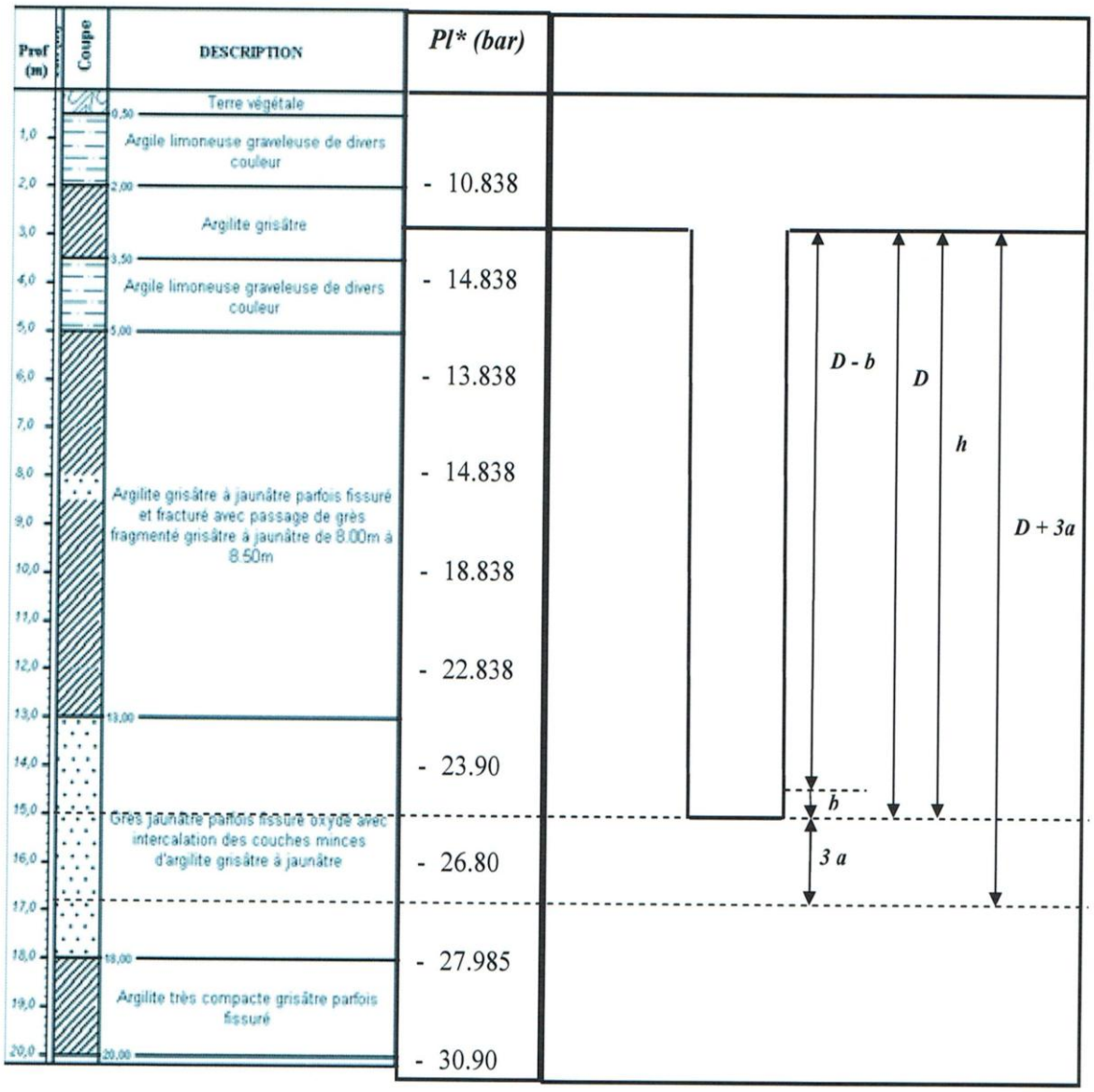
Sondages Carottés	Profondeur (m)	RCS (Mpa)	Observation
S-OA24-1	15.00 – 15.40	44.25	Résistance moyenne
D) E) F) G) S-OA24-4 H)	3.50 – 6.00	78.476	Résistance élevée
	12.50 – 13.00	80.072	Résistance élevée
	15.00 – 16.00	67.338	Résistance élevée
	18.00 – 18.80	77.965	Résistance élevée

Essai de compression simple sur la roche (NF XP P94-202)

Sondages Carottés	Profondeur (m)	Sulfates SO4 --	Carbonates CaCo3	Chlorures Cl - « Solubles dans l'eau »
S-OA24-1	0.50 – 2.00	Traces	00.20	00.17
	7.20 – 13.00	Traces	00.20	00.24
S-OA24-3	0.75 – 6.00	Traces	01.00	00.24
	7.20 – 15.00	Traces	00.28	00.28
S-OA24-4	0.00 – 6.00	Traces	00.20	00.21

Analyse Chimique

❖ ***PRESSIOMETRE N°01 :***



Données : ***D = 12.00m compté à partir de l'excavation de 3.00m ; B = 1.20m ;***

h = 12.00m ; a = 0.60m ; b = 0.60m

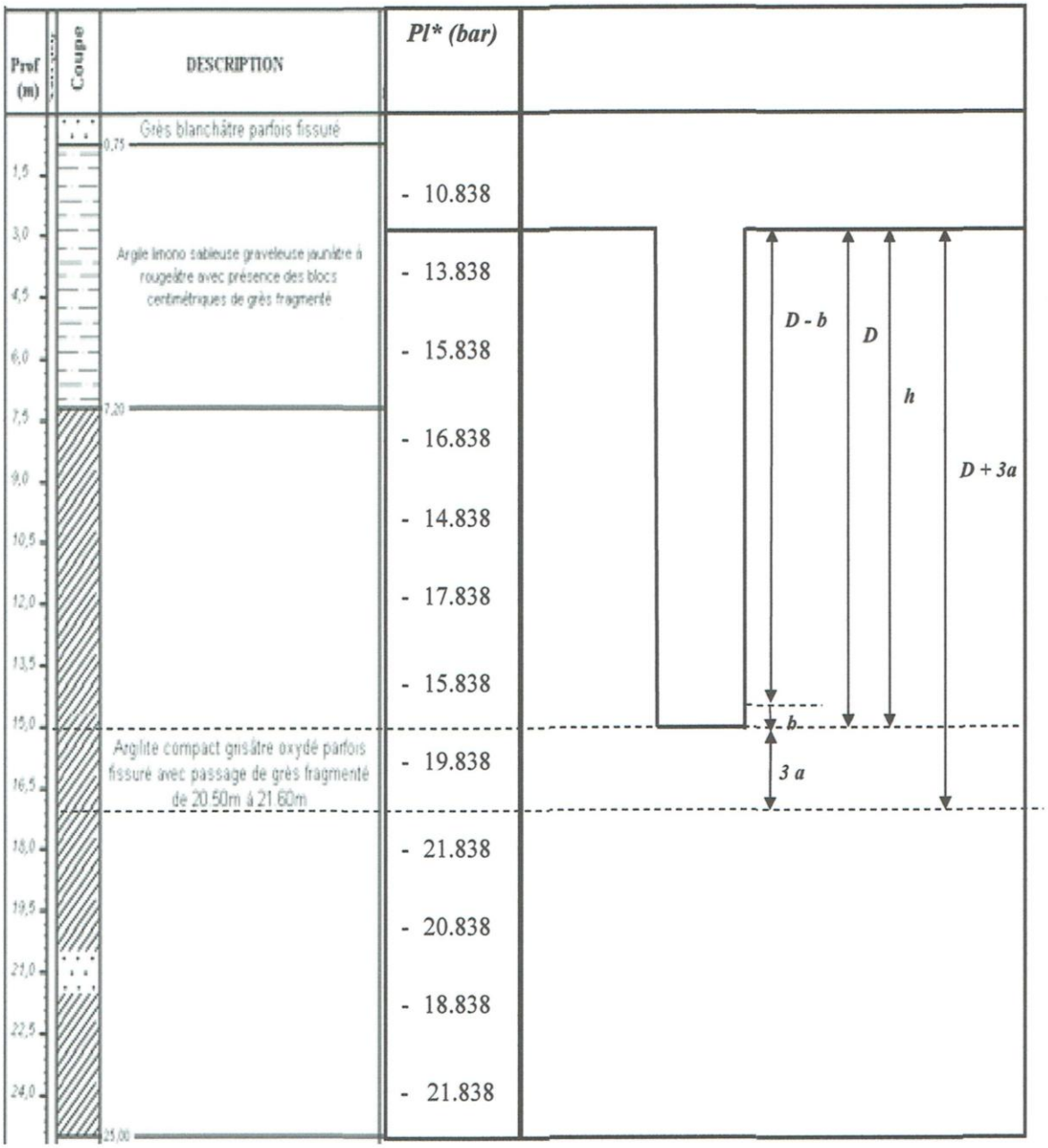
- ***Résultats de calculs :***

CHARGE	*UNITE (t)*
Charge limite de pointe Qpu	383.62
Charge limite de frottement Qsu	380.57
Charge limite du pieu Qu = Qpu + Qsu	764.19
Charge portante nominale Qn = (Qpu /3) + (Qsu/2)	318.15
Charge de fluage Qc = 0.5 Qpu + 0.7 Qsu	458.209
Charge intrinsèque en tête du pieu Qi = Ω x 50 bars	565.20

ETATS LIMITES		*Charges du pieux Q max (t)*	
ETAT LIMITE ULTIME (ELU)	Combinaisons fondamentales	Qu/ 1.40	545.85
	Combinaisons accidentelles	Qu/ 1.20	636.825
ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS)	Combinaisons rares	Qc/ 1.10	416.55
	Combinaisons quasi permanentes	Qc/ 1.40	327.292

N.B : les résultats de calcul de la fondation profonde sur pieux sont donnés à titre indicatif.

❖ ***PRESSIOMETRE N°02 :***



Données : ***D = 15.00m compté à partir de l'excavation de 3.00m ; B = 1.20m ;***

h = 15.00m ; a = 0.60m ; b = 0.60m

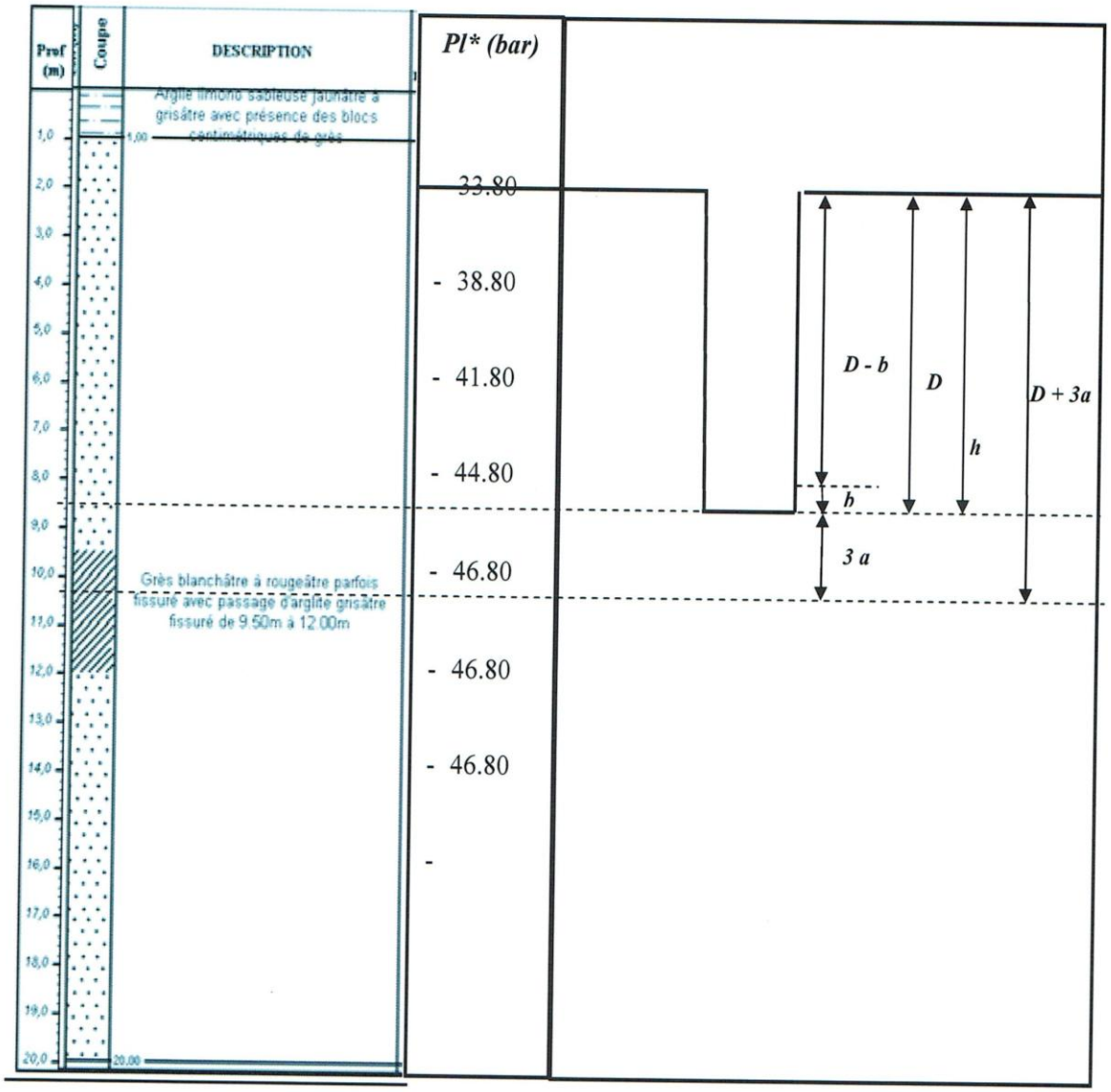
Résultats de calculs :

CHARGE	*UNITE (t)*
Charge limite de pointe Qpu	314.85
Charge limite de frottement Qsu	395.64
Charge limite du pieu Qu = Qpu + Qsu	710.49
Charge portante nominale Qn = (Qpu /3) + (Qsu/2)	302.77
Charge de fluage Qc = 0.5 Qpu + 0.7 Qsu	434.373
Charge intrinsèque en tête du pieu Qi = Ω x 50 bars	565.20

ETATS LIMITES		*Charges du pieux Q max (t)*	
ETAT LIMITE ULTIME (ELU)	Combinaisons fondamentales	Qu/ 1.40	507.492
	Combinaisons accidentelles	Qu/ 1.20	592.075
ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS)	Combinaisons rares	Qc/ 1.10	394.884
	Combinaisons quasi permanentes	Qc/ 1.40	310.266

N.B : les résultats de calcul de la fondation profonde sur pieux sont donnés à titre indicatif.

