

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



# Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

# Thème

**Conception et étude d'un pont sur  
la liaison autoroutière reliant le port  
d'Oran à l'autoroute Est-Ouest**

Présenté par :

ACHI Boubekur  
HADJ ABDELKADER Khalil

Encadré par :

Dr HEMAIDI Zourgui Nadjib  
Dr CHIKH Benazouz

Promotion 2019 /2020



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remerciements*

*Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté afin de réaliser ce modeste travail.*

*Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher encadreur **Mr. HEMAIDI-ZOURGUI Nadjib**, pour ses orientations, ses conseils, sa responsabilité et sa patience durant la réalisation de ce travail.*

*Nos infinis remerciements à notre Co-encadreur **Mr. CHIKH Benazouz** pour son aide, ses conseils avisés et ses remarques qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme.*

*Nos remerciements et toutes les Appréciations s'adressent à tout le personnel de l'agence des autoroutes (ADA) d'Oran qui nous ont proposés ce projet de fin d'étude.*

*Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury à leur tête monsieur le président du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.*

*Enfin, nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

***Merci***

# *Dédicaces*

*Tout d'abord, je tiens à remercier dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Ensuite, Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je dédie du fond du cœur :*

*- A celle qui m'a mis au monde « **Ma Mère** », pour son sacrifice, ses efforts qu'elle n'a jamais cessé de fournir pour ma formation et mon bien être, à « **Mon Père** » qui m'a soutenu tout au long de mon cursus,*

*- A mon frère sidi Mohammed, qui n'a jamais cessé de m'encourager,*

*- A mon petit neveu adoré Walid,*

*- A mes oncles, mes tantes, et toutes mes cousines et cousins*

*- A toute la famille ACHI et HAMMEZ,*

*- Et je remercie profondément HADJAMI MOHAMED SADEK pour son soutien au long de mon projets de fin d'étude,*

*- A mon très cher ami d'enfance Zohir HABBER qui m'a aidé et encouragé.*

*- A tous mes amis surtout Oussama, Omar, Abdellah, Salim et à toute la promotion DMS 2020,*

*- A mon Binôme HADJ ABDELKADER Khalil,*

*Que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler*

*ACHI Boubekour.*

# *Dédicace*

*A mes très chers parents :*

*Hadj Abdelkader Rabah*

*Hadj Abdelkader Rabha*

*Je dédie ce travail*

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,*

*A mes chères sœurs, **Ikram, Faiza, Sabiha** pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,*

*A mes chers frères, **Mounir, Didan, Amine**, pour leur appui et leur encouragement,*

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,*

*Et sans oublier bien sur mon encadreur **Mr. zourgui Nadjib** qui m'a beaucoup aidé et avec qui j'ai acquis de l'expérience et des connaissances dans ce domaine.*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

*Hadj Abdelkader Khalil*

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر طوله 690م، منجز بطريقة التتابع المتتالي فوق رابط الطريق السريع الذي يربط ميناء وهران بالطريق السيار شرق غرب ، والذي يتضمن مقدمة عامة، تقديم المشروع و تحديد الخيار المناسب من بين ثلاثة اقتراحات مختلفة مع إعطائها الأبعاد المبدئية، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي ، وذلك لدراسته دراسة معمقة والتي تتضمن خصائص المواد المستعملة في الحساب وتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة المطبقة على الجسر، لخرسانة مسبقة الإجهاد، الدراسة الطولية والعرضية، معدات الجسر، و تصميم و دراسة البنية التحتية (عمود و دعامة)، أخيرا خاتمة عامة.

**الكلمات المفتاحية :** تصميم ودراسة جسر، التتابع المتتالي، الأبعاد المبدئية، جسر صندوقي، الخرسانة مسبقة الإجهاد، معدات الجسر، البنية التحتية.

## Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont de 690 m de longueur réalisé par la méthode d'encorbellement successif, sur la liaison autoroutière reliant le port d'Oran à l'autoroute est-ouest, ce mémoire comprend une introduction générale, une présentation du projet, et l'identification du choix approprié parmi trois propositions différentes. Compte tenu du prédimensionnement, Où nous avons choisi un pont à caisson de hauteur variable, pour l'étude approfondie, qui comprend les caractéristiques des matériaux utilisés pour le calcul, l'évaluation des charges et surcharges appliquées au pont, le béton précontraint, les études longitudinales et transversales, les équipements du pont, la conception et l'études d'infrastructures (pile et culée), finissant par une conclusion générale.

**Mots clés :** Conception et étude de pont, encorbellement successif, Prédimensionnement, Pont en caisson, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure.