❖ ***PRESSIOMETRE N°03 :***



Données : ***D = 6.50m compté à partir de l'excavation de 2.00m ; B = 1.20m ;***

h = 6.50m ; a = 0.60m ; b = 0.60m

Résultats de calculs :

CHARGE	*UNITE (t)*
Charge limite de pointe Qpu	568.87
Charge limite de frottement Qsu	565.67
Charge limite du pieu Qu = Qpu + Qsu	1134.54
Charge portante nominale Qn = (Qpu /3) + (Qsu/2)	472.45
Charge de fluage Qc = 0.5 Qpu + 0.7 Qsu	680.40
Charge intrinsèque en tête du pieu Qi = Ω x 50 bars	565.20

ETATS LIMITES		*Charges du pieux Q max (t)*	
ETAT LIMITE ULTIME (ELU)	Combinaisons fondamentales	Qu/ 1.40	810.38
	Combinaisons accidentelles	Qu/ 1.20	945.45
ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS)	Combinaisons rares	Qc/ 1.10	618.54
	Combinaisons quasi permanentes	Qc/ 1.40	486.00

N.B : les résultats de calcul de la fondation profonde sur pieux sont donnés à titre indicatif.

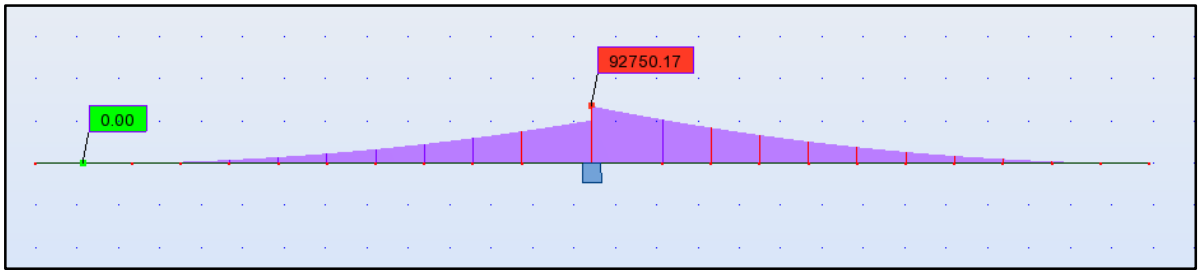
ANNEXES B

RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE

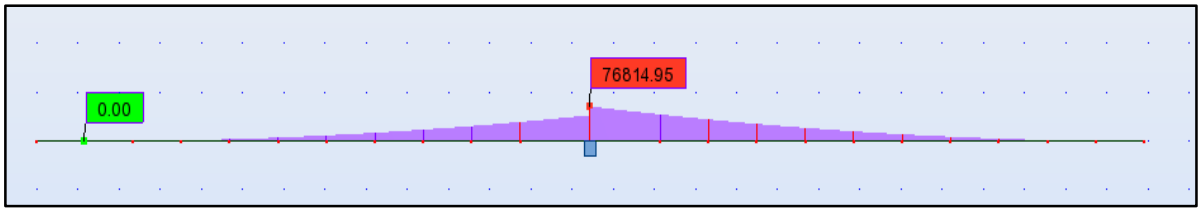


ENSTP 2019-2020

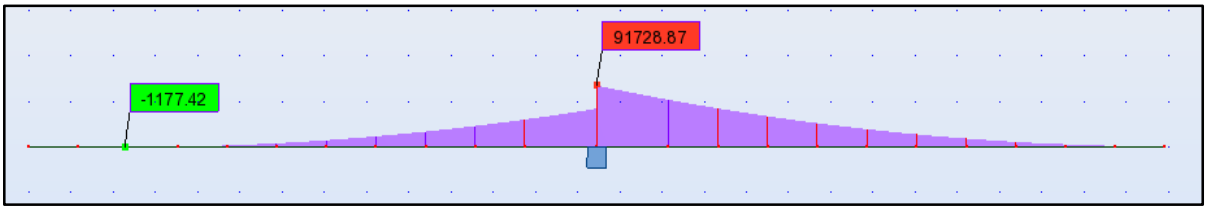
Annexe B :



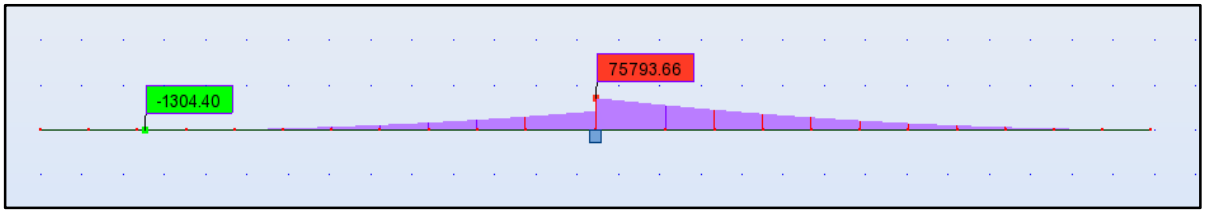
Annexe B.1. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.



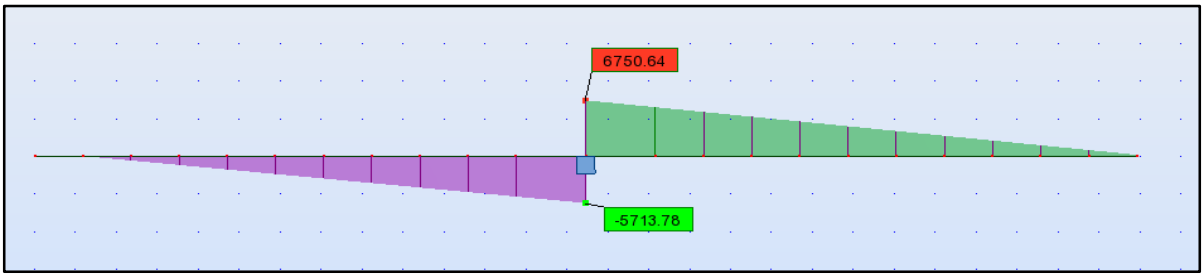
Annexe B.2. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.



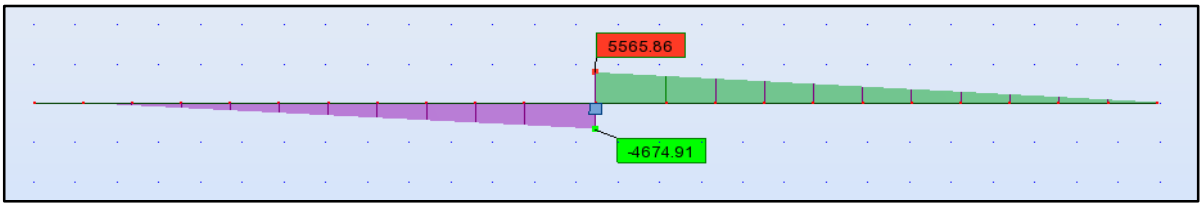
Annexe B.3. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.



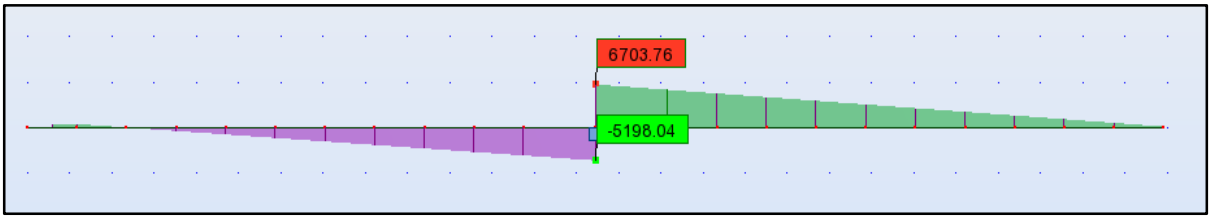
Annexe B.4. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.



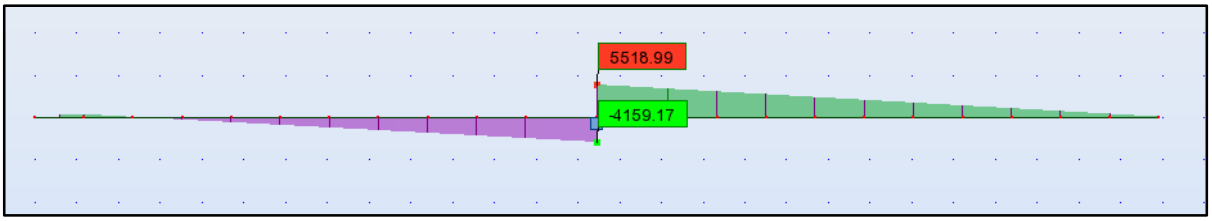
Annexe B.5. Effort normal d'un fléau sous la combinaison A1.



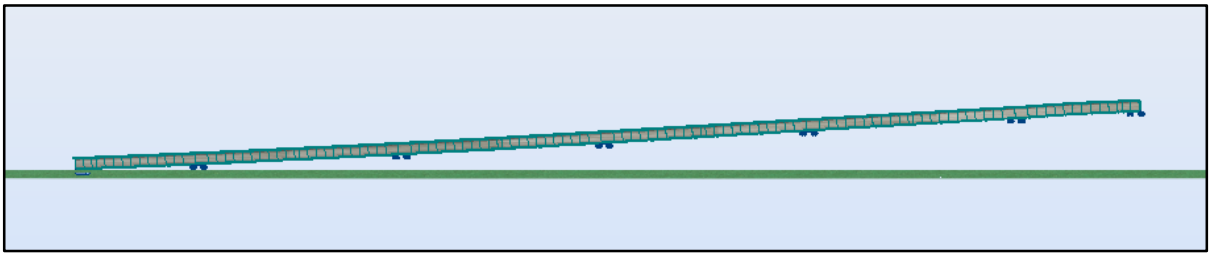
Annexe B.6. Effort normal d'un fléau sous la combinaison A2.



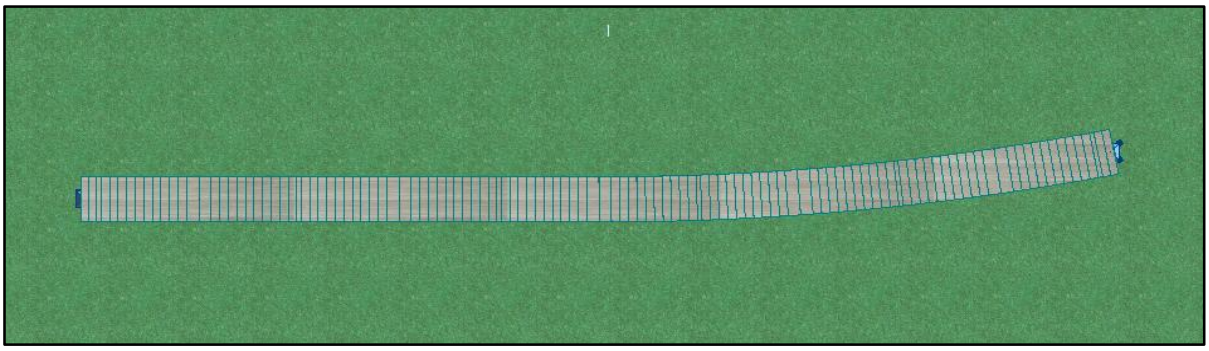
Annexe B.7. Effort normal d'un fléau sous la combinaison B1.



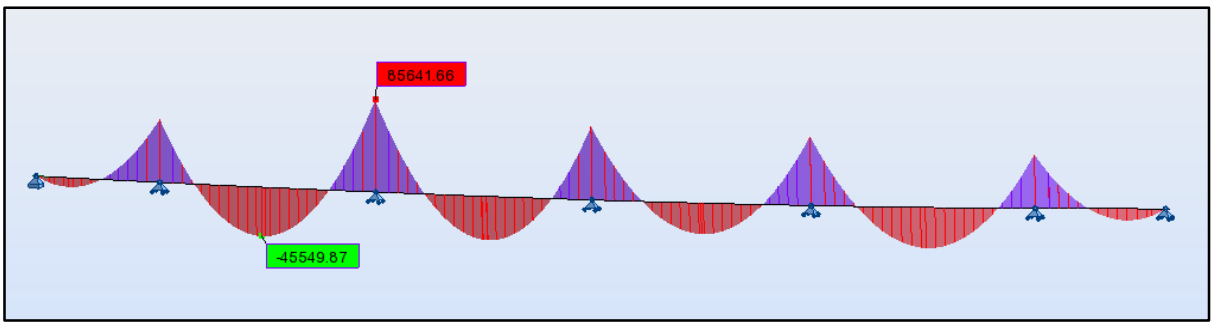
Annexe B.8. Effort normal d'un fléau sous la combinaison B2.



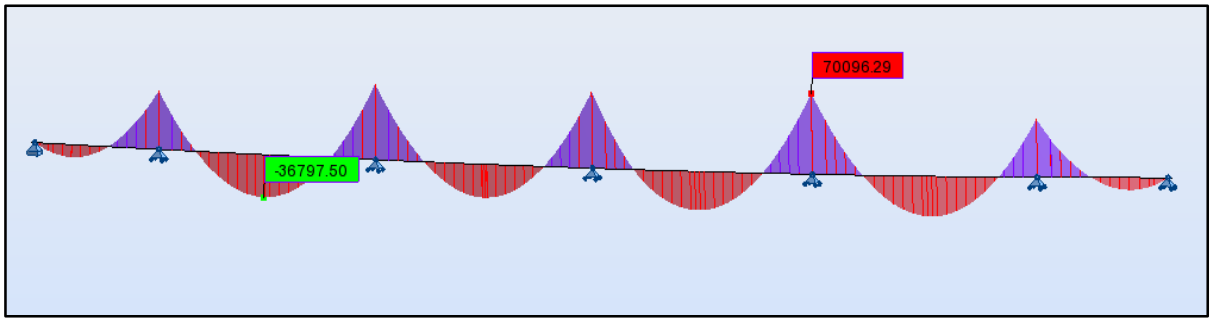
Annexe B.9. Vue en élévation



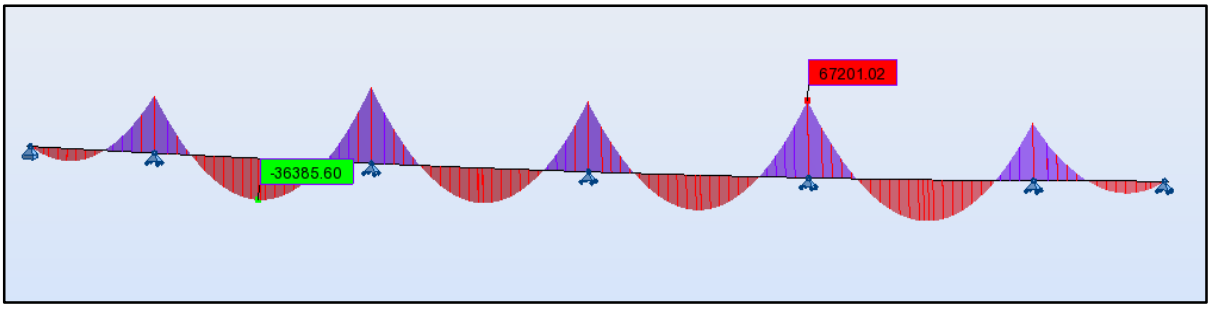
Annexe B.10. Vue en plan



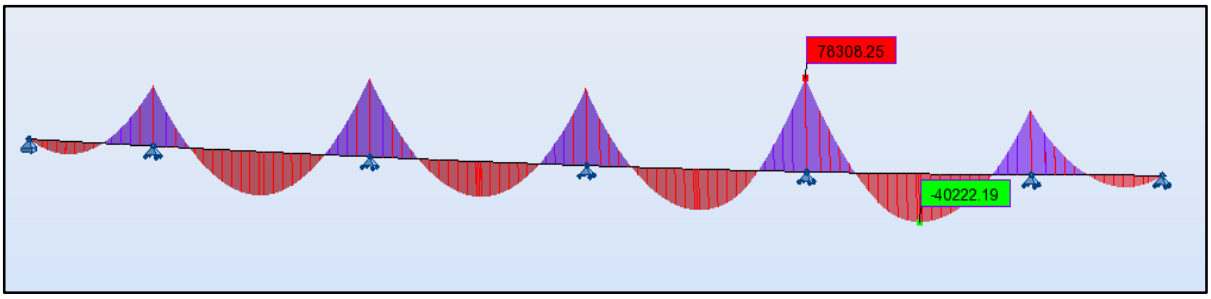
Annexe B.11. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al.



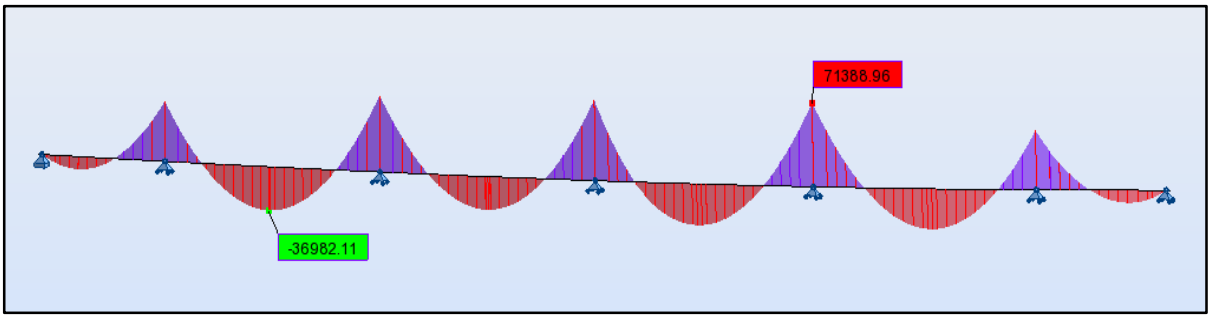
Annexe B.12. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.



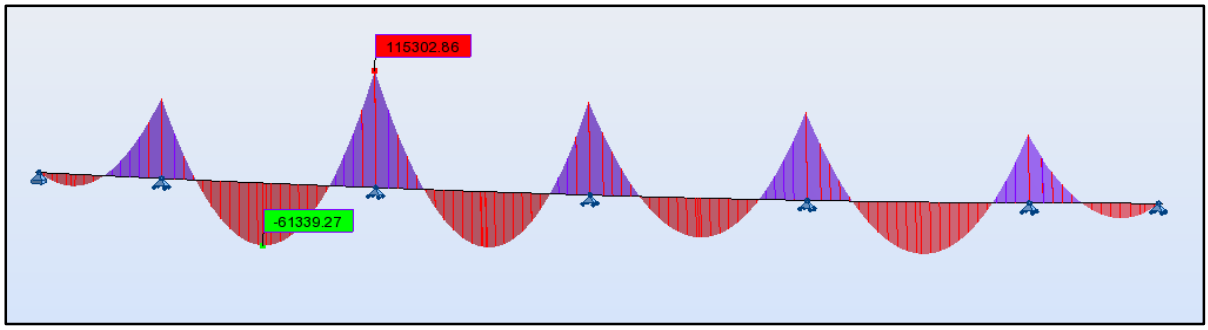
Annexe B 13. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.



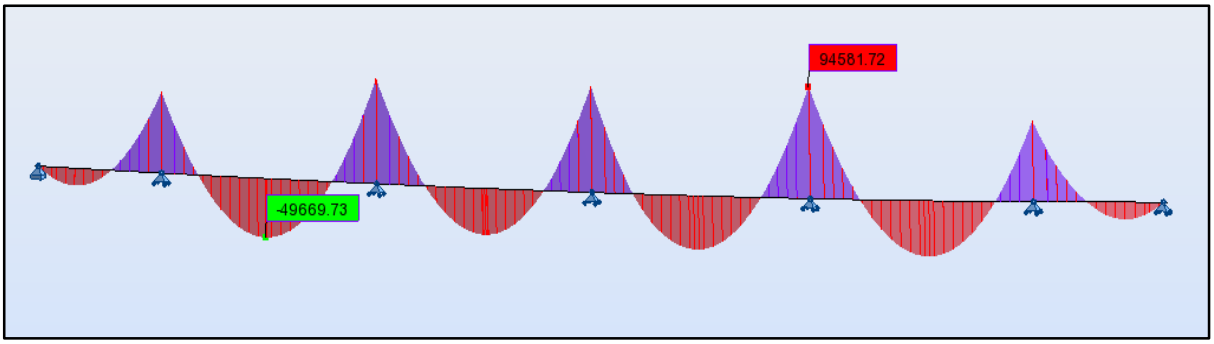
Annexe B.14. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC120.



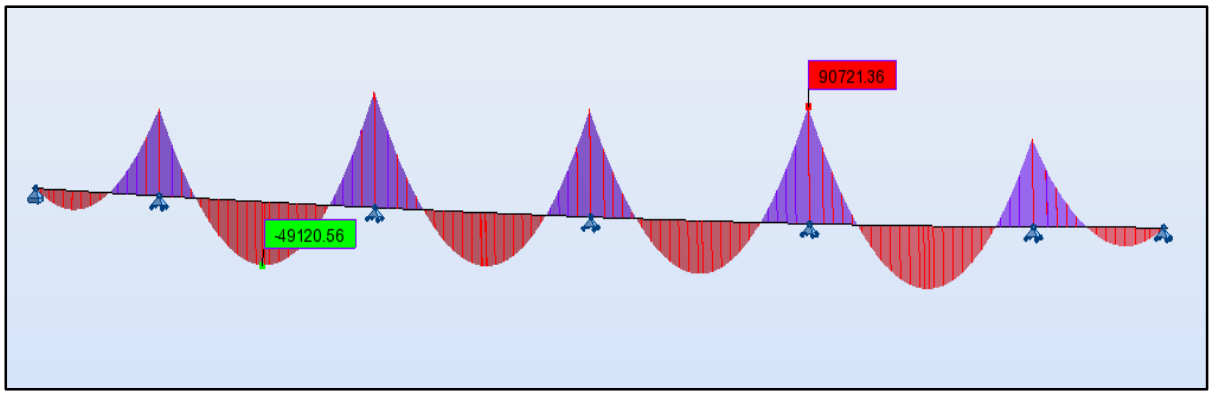
Annexe B.15. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



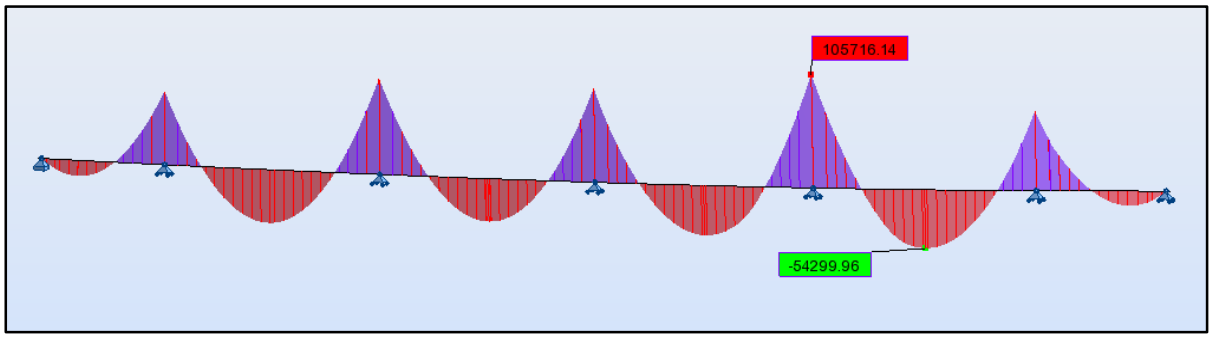
Annexe B.16. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al.



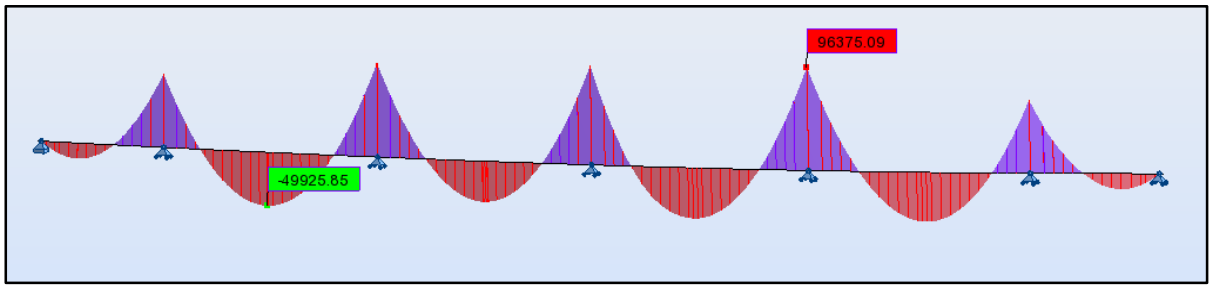
Annexe B.17. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.



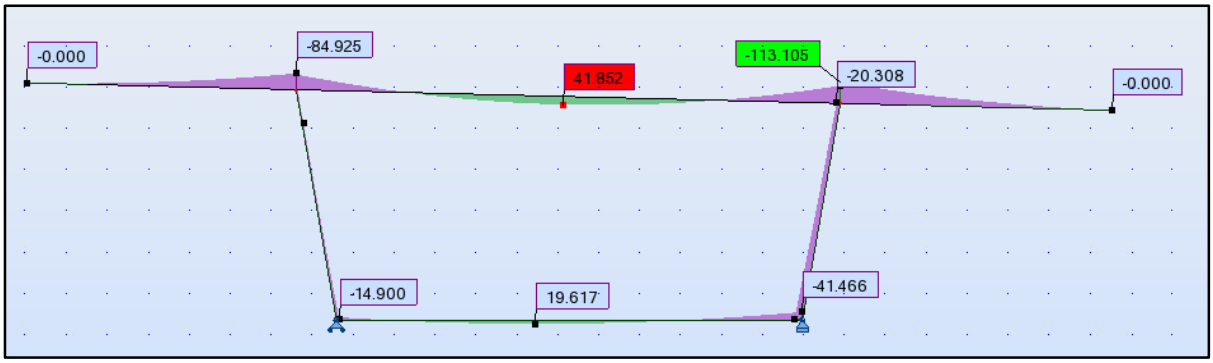
Annexe B.18. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.