## Abstract

The aim of this work is to design a prestressed box girder bridge with a total length of 690m, on the motorway link connecting the port of Oran to the east west highway, includes a general introduction, a presentation of the project, and identify the appropriate choice among three different proposals, taking into account the pre-dimensioning, where we have chosen a box-section bridge of variable height, made by the method of successive corbelling for the comprehensive study, which includes the characteristics of the materials used for the calculation, the evaluation of the loads and overloads applied to the bridge, the prestressed concrete, the longitudinal studies and transversal, bridge equipment, design and infrastructure studies (pile and abutment), ending with a general conclusion.

**Keywords :** Design and study of bridge, successive corbelling, pre-dimensioning, Box Bridge, Prestressed concrete, Bridge equipment, Infrastructure.

## LISTE DES ABREVIATIONS

**SETRA** : Service D'études techniques des routes et autoroutes.  
**CP** : charges permanentes.  
**CCP** : Complément des charges permanentes.  
**P<sub>p</sub>**: poids des voussoirs sur pile.  
**P<sub>c</sub>**: poids des voussoirs courants.  
**CCTP** : le cahier des clauses techniques particulières  
**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.  
**RPOA** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art  
**BB** : béton bitumineux.  
**VSP** : Voussoir sur pile.  
**VSC** : Voussoir à la clef.  
**12T15** : douze (12) torons de quinze (15) fils.  
**f<sub>clim</sub>** : Contrainte de compression limite.  
**f<sub>cmax</sub>** : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.  
**f<sub>prg</sub>** : Contrainte de rupture garantie.  
**f<sub>peg</sub>** : Contrainte de précontrainte élastique garantie.  
**HA** : Haute adhérence.  
**St** : Espacement des armatures.  
**NF** : Norme française.  
**MP** : Masse des piles.  
**MT** : Masse du tablier.  
**FL** : Force sismique longitudinale.  
**FT** : Force sismique transversale.  
**HT** : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.  
**Hflv** : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.  
**DTR** : Document technique réglementaire.

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I

### Pratique de rénovation sismique des ponts

|        |   |    |
|--------|---|----|
| I.2.   | Identification et hiérarchisation des priorités ..... | 2  |
| I.2.1. | Risque .....  | 2  |
| I.2.2. | Vulnérabilité structurelle .....                      | 2  |
| I.2.3. | Analyse des risques .....                             | 3  |
| I.3.   | Critères de performance .....                         | 5  |
| I.4.   | Conception de la modernisation : .....                | 5  |
| I.4.1. | Design conceptuel .....                               | 5  |
| I.4.2. | Stratégies de rénovation .....                        | 6  |
| I.4.3. | Analyse : .....                                       | 14 |
| I.4.4. | Construction : .....                                  | 14 |
| I.4.5. | Résumé : .....  | 16 |

### CHAPITRE II GENERALITES SUR LES PONTS ET PRESENTATION D'OUVRAGE

|           |   |    |
|-----------|---|----|
| II.1.     | INTRODUCTION .....                            | 17 |
| II.2.     | Les différentes parties d'un pont .....       | 17 |
| II.2.1.   | Le tablier : .....                            | 17 |
| II.2.2.   | Les appuis : .....                            | 17 |
| II.2.3.   | Les fondations : .....                        | 17 |
| II.3.     | Classification des ponts : .....              | 18 |
| II.3.1.   | Classification selon la voie portée .....     | 18 |
| II.3.2.   | Classification selon la structure .....       | 18 |
| II.3.1.1. | Ponts voutés : .....                          | 18 |
| II.3.1.2. | Les ponts à poutres .....                     | 19 |
| II.3.1.3. | Ponts en arc : .....                          | 21 |
| II.3.1.4. | Ponts suspendus : .....                       | 21 |
| II.3.1.5. | Ponts haubanés : .....                        | 21 |
| II.3.3.   | Classification selon la nature .....          | 22 |
| II.3.3.1. | Ponts fixes .....                             | 22 |
| II.3.3.2. | Ponts mobiles .....                           | 22 |
| II.3.3.3. | Ponts provisoires .....                       | 22 |
| II.3.4.   | Classification selon la brèche franchie ..... | 22 |
| II.3.4.1. | Viaduc .....                                  | 22 |
| II.3.4.2. | Nature de la brèche .....                     | 22 |
| II.3.5.   | Gamme de portées selon le type .....          | 22 |
| II.4.     | Présentation du projet : .....                | 23 |
| II.4.1.   | But de l'étude : .....                        | 23 |
| II.4.2.   | Situation du projet : .....                   | 23 |
| II.4.3.   | Obstacle à franchir : .....                   | 24 |
| II.4.4.   | Caractéristiques de l'ouvrage : .....         | 24 |