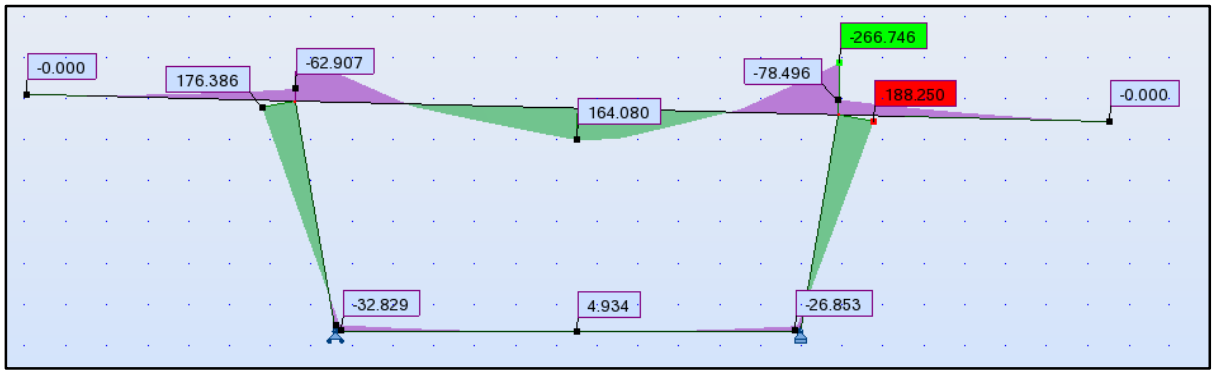
Annexe B.19. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120



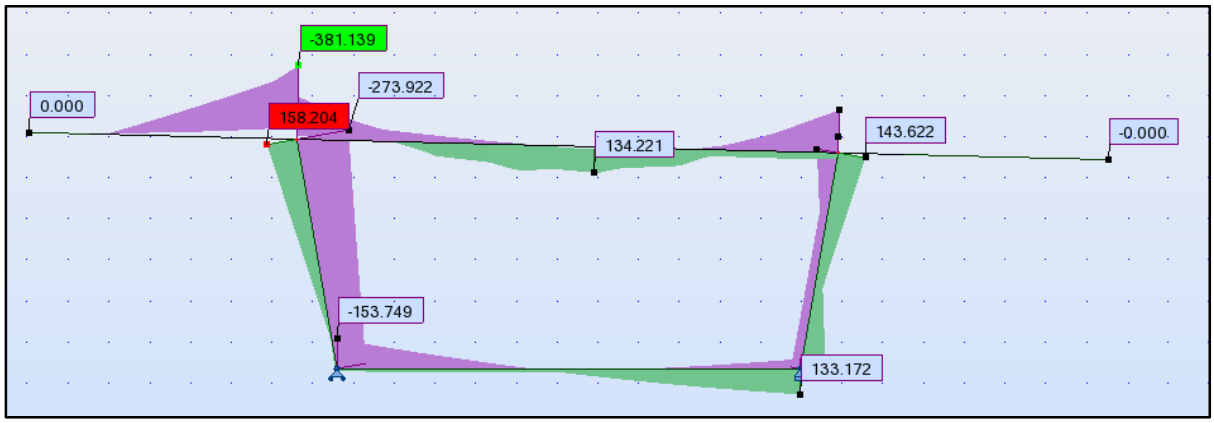
Annexe B.20. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240



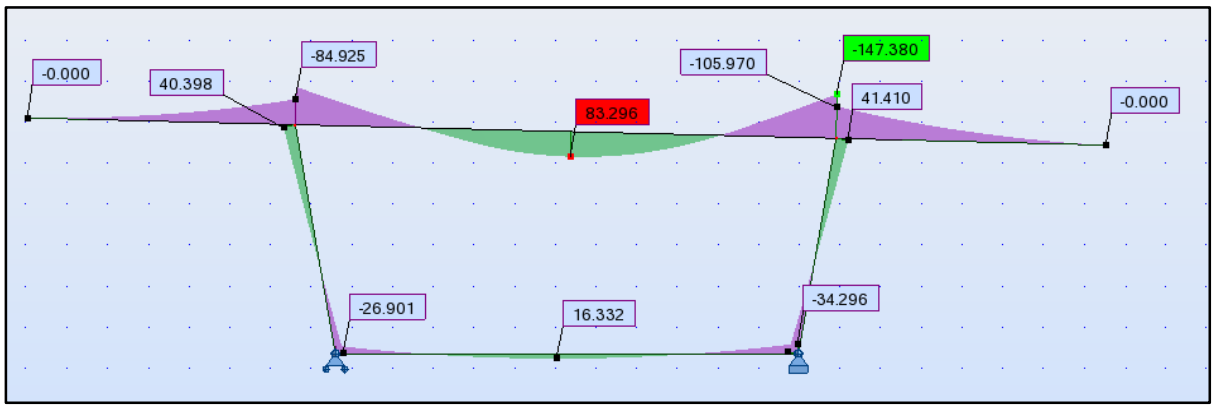
Annexe B.21 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G +1.2Al



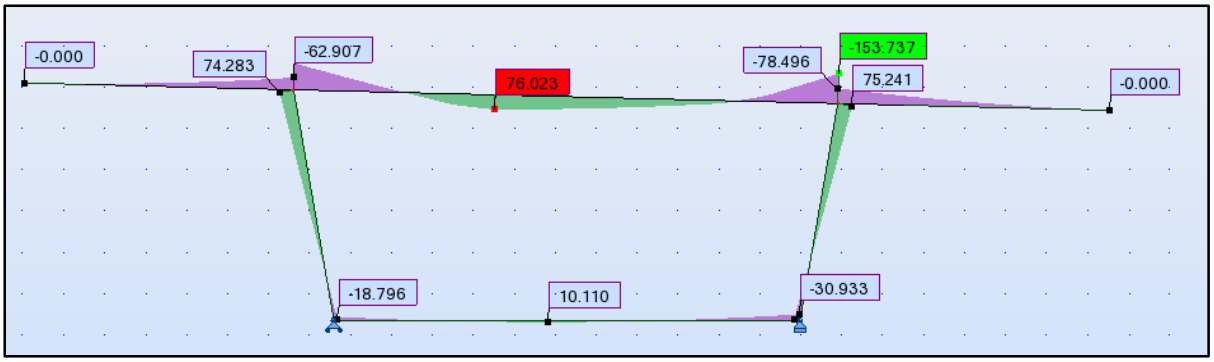
Annexe B.22 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G +1.2Bc



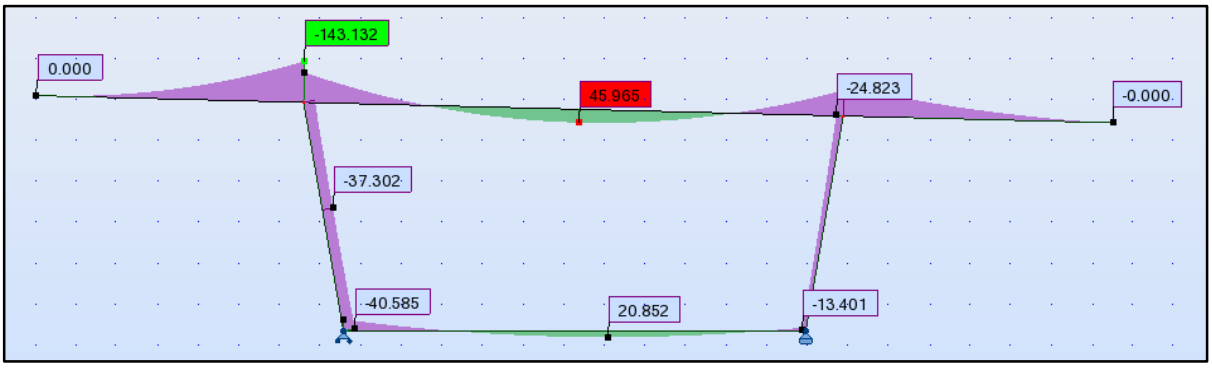
Annexe B.23 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G +1.2Bt



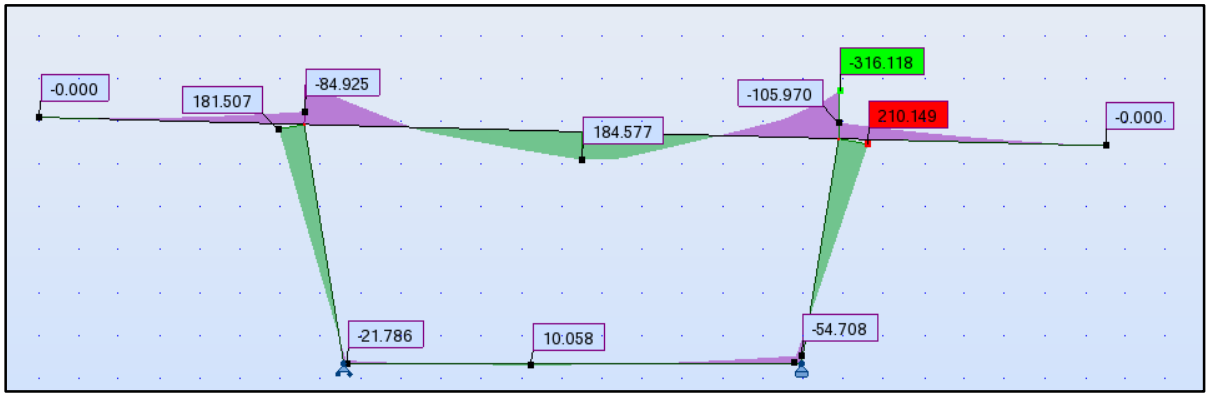
Annexe B.24 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G +D240



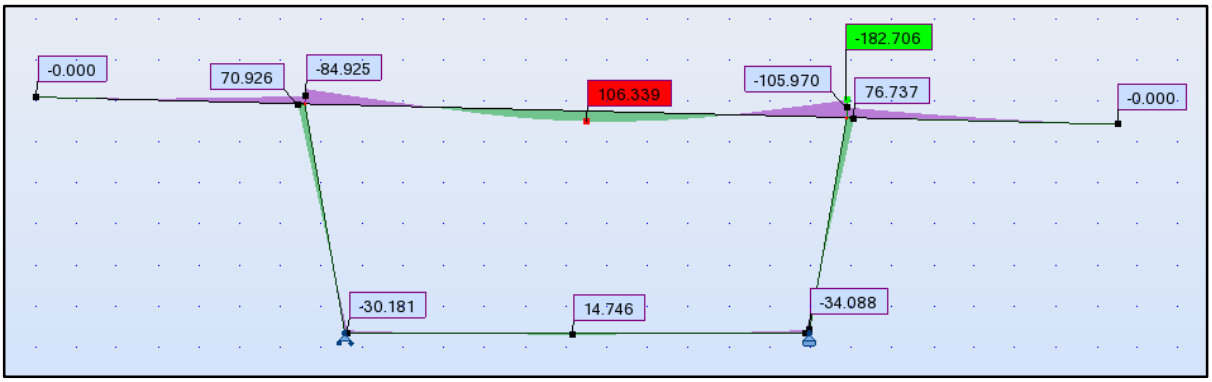
Annexe B.25 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G +Mc120



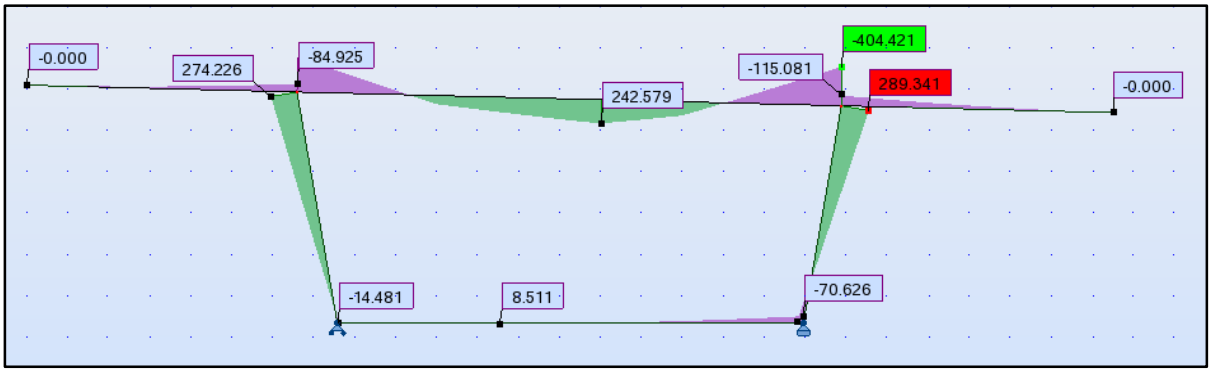
Annexe B.26 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G +1.6Al



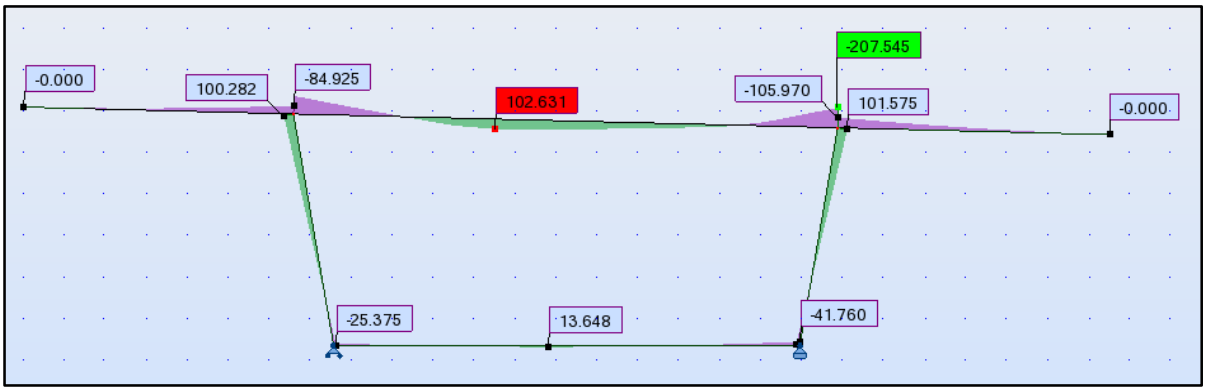
Annexe B.27 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G +1.6Bc



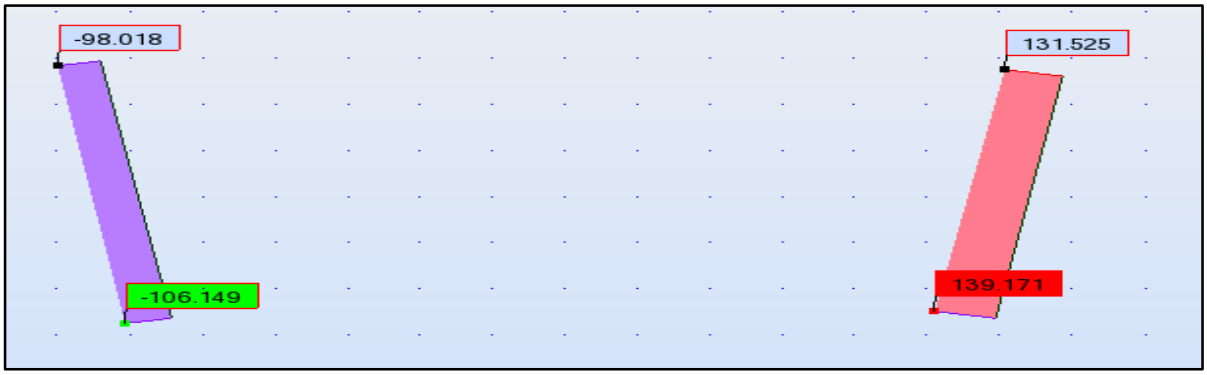
Annexe B.28 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G +1.35 D240



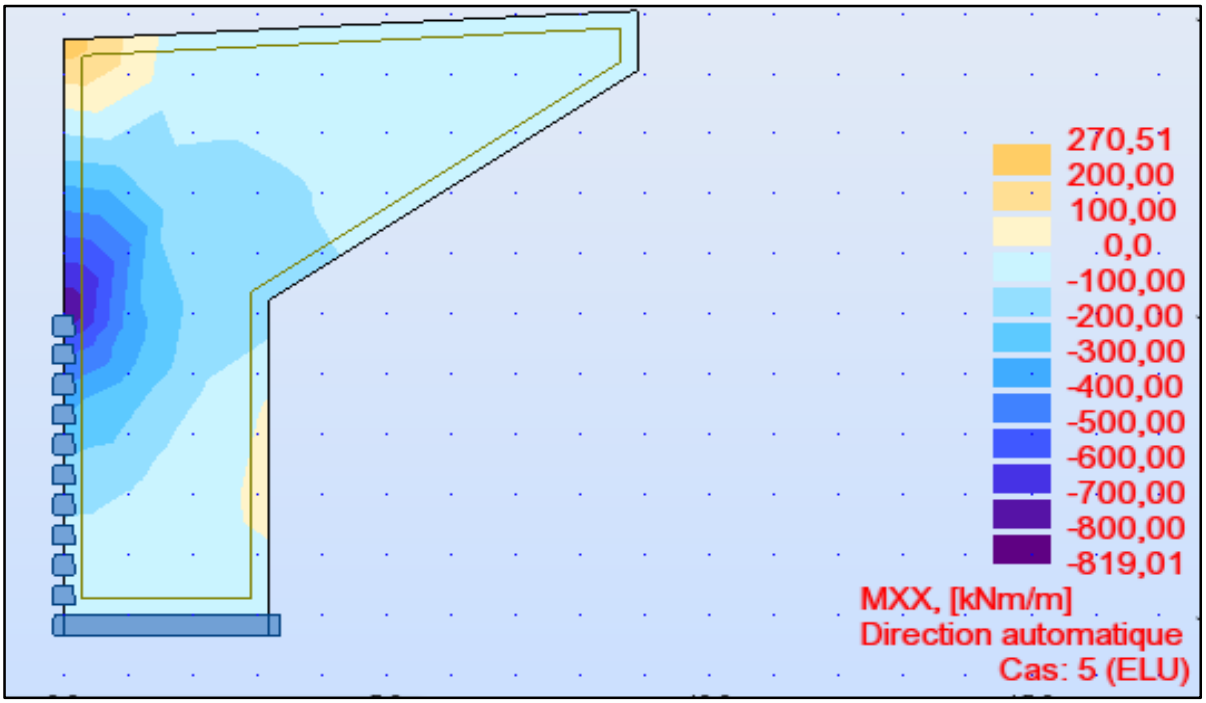
Annexe B.29 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G +1.6Bt



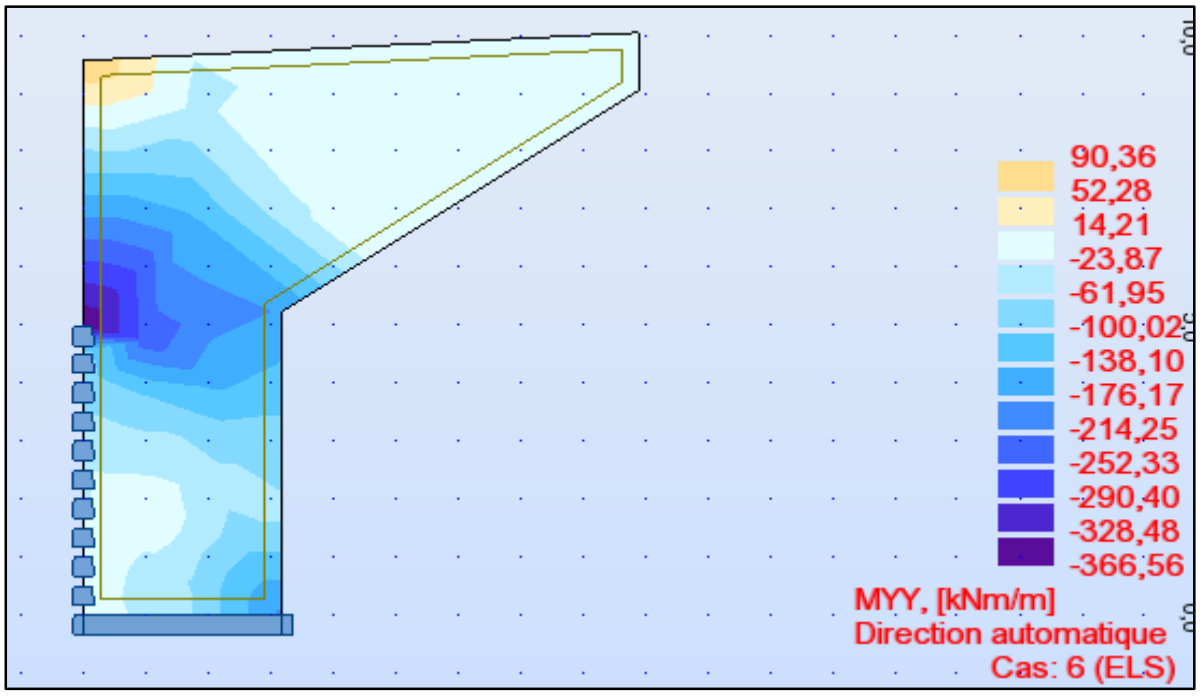
Annexe B.30 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G +1.35 Mc120



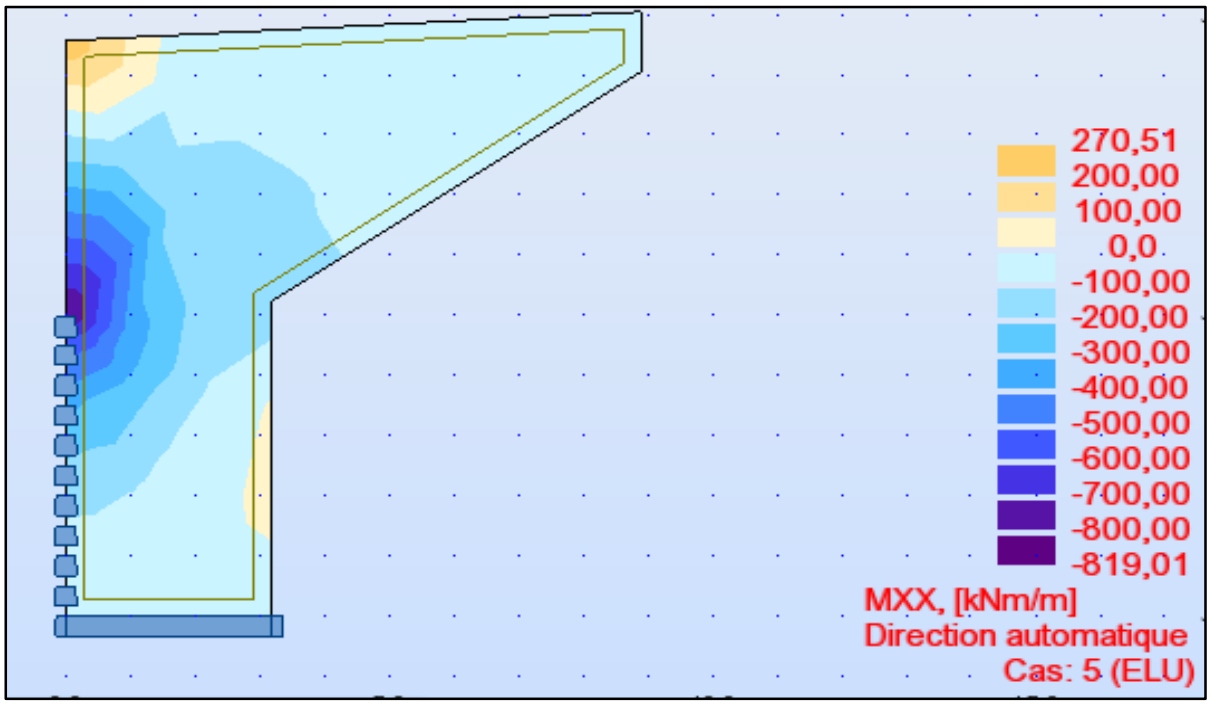
Annexe B.31 l'effort normal Max dans les âmes sous la combinaison 1.35G +1.6 Bt



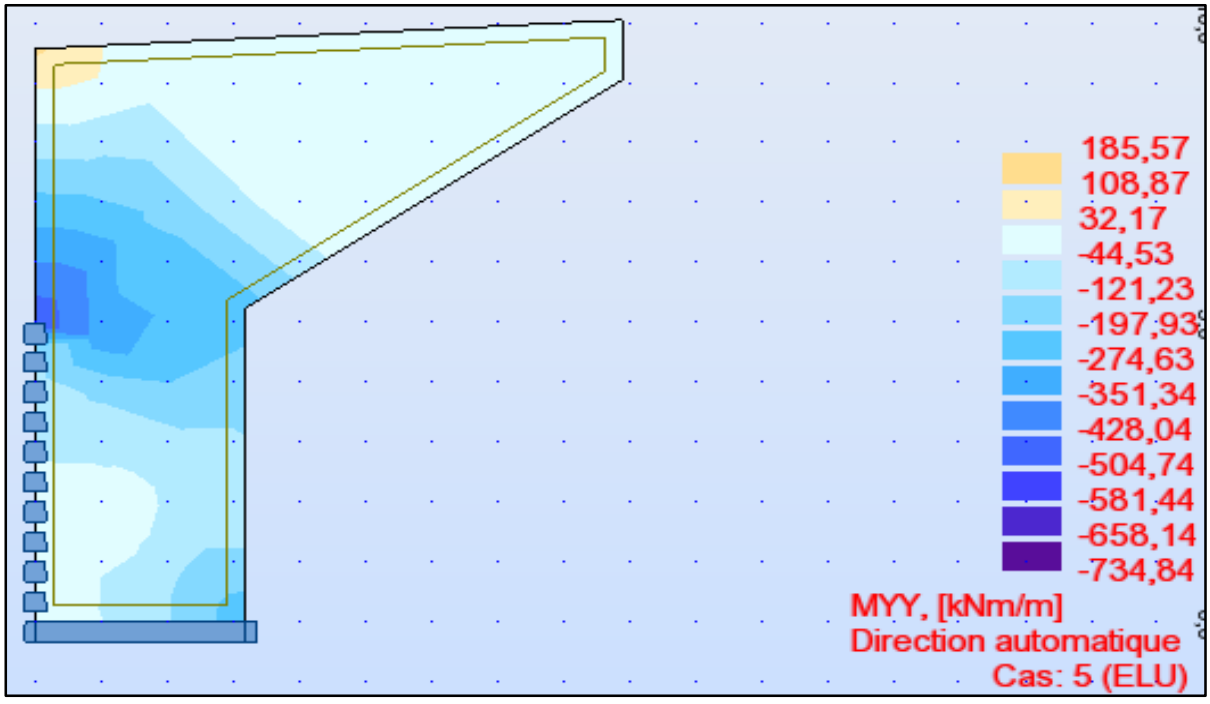
Annexes B.32 Cartographie du moment M_{xx} à l'ELS



Annexes B.33 Cartographie du moment M_{yy} à l'ELS



Annexes B.34 Cartographie du moment M_{xx} e l'ELU



Annexes B.35 Cartographie du moment M_{yy} e l'ELU

ANNEXES C

TABLEAUX DE CALCUL



ENSTP 2019-2020

ANNEXES C

Annexes C.1. Evaluation de l'effort de freinage du système de chargement A(L).

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m2)	F en fonction den° des voies chargées (KN)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	32,5	10,39	57,94	113,66	167,29
Cas 02	87,5	5,92	86,01	163,70	234,21
Cas 03	142,5	4,63	106,19	196,61	274,51
Cas 04	197,5	4,02	123,90	223,66	305,71
Cas 05	252,5	3,66	140,10	247,11	331,51
Cas 06	285	3,51	149,13	259,68	344,89
Cas 07	55	7,67	71,45	138,38	201,23
Cas 08	110	5,25	94,70	178,15	252,25
Cas 09	165	4,33	113,66	208,20	288,08
Cas 10	220	3,85	130,68	233,62	316,81
Cas 11	65	6,98	76,31	146,98	212,64
Cas 12	120	5,03	98,34	184,08	259,50
Cas 13	175	4,23	116,87	213,11	293,73
Cas 14	230	3,79	133,63	237,88	321,49

Annexes C.2. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc

Cas de charge	L (m)	G (KN)	δ en voies chargées		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	32,5	7524,73	1,067	1,079	1,086
Cas 02	87,5	19897,98	1,027	1,031	1,034
Cas 03	142,5	32271,23	1,017	1,020	1,021
Cas 04	197,5	44644,48	1,012	1,014	1,016
Cas 05	252,5	57017,73	1,010	1,011	1,012
Cas 06	285	64542,45	1,009	1,010	1,011
Cas 07	55	12373,25	1,042	1,049	1,053
Cas 08	110	24746,50	1,022	1,025	1,028
Cas 09	165	37119,75	1,015	1,017	1,019
Cas 10	220	49493,00	1,011	1,013	1,014
Cas 11	65	15049,46	1,036	1,041	1,045
Cas 12	120	27422,71	1,020	1,023	1,025
Cas 13	175	39795,96	1,014	1,016	1,017
Cas 14	230	52169,21	1,011	1,012	1,013

Annexes C.3.Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de charge	L (m)	G (KN)	δ en voies chargées		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	32,5	7524,73	1,061	1,068	1,068
Cas 02	87,5	19897,98	1,025	1,027	1,027
Cas 03	142,5	32271,23	1,015	1,017	1,017
Cas 04	197,5	44644,48	1,011	1,012	1,012
Cas 05	252,5	57017,73	1,009	1,010	1,010
Cas 06	285	64542,45	1,008	1,009	1,009
Cas 07	55	12373,25	1,038	1,043	1,043
Cas 08	110	24746,50	1,020	1,022	1,022
Cas 09	165	37119,75	1,013	1,015	1,015
Cas 10	220	49493,00	1,010	1,011	1,011
Cas 11	65	15049,46	1,032	1,036	1,036
Cas 12	120	27422,71	1,018	1,020	1,020
Cas 13	175	39795,96	1,013	1,014	1,014
Cas 14	230	52169,21	1,010	1,011	1,011

Annexes C.4.Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Br.