|           |                                    |    |
|-----------|------------------------------------|----|
| II.5.     | Les données de projet : .....      | 24 |
| II.5.1.   | Les données fonctionnelles : ..... | 24 |
| II.5.1.1. | Tracé en plan .....                | 25 |
| II.5.1.2. | Profil en long .....               | 25 |
| II.5.1.3. | Profil en travers .....            | 25 |
| II.5.2.   | Les données naturelles : .....     | 26 |
| II.5.3.   | Données géologiques : .....        | 26 |
| II.5.4.   | Sismicité .....                    | 26 |
| II.5.5.   | Données géotechniques .....        | 27 |
| II.5.6.   | Données climatiques : .....        | 28 |
| II.5.7.   | Données Hydrologiques : .....      | 28 |
| II.6.     | Conclusion : .....                 | 28 |

### CHAPITRE III CONCEPTION ET HYPOTHESE DE CALCUL

|            |  |    |
|------------|--|----|
| III.1.     | INTRODUCTION .....   | 30 |
|            | Variante N°1 : Pont mixte à bipoutre .....   | 30 |
| III.2.     | PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES .....  | 30 |
| III.2.1.1. | Conception du tablier .....  | 31 |
| III.2.1.2. | Prédimensionnement de la couverture : .....  | 34 |
| III.2.2.1. | Les avantages et les inconvénients de la variante .....  | 35 |
| III.2.2.2. | Conception du tablier .....  | 35 |
| III.2.2.3. | Présentation finale de la variante 2 .....   | 38 |
| III.2.3.1. | Les avantages et les inconvénients de la variante .....  | 39 |
| III.2.3.2. | Schéma statique longitudinal .....   | 40 |
| III.2.3.4. | Présentation finale de la variante 3 .....   | 43 |
| III.2.4.1. | DEFINITION DES VARIANTES .....   | 44 |
| III.2.4.2. | Analyse des variantes .....  | 44 |
| III.2.4.3. | CONCLUSION .....   | 45 |
|            | « Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec un tablier de hauteur variable et de portée centrale de 110 m » ..... | 45 |
| III.3.2.1. | BETON .....  | 46 |
| III.3.2.2. | ACIER POUR ARMATURES PASSIVES .....  | 46 |
| III.3.2.3. | ACIER POUR CABLES DE PRECONTRAINTES .....  | 46 |
| III.3.2.4. | Classe de justification de la précontrainte .....  | 47 |

### CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

|           |   |    |
|-----------|---|----|
| IV.1.     | INTRODUCTION .....  | 49 |
| IV.2.     | EVALUATION DES ACTIONS .....                                    | 49 |
| IV.2.1.   | Evaluation des actions hors trafic .....                        | 49 |
| IV.2.1.1. | Actions permanentes .....                                       | 49 |
| IV.2.2.   | Evaluation des actions dues au trafic : .....                   | 50 |
| IV.2.2.1. | Caractéristiques du pont : .....                                | 50 |
| IV.2.2.2. | Système de charge A : .....                                     | 51 |
| IV.2.2.3. | Système de charge B : .....                                     | 52 |
| IV.2.2.4. | Convoi exceptionnel : D240 .....                                | 54 |
| IV.2.2.5. | Convoi Militaire Mc120 (véhicule chenille) .....                | 54 |
| IV.2.2.6. | Coefficient de majoration dynamique des charges du type B ..... | 55 |

|          |   |    |
|----------|---|----|
| IV.2.2.7 | Efforts de freinage :.....                                  | 55 |
| IV.2.3.2 | Vent :.....   | 56 |
| IV.2.3.3 | Tassements et desnivellations (Selon la norme RCPR-10)..... | 56 |
| IV.3.1   | Valeurs caractéristiques des actions.....                   | 57 |
| IV.3.1.1 | Coefficients pour les actions permanentes.....              | 57 |
| IV.3.1.2 | Coefficients pour les actions dues au trafic.....           | 57 |
| IV.3.2   | Forme générale des combinaisons d’actions.....              | 57 |
| IV.4.    | CONCLUSION.....   | 58 |

|                   |                         |
|-------------------|-------------------------|
| <b>CHAPITRE V</b> | <b>ETUDE DE TABLIER</b> |
|-------------------|-------------------------|