Cas de charge	L (m)	G (KN)	δ
Cas 01	32,5	7524,73	1,055
Cas 02	87,5	19897,98	1,022
Cas 03	142,5	32271,23	1,014
Cas 04	197,5	44644,48	1,010
Cas 05	252,5	57017,73	1,008
Cas 06	285	64542,45	1,007
Cas 07	55	12373,25	1,035
Cas 08	110	24746,50	1,018
Cas 09	165	37119,75	1,012
Cas 10	220	49493,00	1,009
Cas 11	65	15049,46	1,030
Cas 12	120	27422,71	1,017
Cas 13	175	39795,96	1,011
Cas 14	230	52169,21	1,009

Annexes C.5.Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Mc120.

Cas de charge	L (m)	G (KN)	δ
Cas 01	32,5	7524,73	1,074
Cas 02	87,5	19897,98	1,030
Cas 03	142,5	32271,23	1,019
Cas 04	197,5	44644,48	1,014
Cas 05	252,5	57017,73	1,011
Cas 06	285	64542,45	1,009
Cas 07	55	12373,25	1,046
Cas 08	110	24746,50	1,024
Cas 09	165	37119,75	1,016
Cas 10	220	49493,00	1,012
Cas 11	65	15049,46	1,039
Cas 12	120	27422,71	1,022
Cas 13	175	39795,96	1,015
Cas 14	230	52169,21	1,012

Tableau 1Annexes C.6. Pertes dues aux frottements (Mpa).

X	Câble	θ	β	α	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
5,75	C1	0,18	-	0,18	72,46	58,68	0,00									
8,1	C2	0,14	-	0,14	73,11	59,34	49,74	0,00								
10,45	C3	0,18	-	0,18	92,98	79,41	69,96	60,43	0,00							
12,8	C4	0,33	-	0,14	141,04	127,97	118,86	109,68	100,44	0,00						
15,15	C5	0,33	0,30	0,14	150,00	137,02	127,97	118,86	109,68	100,44	0,00					
17,5	C6	0,35	0,30	0,18	163,07	150,22	141,27	132,25	123,17	114,02	104,81	0,00				
19,85	C7	0,35	0,30	0,18	171,87	159,12	150,22	141,27	132,25	123,17	114,02	104,81	0,00			
22,2	C8	0,61	0,30	0,14	242,22	230,18	221,79	213,34	204,83	196,27	187,64	178,95	170,19	0,00		
24,55	C9	0,61	0,60	0,18	251,96	240,03	231,71	223,33	214,89	206,39	197,83	189,21	180,53	171,79	0,00	
26,9	C10	0,61	0,60	0,18	260,14	248,29	240,03	231,71	223,33	214,89	206,39	197,83	189,21	180,53	171,79	0,00
Moyenne					**157,25**	**147,84**	**120,12**	**129,78**	**161,88**	**149,03**	**135,15**	**136,76**	**138,57**	**136,45**	**135,11**	**134,16**
EN (%)					**10,57**	**9,94**	**8,07**	**8,72**	**11,43**	**10,52**	**9,54**	**9,66**	**9,79**	**9,64**	**9,54**	**9,47**

Annexes C.7. Pertes dues au recul d'encrage (Mpa).

X	Câble	θ	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
5,75	C1	0,18	0,009	5,42	-	79,42	140,22									
8,1	C2	0,14	0,007	6,40	-	31,57	75,13	118,69								
10,45	C3	0,18	0,006	6,43	-	-	31,77	75,02	118,27							
12,8	C4	0,33	0,008	5,72	-	-	-	23,72	78,27	132,83						
15,15	C5	0,33	0,007	6,03	-	-	-	-	27,75	76,94	126,13					
17,5	C6	0,35	0,007	6,20	-	-	-	-	-	29,61	76,14	122,67				
19,85	C7	0,35	0,007	6,42	-	-	-	-	-	-	31,68	75,07	118,45			
22,2	C8	0,61	0,008	5,64	-	-	-	-	-	-	-	22,38	78,62	134,86		
24,55	C9	0,61	0,008	5,80	-	-	-	-	-	-	-	-	24,83	77,95	131,07	
26,9	C10	0,61	0,008	5,96	-	-	-	-	-	-	-	-	-	27,00	77,22	127,44
Moyenne					-	**11,10**	**24,71**	**24,16**	**28,04**	**34,20**	**38,99**	**44,02**	**55,48**	**79,94**	**104,14**	**127,44**
EN (%)					-	**0,78**	**1,75**	**1,71**	**1,98**	**2,41**	**2,75**	**3,11**	**3,92**	**5,65**	**7,35**	**9,00**

Annexes C.8. Pertes dues au non simultanéité de la mise en tension.

Voussoirs	N° câbles	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	20	1,30	0,257	1,04	17,32	20,80	92,75	2,28	-1,38	-0,10
FIN VSP	20	1,17	0,257	0,91	11,20	8,78	71,22	2,29	7,40	0,52
FIN V1	20	1,17	0,280	0,89	11,20	8,78	57,99	2,29	10,12	0,71
FIN V2	18	1,17	0,274	0,90	11,20	8,78	46,13	2,28	10,40	0,73
FIN V3	16	1,17	0,290	0,88	11,20	8,78	35,61	2,27	10,19	0,72
FIN V4	14	1,17	0,284	0,89	11,20	8,78	26,46	2,27	9,89	0,70
FIN V5	12	1,17	0,277	0,89	11,20	8,78	18,66	2,26	9,33	0,66
FIN V6	10	1,17	0,302	0,87	11,20	8,78	12,21	2,25	8,28	0,58
FIN V7	8	1,17	0,340	0,83	11,20	8,78	7,13	2,23	6,87	0,49
FIN V8	6	1,17	0,343	0,83	11,20	8,78	3,39	2,22	5,48	0,39
FIN V9	4	1,17	0,440	0,73	11,20	8,78	1,02	2,23	3,63	0,26
FIN V10	2	1,17	0,730	0,44	11,20	8,78	0,00	2,35	1,62	0,11

Annexes C.9. Pertes dues au fluage.

Voussoirs	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	20	1,30	0,257	1,04	17,32	20,80	92,75	2,29	-6,84	-0,48
FIN VSP	20	1,17	0,257	0,91	11,20	8,78	71,22	2,27	36,34	2,57
FIN V1	20	1,17	0,280	0,89	11,20	8,78	57,99	2,27	49,70	3,51
FIN V2	18	1,17	0,274	0,90	11,20	8,78	46,13	2,27	51,17	3,61
FIN V3	16	1,17	0,290	0,88	11,20	8,78	35,61	2,26	50,25	3,55
FIN V4	14	1,17	0,284	0,89	11,20	8,78	26,46	2,25	48,82	3,45
FIN V5	12	1,17	0,277	0,89	11,20	8,78	18,66	2,24	46,15	3,26
FIN V6	10	1,17	0,302	0,87	11,20	8,78	12,21	2,24	41,02	2,90
FIN V7	8	1,17	0,340	0,83	11,20	8,78	7,13	2,22	34,11	2,41
FIN V8	6	1,17	0,343	0,83	11,20	8,78	3,39	2,21	27,28	1,93
FIN V9	4	1,17	0,440	0,73	11,20	8,78	1,02	2,22	18,09	1,28
FIN V10	2	1,17	0,730	0,44	11,20	8,78	0,00	2,34	8,11	0,57

Annexes C.10. Pertes dues au relaxation des câbles.

Voussoirs	N° câbles	σ_{pi} (MPa)	μ	μ_0	$\Delta\sigma$rel (MPa)	en (%)
Axe VSP	20	1255,50	0,709	0,43	52,60	3,71
FIN VSP	20	1248,47	0,705	0,43	51,57	3,64
FIN V1	20	1246,02	0,704	0,43	51,20	3,62
FIN V2	18	1244,68	0,703	0,43	51,01	3,60
FIN V3	16	1239,20	0,700	0,43	50,21	3,55
FIN V4	14	1235,47	0,698	0,43	49,67	3,51
FIN V5	12	1232,57	0,696	0,43	49,25	3,48
FIN V6	10	1229,54	0,695	0,43	48,81	3,45
FIN V7	8	1218,67	0,689	0,43	47,26	3,34
FIN V8	6	1213,14	0,685	0,43	46,47	3,28
FIN V9	4	1222,33	0,691	0,43	47,78	3,37
FIN V10	2	1286,93	0,727	0,43	57,35	4,05

Annexes C.11. Pertes totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
PERTES DIFFEREES	5,30	8,28	9,21	9,30	9,19	9,05	8,84	8,45	7,87	6,63	6,77	6,63
PERTES INSTANTANES	11,33	11,83	12,00	12,10	12,49	12,75	12,95	13,17	13,94	14,33	13,68	9,11
Total (%)	16,63	20,12	21,21	21,40	21,67	21,81	21,80	21,62	21,81	20,96	20,45	15,75

Annexes C.12. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début VC1	-	-	-	-	-	-	20,8	17,32	1,7	1,3	-	0,82	0,00	-	✓
début VC2	1,2	-2,52	-	2	-	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,51	0,09	1,04	✓
début VSC C1-P1	3,4	-6,42	-	2	-	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,23	0,61	0,22	✓
début V1	4,6	-8,04	-	4	-	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,51	0,49	1,59	✓
début V2	6,95	-10,17	2	4	4,0	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,32	1,68	0,91	✓
début V3	9,3	-10,92	4	6	8,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,45	2,34	2,23	✓
début V4	11,65	-10,28	6	6	12,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	3,28	1,92	✓
début V5	14	8,26	8	4	16,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,51	2,12	3,75	✓
début V6	16,35	-4,86	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,23	4,54	1,14	✓
début V7	18,7	-0,076	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,9	1,51	4,86	0,64	✓
début V8	21,05	6,1	14	2	28,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	5,26	1,19	✓
début V9	23,4	13,54	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	5,32	1,09	✓
début V10	25,75	22,57	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	5,71	1,66	✓
début VSP P1	28,1	32,89	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	5,54	3,10	✓
AXE VSP P1	31,5	50,27	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	0,93	3,26	✓
début V11	34,9	29,32	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	5,27	3,52	✓
début V12	37,25	16,54	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	5,80	1,53	✓
début V13	39,6	5,13	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	6,10	-0,13	✓
début V14	41,95	-4,89	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	6,33	-1,67	✓
début V15	44,3	-13,52	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	6,33	-1,66	✓
début V16	46,65	-20,78	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,37	6,06	-1,24	✓
début V17	49	-26,65	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,4	5,63	-0,56	✓

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V18	51,35	-31,14	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,39	5,17	0,15	✓
début V19	53,7	-34,24	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,38	4,50	1,20	✓
début V20	56,05	-35,97	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,43	3,54	2,70	✓
début VSC P1-P2	58,4	-36,31	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,43	2,79	3,87	✓
début V21	59,6	-35,95	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,43	2,75	3,93	✓
début V22	61,95	-34,2	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,38	3,65	2,53	✓
début V23	64,3	-31,07	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,39	4,27	1,57	✓
début V24	66,65	-26,55	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,4	4,75	0,80	✓
début V25	69	-20,65	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,37	5,14	0,20	✓
début V26	71,35	-13,37	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,32	5,35	-0,13	✓
début V27	73,7	-4,71	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,9	1,23	5,46	-0,30	✓
début V28	76,05	5,34	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	5,28	-0,02	✓
début V29	78,4	16,77	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	4,98	1,62	✓
début V30	80,75	29,58	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	4,98	2,80	✓
début VSP P2	83,1	43,77	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	4,40	4,89	✓
AXE VSP P2	86,5	66,76	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	-0,32	4,89	✓
début V31	89,9	44,46	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	3,69	5,99	✓
début V32	92,25	30,75	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	4,33	3,82	✓
début V33	94,6	18,41	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	4,71	2,04	✓
début V34	96,95	7,46	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	5,06	0,33	✓
début V35	99,3	-2,11	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	5,13	0,22	✓
début V36	101,65	-10,3	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,37	4,97	0,47	✓

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V37	104	-17,1	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,4	4,63	1,00	✓
début V38	106,35	-22,52	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,39	4,27	1,55	✓
début V39	108,7	-26,56	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,38	3,70	2,46	✓
début V40	111,05	-29,21	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,43	2,84	3,80	✓
début VSC P2-P3	113,4	-30,48	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,43	2,18	4,82	✓
début V41	114,6	-30,6	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,43	2,20	4,80	✓
début V42	116,95	-29,78	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,38	3,19	3,25	✓
début V43	119,3	-27,58	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,39	3,90	2,14	✓
début V44	121,65	-24	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,4	4,49	1,22	✓
début V45	124	-19,03	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,37	4,97	0,47	✓
début V46	126,35	-12,69	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,32	5,28	-0,02	✓
début V47	128,7	-4,96	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,9	1,23	5,49	-0,34	✓
début V48	131,05	4,16	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	5,40	-0,21	✓
début V49	133,4	14,66	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	5,21	1,27	✓
début V50	135,75	26,54	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	5,30	2,30	✓
début VSP P3	138,1	39,8	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	4,81	4,24	✓
AXE VSP P3	141,5	61,41	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	0,08	4,37	✓
début V51	144,9	39,8	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	4,18	5,23	✓
début V52	147,25	26,55	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	4,77	3,14	✓
début V53	149,6	14,68	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	5,10	1,43	✓
début V54	151,95	4,2	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	5,40	-0,20	✓
début V55	154,3	-4,9	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	5,42	-0,23	✓

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V56	156,65	-12,62	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,37	5,21	0,09	✓
début V57	159	-18,95	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,4	4,82	0,70	✓
début V58	161,35	-23,91	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,39	4,42	1,33	✓
début V59	163,7	-27,47	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,38	3,79	2,31	✓
début V60	166,05	-29,66	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,43	2,88	3,73	✓
début VSC P3-P4	168,4	-30,47	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,43	2,18	4,83	✓
début V61	169,6	-30,34	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,43	2,17	4,85	✓
début V62	171,95	-29,05	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,38	3,11	3,37	✓
début V63	174,3	-26,38	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,39	3,78	2,33	✓
début V64	176,65	-22,33	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,4	4,31	1,49	✓
début V65	179	-16,89	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,37	4,75	0,82	✓
début V66	181,35	-10,07	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,32	5,01	0,41	✓
début V67	183,7	-1,87	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,9	1,23	5,16	0,16	✓
début V68	186,05	7,71	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	5,03	0,37	✓
début V69	188,4	18,68	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	4,79	1,93	✓
début V70	190,75	31,03	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	4,83	3,04	✓
début VSP P4	193,1	44,77	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	4,29	5,06	✓
AXE VSP P4	196,5	67,08	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	-0,34	4,92	✓
début V71	199,9	44,1	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	3,73	5,94	✓
début V72	202,25	29,9	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	4,42	3,68	✓
début V73	204,6	17,08	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	4,85	1,83	✓
début V74	206,95	5,65	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	5,25	0,03	✓

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V75	209,3	-4,4	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	5,36	-0,15	✓
début V76	211,65	-13,07	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,37	5,26	0,02	✓
début V77	214	-20,35	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,4	4,97	0,47	✓
début V78	216,35	-26,25	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,39	4,66	0,95	✓
début V79	218,7	-30,77	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,38	4,14	1,77	✓
début V80	221,05	-33,9	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,43	3,33	3,03	✓
début VSC P4-P5	223,4	-35,65	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,43	2,72	3,98	✓
début V81	224,6	-36,01	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,43	2,76	3,92	✓
début V82	226,95	-35,68	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,38	3,80	2,29	✓
début V83	229,3	-33,95	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,39	4,57	1,10	✓
début V84	231,65	-30,85	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,4	5,20	0,10	✓
début V85	234	-26,36	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,37	5,74	-0,73	✓
début V86	236,35	-20,49	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,32	6,09	-1,29	✓
début V87	238,7	-13,24	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,9	1,23	6,35	**-1,70**	✓
début V88	241,05	-4,6	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	6,32	-1,64	✓
début V89	243,4	5,42	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	6,17	-0,24	✓
début V90	245,75	16,82	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	6,31	0,72	✓
début VSP P5	248,1	29,61	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	5,87	2,58	✓
AXE VSP P5	251,5	50,55	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	0,90	3,30	✓
début V91	254,9	33,15	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	4,87	4,15	✓
début V92	257,25	22,81	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	5,16	2,52	✓
début V93	259,6	13,86	16	2	32,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	5,25	2,39	✓

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V94	261,95	6,29	14	2	28,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,51	5,00	1,59	✓
début V95	264,3	0,095	12	4	24,2	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	4,87	1,79	✓
début V96	266,65	-4,71	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,51	4,26	1,57	✓
début V97	269	-8,14	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,32	3,79	2,30	✓
début V98	271,35	-10,18	6	6	12,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,45	3,03	2,32	✓
début V99	273,7	-10,84	4	4	8,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,32	2,47	0,84	✓
début V100	276,05	-10,11	2	4	4,0	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,51	1,35	1,42	✓
début VSC P5-C2	278,4	-8	-	2	-	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,23	0,78	-0,04	✓
début VC3	279,6	-6,39	-	2	-	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,51	0,49	0,41	✓
début VC4	281,8	-2,51	-	-	-	-	8,78	11,2	1,83	1,17	-	0,82	0,26	-0,41	✓
fin VC4	283	0	-	-	-	-	20,8	17,32	1,7	1,3	-	-	0,00	-	✓

Annexes C.13. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début VC1	-	-	-	-	-	-	20,8	17,32	1,7	1,3	-	0,82	0,00	0,00	✓
début VC2	1,2	-2,2	-	2	-	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,51	0,05	1,09	✓
début VSC C1-P1	3,4	-5,53	-	2	-	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,23	0,52	0,37	✓
début V1	4,6	-6,83	-	4	-	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,51	0,36	1,79	✓
début V2	6,95	-8,34	2	4	4,0	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,32	1,49	1,21	✓
début V3	9,3	-8,46	4	6	8,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,45	2,08	2,63	✓
début V4	11,65	-7,2	6	6	12,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	2,96	2,43	✓
début V5	14	-4,57	8	4	16,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,51	3,46	1,65	✓
début V6	16,35	-0,53	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,23	4,08	1,85	✓
début V7	18,7	4,88	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	1,51	4,34	1,45	✓
début V8	21,05	11,68	14	2	28,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	4,67	2,10	✓
début V9	23,4	19,86	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	4,66	2,12	✓
début V10	25,75	29,43	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	5,00	2,78	✓
début VSP P1	28,1	40,37	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	4,76	4,32	✓
AXE VSP P1	31,5	58,66	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	0,30	4,08	✓
début V11	34,9	33,12	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	4,88	4,14	✓
début V12	37,25	17,56	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	5,69	1,69	✓
début V13	39,6	3,71	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	6,25	-0,36	✓
début V14	41,95	-8,43	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	6,70	-2,25	✓
début V15	44,3	-18,85	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	6,88	-2,53	✓
début V16	46,65	-27,56	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,37	6,77	-2,34	✓
début V17	49	-34,55	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,4	6,45	-1,85	✓
début V18	51,35	-39,83	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,39	6,08	-1,27	✓
début V19	53,7	-43,4	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,38	5,46	-0,30	✓

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V20	56,05	-45,26	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,43	4,51	1,18	✓
début VSC P1-P2	58,4	-45,4	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,43	3,74	2,39	✓
début V21	59,6	-44,81	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,43	3,68	2,48	✓
début V22	61,95	-42,37	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,38	4,50	1,20	✓
début V23	64,3	-38,21	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,39	5,01	0,40	✓
début V24	66,65	-32,33	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,4	5,36	-0,14	✓
début V25	69	-24,75	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,37	5,57	-0,47	✓
début V26	71,35	-15,45	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,32	5,57	-0,47	✓
début V27	73,7	-4,43	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	1,23	5,43	-0,26	✓
début V28	76,05	8,29	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	4,97	0,47	✓
début V29	78,4	22,73	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	4,36	2,59	✓
début V30	80,75	38,89	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	4,01	4,32	✓
début VSP P2	83,1	56,76	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	3,04	7,02	✓
AXE VSP P2	86,5	85,64	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	-1,74	6,74	✓
début V31	89,9	57,33	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	2,35	8,10	✓
début V32	92,25	39,87	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	3,38	5,31	✓
début V33	94,6	24,11	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	4,12	2,98	✓
début V34	96,95	10,07	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	4,78	0,76	✓
début V35	99,3	-2,26	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	5,14	0,20	✓
début V36	101,65	-12,87	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,37	5,24	0,05	✓
début V37	104	-21,77	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,4	5,12	0,24	✓
début V38	106,35	-28,96	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,39	4,95	0,50	✓
début V39	108,7	-34,43	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,38	4,52	1,17	✓
début V40	111,05	-38,19	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,43	3,78	2,33	✓
début VSC P2-P3	113,4	-40,23	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,43	3,20	3,23	✓

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V41	114,6	-40,62	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,43	3,24	3,17	✓
début V42	116,95	-40,07	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,38	4,26	1,57	✓
début V43	119,3	-37,81	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,39	4,97	0,47	✓
début V44	121,65	-33,84	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,4	5,51	-0,39	✓
début V45	124	-28,15	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,37	5,92	-1,02	✓
début V46	126,35	-20,75	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,32	6,12	-1,34	✓
début V47	128,7	-11,63	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	1,23	6,18	-1,43	✓
début V48	131,05	-0,8	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	5,92	-1,02	✓
début V49	133,4	11,75	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	5,51	0,80	✓
début V50	135,75	26,01	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	5,35	2,22	✓
début VSP P3	138,1	41,98	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	4,58	4,60	✓
AXE VSP P3	141,5	68,09	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	-0,42	5,02	✓
début V51	144,9	45,86	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	3,55	6,22	✓
début V52	147,25	32,18	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	4,18	4,06	✓
début V53	149,6	19,89	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	4,56	2,29	✓
début V54	151,95	8,98	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	4,90	0,58	✓
début V55	154,3	-0,54	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	4,96	0,48	✓
début V56	156,65	-8,68	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,37	4,80	0,73	✓
début V57	159	-15,43	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,4	4,45	1,27	✓
début V58	161,35	-20,8	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,39	4,09	1,84	✓
début V59	163,7	-24,78	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,38	3,51	2,75	✓
début V60	166,05	-27,38	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,43	2,65	4,10	✓
début VSC P3-P4	168,4	-28,59	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,43	1,99	5,13	✓
début V61	169,6	-28,67	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,43	1,99	5,12	✓
début V62	171,95	-27,79	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,38	2,98	3,58	✓

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V63	174,3	-25,52	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,39	3,69	2,47	✓
début V64	176,65	-21,87	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,4	4,26	1,57	✓
début V65	179	-16,83	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,37	4,74	0,83	✓
début V66	181,35	-10,41	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,32	5,04	0,35	✓
début V67	183,7	-2,6	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	1,23	5,24	0,04	✓
début V68	186,05	6,6	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	5,15	0,19	✓
début V69	188,4	17,18	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	4,94	1,69	✓
début V70	190,75	29,14	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	5,03	2,73	✓
début VSP P4	193,1	42,49	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	4,53	4,68	✓
AXE VSP P4	196,5	64,26	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	-0,13	4,65	✓
début V71	199,9	41,38	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	4,01	5,49	✓
début V72	202,25	27,27	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	4,69	3,25	✓
début V73	204,6	14,54	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	5,12	1,41	✓
début V74	206,95	3,19	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	5,50	-0,37	✓
début V75	209,3	-6,77	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,32	5,61	-0,54	✓
début V76	211,65	-15,35	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,37	5,49	-0,36	✓
début V77	214	-22,54	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,4	5,20	0,11	✓
début V78	216,35	-28,34	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,39	4,88	0,60	✓
début V79	218,7	-32,76	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,38	4,35	1,44	✓
début V80	221,05	-35,8	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,43	3,53	2,72	✓
début VSC P4-P5	223,4	-37,45	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,43	2,91	3,69	✓
début V81	224,6	-37,75	-	14	-	28,21	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,43	2,94	3,64	✓
début V82	226,95	-37,3	2	12	4,0	24,18	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,38	3,97	2,02	✓
début V83	229,3	-35,48	4	10	8,1	20,15	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,39	4,73	0,85	✓
début V84	231,65	-32,26	6	8	12,1	16,12	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,4	5,35	-0,13	✓

	x (m)	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	v (m)	e_f (m)	e_c (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
début V85	234	-27,66	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,37	5,87	-0,94	✓
début V86	236,35	-21,68	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	1,32	6,22	-1,49	✓
début V87	238,7	-14,31	12	2	24,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	1,23	6,46	**-1,87**	✓
début V88	241,05	-5,55	14	-	28,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	0,95	6,42	-1,80	✓
début V89	243,4	4,59	16	-	32,2	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,91	-	6,26	-0,37	✓
début V90	245,75	16,12	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	6,39	0,60	✓
début VSP P5	248,1	29,04	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	1,04	-	5,93	2,49	✓
AXE VSP P5	251,5	50,17	20	-	40,3	-	20,8	17,32	1,7	1,3	0,91	-	0,92	3,26	✓
début V91	254,9	32,78	20	-	40,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	-	4,91	4,09	✓
début V92	257,25	22,47	18	-	36,3	-	8,78	11,2	1,83	1,17	0,90	-	5,19	2,47	✓
début V93	259,6	13,54	16	2	32,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,88	0,95	5,28	2,33	✓
début V94	261,95	5,99	14	2	28,2	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,51	5,03	1,54	✓
début V95	264,3	-0,17	12	4	24,2	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,89	1,23	4,90	1,75	✓
début V96	266,65	-4,95	10	4	20,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,87	1,51	4,29	1,53	✓
début V97	269	-8,35	8	6	16,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,32	3,82	2,27	✓
début V98	271,35	-10,36	6	6	12,1	12,09	8,78	11,2	1,83	1,17	0,83	1,45	3,05	2,29	✓
début V99	273,7	-10,99	4	4	8,1	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,73	1,32	2,49	0,82	✓
début V100	276,05	-10,23	2	4	4,0	8,06	8,78	11,2	1,83	1,17	0,44	1,51	1,36	1,40	✓
début VSC P5-C2	278,4	-8,09	-	2	-	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,23	0,79	-0,05	✓
début VC3	279,6	-6,46	-	2	-	4,03	8,78	11,2	1,83	1,17	-	1,51	0,50	0,40	✓
début VC4	281,8	-2,53	-	-	-	-	8,78	11,2	1,83	1,17	-	0,82	0,26	-0,41	✓
fin VC4	283	-	-	-	-	-	20,8	17,32	1,7	1,3	-	-	0,00	0,00	✓

Annexes C.14. Effort sismique combiné selon le RPOA pour chaque appui

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	580,06	736,48	0,00	801,00	910,50	394,96
P1	1448,78	1 866,92	0,00	2 008,86	2 301,56	994,71
P2	1444,27	1 895,08	0,00	2 012,79	2 328,36	1 001,81
P3	1449,09	1 862,97	0,00	2 007,98	2 297,69	993,62
P4	1449,96	1 843,29	0,00	2 002,95	2 278,28	987,98
P5	1449,69	1 852,06	0,00	2 005,31	2 286,97	990,53
C2	580,06	736,48	0,00	801,00	910,50	394,96

Annexe C.15.Evaluation des charges statiques agissant sur la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV(x/o) (m)	FH (y/o) (m)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Semelle	7 950,00	/	0,00	1,25	0,00	/
Mur F	3 791,65	/	0,03	5,49	113,75	/
DDT	177,75	/	3,38	11,06	600,80	/
Mur en R	667,80	/	3,98	8,43	2 657,84	/
Corbeau	71,10	/	1,55	10,74	110,21	/
MGG	563,50	/	1,18	10,20	664,93	/
Poids des Terres Amont	6 548,31	/	2,32	6,57	15 192,08	/
Poids des T sur DDT	518,32	/	4,05	11,68	2099,19	/
Poussée Mur Frontal	/	2572,81	/	-5,35	/	-13764,51
Poussée Semelle	/	2125,04	/	-1,25	/	-2 656,29
Poussée DDT	/	15,80	/	-9,10	/	-143,82
Poids Sur 10kN/m²	378,02	/	2,57	/	971,50	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	471,22	/	-6,03	/	-2 839,07
Somme	**20 666,45**	**5184,85**	/	/	**22 410,29**	**-19 403,70**

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV(x/o) (m)	FH (y/o) (m)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Rg	8 537,90	/	-0,42	/	-3 585,92	/
R(Al)	1 595,50	/	-0,42	/	-670,11	/
Rbc	1 410,53	/	-0,42	/	-592,42	/
RMc120	1 088,71	/	-0,42	/	-457,26	/
RD240	1 750,15	/	-0,42	/	-735,06	/
Hf+r	/	45,38	/	-8,37	/	-379,83
HT°	/	32,67	/	-8,37	/	-273,45
Frein Al	/	344,89	/	-8,37	/	-2 886,73
Frein Bc	/	150,00	/	-8,37	/	-1 255,50

Annexe C.16.Evaluation des charges sismiques agissant sur la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV(x/o) (m)	FH (y/o) (m)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Semelle	477,00	1 590,00	0,00	1,25	0,00	1 987,50
Mur F	227,50	758,33	0,03	5,49	6,82	4 163,24
DDT	10,67	35,55	3,38	11,06	36,05	393,18
Mur en R	40,07	133,56	3,98	8,43	159,47	1 125,91
Corbeau	4,27	14,22	1,55	10,74	6,61	152,72
MGG	33,81	112,70	1,18	10,20	39,90	1 149,54
Poids des Terres Amont	392,90	1 309,66	2,32	6,57	911,52	8 604,48
Poids des T sur DDT	31,10	103,66	4,05	11,68	125,95	1 210,79
Semelle	477,00	1 590,00	0,00	1,25	0,00	1 987,50
Somme	**1 217,31**	**4 057,69**	/	/	**1 286,33**	**18 787,36**

Annexe C.17.Evaluation des charges sismiques due à la poussée des terres.

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV(x/o) (m)	FH (y/o) (m)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Pad (1+kv)	0,00	7 612,47	/	4,017	0,00	30 576,74
Pad (1-kv)	0,00	7 049,58	/	4,017	0,00	28 315,82

Annexe C.18. Efforts agissants sur le mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV(x/o) (m)	FH (y/o) (m)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Mur F	3 791,65	/	0,03	2,99	113,75	/
DDT	177,75	/	3,38	8,56	600,80	/
Corbeau	71,1	/	1,55	8,24	110,21	/
MGG	563,5	/	1,18	7,70	664,93	/
Poids des T sur DDT	518,32	/	4,05	9,18	2 099,19	/
Poussée Mur Frontal	/	2 572,81	/	-2,85	/	-13 764,5
Poussée DDT	/	15,80	/	-6,60	/	-143,82
Poussée Sur 10kN/m²	/	248,07	/	-4,78	/	-2 839,07

Annexe C.19. Efforts dues au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV(x/o) (m)	FH (y/o) (m)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Rg	8 537,90	/	-0,42	/	-3 585,92	/
R(Al)	1 595,50	/	-0,42	/	-670,11	/
Rbc	1 410,53	/	-0,42	/	-592,42	/
RMc120	1 088,71	/	-0,42	/	-457,26	/
RD240	1 750,15	/	-0,42	/	-735,06	/
Hf+r	/	45,38	/	-8,37	/	-379,83
HT°	/	32,67	/	-8,37	/	-273,45
Frein Al	/	344,89	/	-8,37	/	-2 886,73
Frein Bc	/	150,00	/	-8,37	/	-1 255,50

Annexe C.20.Evaluation des efforts à l'ELS sur le mur frontal.

Combinaison	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T + Fflv	13660,22	2653,59	-14452,23	2,95	-14449,28
G+1.2Q +0.6T + Fflv	13660,22	2951,28	-17859,12	2,95	-17856,17
G+1.2A(l) +0.6T + Fflv	15574,82	3067,45	-17916,31	-801,18	-18717,49
G+1.2Bc+0.6T + Fflv	15352,86	2833,587	-15958,83	-707,95	-16666,79
G+Mc120+0.6T + Fflv	14748,93	2653,59	-14452,23	-454,30	-14906,54
G+D240+0.6T + Fflv	15410,37	2653,59	-14452,23	-732,11	-15184,34

Annexe C.21.Evaluation des efforts à l'ELU sur le mur frontal.

Combinaison	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T+ F_{flv}	18441,30	3585,28	-19535,12	3,99	-19531,14
1.35G+1.6Q +0.9T+F_{flv}	18441,30	5237,05	-30914,93	5,38	-30909,55
1.35G+1.6A(l) +0.9T+F_{flv}	27448,55	5391,96	-30991,19	-1066,79	-32057,98
1.35G+1.6Bc +0.9T+F_{flv}	27152,60	5080,13	-28381,22	-942,49	-29323,71
1.35G+1.35Mc120 +0.9T+F_{flv}	26365,51	3585,28	-19535,12	-611,92	-20147,04
1.35G+1.35D240 +0.9T+F_{flv}	27258,46	3585,28	-19535,12	-986,95	-20522,08

ANNEXES D

FERRAILLAGE

ENSTP 2019-2020

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR

Hourdis supérieure (calcul de section en flexion simple)

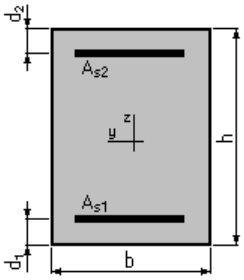
Nappe supérieure e=0.41

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 41,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	404,42	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	302,89	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 39,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,7 (cm2)		
théorique	ρ = N/A		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 404,42 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 10,8	(cm)
Bras de levier:	Z = 31,7	(cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,20 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 302,89 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,5 (cm)
Bras de levier: Z = 30,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

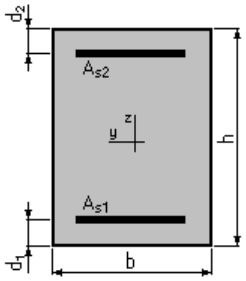
Nappe inférieur e=0.25

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 41,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	**M_{min}**(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	242,58	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	181,87	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 22,9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,7 (cm2)		
théorique	ρ = 0,64 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 242,58 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 6,3	(cm)
Bras de levier:	Z = 33,5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,11	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 181,87 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 12,7 (cm)
Bras de levier:	Z = 31,8 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 9,0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Hourdi inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

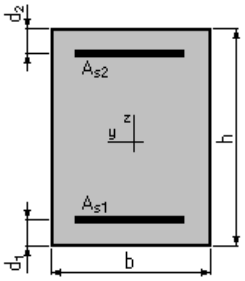
Nappe Supérieur

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	70,63	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	52,65	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,25 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 70,63 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 29,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,75	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 52,65 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 7,2 (cm)
Bras de levier:	Z = 27,6 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2,5 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 25,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

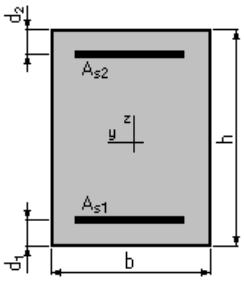
Nappe Inférieur :

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	20,85	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	20,40	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 4,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,14 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 20,85 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	2,52	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 29,6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,39	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 20,40** **(kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,41
Position de l'axe neutre: y = 5,5 (cm)
Bras de levier: Z = 28,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 10,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

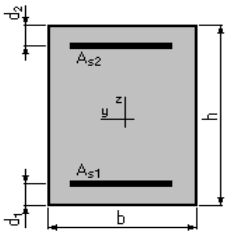
Ferraillage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	139,17	289,34
2.	ELS	104,43	217,56

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 19,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 12,0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 250,0 (cm2)
théorique ρ = 0,78 (%)
minimum ρ_{min} = 0,24 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: TypeELU **N = 139,17 (kN) M = 289,34 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,38	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 42,6	(cm)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Déformation du béton:	ε_b = 1,52	(‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 48,2 (MPa)

Cas N^{O} 2: TypeELS **N = 104,43 (kN) M = 217,56 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 13,3 (cm)
Bras de levier:	Z = 40,6 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 7,0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 65,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

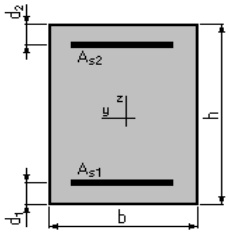
FERRAILLAGE DE LA CULEE
Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 195,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	2071,59	2419,47
2.	ELS	1175,46	1412,64

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 19,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 39,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 975,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 2071,59 (kN) M = 2419,47 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,21 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 37,5 (cm)
Bras de levier: Z = 175,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,46 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 425,9 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 1175,46 (kN) M = 1412,64 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,72
Position de l'axe neutre: y = 59,9 (cm)
Bras de levier: Z = 170,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 20,6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 38,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

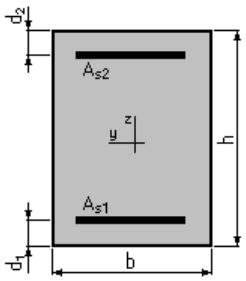
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	216,26	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	161,58	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 15,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,6 (cm2)		
théorique	ρ = 0,35 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 216,26 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,6 (cm)
Bras de levier: Z = 42,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,43 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 161,58 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,4 (cm)
Bras de levier: Z = 40,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

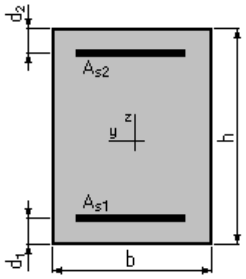
Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	90,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	66,96	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,48 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 90,00 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,3	(cm)
Bras de levier:	Z = 23,3	(cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,05 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 66,96 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 7,8 (cm)
Bras de levier: Z = 22,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

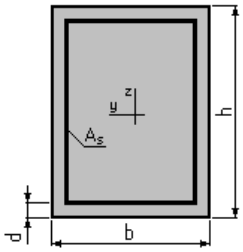
Corbeau (Calcul de Section en Compression Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	88,00
Etat **L**imite de **S**ervice	66,96
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:
Section brute B = 4000,0 (cm2)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 11,2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum	$A_{s\ max}$ = 200,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,42 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

Mur en retour (deux sens vertical et horizontal)

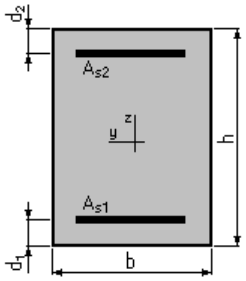
- **Sens horizontal (calcul de section en flexion simple)**

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	284,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	214,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 14,2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 6,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,22 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 284,00 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 63,0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,84	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 214,00 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 14,7 (cm)
Bras de levier:	Z = 60,1 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 4,9 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

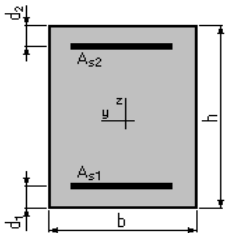
- **Sens vertical (calcul de section en flexion composée)**

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	95,00	500,00
2.	ELS	68,00	350,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 22,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 22,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 14,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 350,0 (cm2)
théorique ρ = 0,63 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 95,00 (kN) M = 500,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,27 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7,4 (cm)
Bras de levier: Z = 62,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,28 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 82,3 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 68,00 (kN) M = 350,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,8 (cm)
Bras de levier: Z = 59,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 61,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

FERRAILLAGE DES PIEUX (Calcul de Section en Flexion Composée)

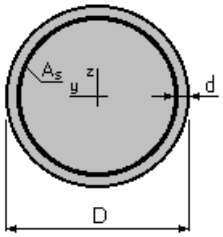
- **Pieux sous la culée**

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	2440,00	1466,94	0,00
2.	ELU	3293,36	1979,25	0,00
3.	ELA	626,40	1027,41	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 2440,00 (kN) M_y = 1466,94 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29
Position de l'axe neutre: y = 54,9 (cm)
Bras de levier: Z = 87,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 188,1 (MPa)
comprimée: σ_s' = 153,1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU **N = 3293,36 (kN)** **M_y = 1979,25 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,67 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 57,3 (cm)
Bras de levier: Z = 82,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 3,20 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = 626,40 (kN)** **M_y = 1027,41 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,01 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 35,9 (cm)

Bras de levier: Z = 92,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 7,21 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

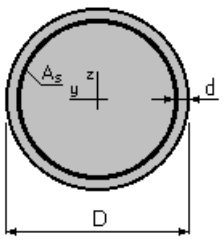
- **Pieux sous la pile**

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	1426,96	56,75	0,00
2.	ELU	1872,80	77,94	0,00
3.	ELA	277,30	604,97	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 1426,96 (kN) M_y = 56,75 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11,71
Position de l'axe neutre: y = 296,6 (cm)
Bras de levier: Z = 53,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 19,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 1872,80 (kN) M_y = 77,94 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10,24 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 137,5 (cm)
Bras de levier: Z = 51,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,19 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 277,30 (kN) M_y = 604,97 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,85 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 33,7 (cm)
Bras de levier: Z = 93,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 7,91 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 487,0 (MPa)