|            |   |    |
|------------|---|----|
| V.1.       | INTRODUCTION :.....   | 60 |
| V.2.       | ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE : .....  | 60 |
| V212       | Cinématique de construction.....  | 60 |
| V213       | Les charges intervenant dans la phase de construction : .....                       | 60 |
| V214       | Combinaisons d’action.....  | 61 |
| V215       | Etude de la précontrainte de fléau : .....  | 63 |
| V.2.1.5.1. | Calcul de la précontrainte de fléau : (Disposition des câbles) :.....               | 63 |
| V.2.1.5.2. | Câblages : .....  | 63 |
| V.2.1.5.3. | Détermination du nombre de câbles de fléau : .....                                  | 65 |
| V.2.1.5.5. | Espacement des armatures de la précontrainte : .....                                | 66 |
| V.2.1.5.6. | Tracé des câbles :.....   | 67 |
| V.2.1.5.7. | Etude du tracé des câbles :.....  | 67 |
| V216       | Pertes de précontrainte : (BPEL 91).....  | 69 |
| V.2.1.6.2. | Différents types de pertes .....  | 69 |
| V.2.1.6.3. | Tension à l’origine.....  | 70 |
| 1.         | Pertes dues au frottement de l’acier dans la gaine : .....                          | 70 |
| 2.         | Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul)..... | 71 |
| 3.         | Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton : .....               | 72 |
|            | Conclusion : .....  | 72 |
| V.2.1.6.5. | Les pertes différées.....   | 72 |
| V.2.1.5.8. | Vérification des contraintes en phase de construction : .....                       | 75 |
| V217.      | Étude de la précontrainte de continuité : .....                                     | 76 |
| V.2.1.7.1. | Détermination de la précontrainte de continuité :.....                              | 76 |
| V.2.1.7.2. | Détermination du nombre de câbles de continuités : .....                            | 77 |
| 1.         | Câblage de la travée de rive : .....  | 77 |
| 2.         | Câblage de la travée intermédiaire : .....  | 78 |
| V221.      | Modélisation : .....  | 79 |
| V222       | Combinaisons de charges.....  | 79 |
| V223.      | FERRAILLAGE .....   | 80 |

|                    |                              |
|--------------------|------------------------------|
| <b>CHAPITRE VI</b> | <b>ETUDE DES EQUIPEMENTS</b> |
|--------------------|------------------------------|

|         |   |    |
|---------|---|----|
| VI.1.   | INTRODUCTION .....  | 85 |
| VI.2.   | Appareils d’appui.....  | 85 |
| VI.1.1. | Le choix de l’appareil d’appui pour notre ouvrage .....                   | 85 |
| VI.1.2. | Matériaux constituants .....  | 86 |
| VI.1.3. | Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d’appuis ..... | 86 |

|                               |   |     |
|-------------------------------|---|-----|
| VI.1.4.                       | Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974) .....   | 87  |
| VI.1.5.                       | Vérifications du dimensionnement.....                                     | 88  |
| VI.1.5.2.                     | Sécurité au flambement :.....   | 88  |
| VI.1.5.4.                     | Non glissement :.....   | 89  |
| VI.3.1.                       | Fonction des dés d'appuis .....   | 90  |
| VI.3.2.                       | Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile .....               | 90  |
| VI.3.4.                       | Dimensionnement et ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée..... | 91  |
| VI.4.                         | Joints de chaussée (Joint de dilatation) .....                            | 91  |
| VI.4.1.                       | Choix du type de joint .....  | 91  |
| VI.4.2.                       | Calcul du souffle des joints : .....                                      | 92  |
| VI.4.2.2.                     | Détermination du souffle :.....   | 92  |
| VI.4.2.3.                     | Type de joint choisi : .....  | 97  |
| VI.5.                         | CONCLUSION.....   | 98  |
| <b>CHAPITRE VII</b>           |   |     |
| <b>ETUDE D'INFRASTRUCTURE</b> |   |     |
| VII.1.                        | Introduction :.....   | 100 |
| VII.2.                        | Etude de la pile.....   | 100 |
| VII.2.1.                      | Structure des appuis .....  | 100 |
| VII.2.2.                      | Choix du type de pile .....   | 100 |
| VII.2.3.                      | Prédimensionnement de la pile .....                                       | 101 |
| VII.2.4.                      | Descend des charges .....   | 101 |
| VII.2.4.1.                    | Efforts dus à la pile : .....   | 101 |
| VII.2.4.1.2.                  | Etude sismique : .....  | 102 |
| VII.2.4.1.2.2.                | Effort à la base de la pile : .....                                       | 103 |
| VII.2.5.                      | Ferrailage : .....  | 104 |
| VII.3.                        | ETUDE DE LA CULEE .....   | 105 |
| VII.3.1.                      | Fonction des culées : .....   | 105 |
| VII.3.2.                      | Choix de la morphologie : .....   | 106 |
| VII.3.3.                      | Prédimensionnement de la culée.....                                       | 107 |
| VII.3.3.1.                    | Mur de garde grève : .....  | 107 |
| VII.3.3.3.                    | Les murs latéraux (murs cachent) : .....                                  | 107 |
| VII.3.3.4.                    | Les murs en retour : .....  | 107 |
| VII.3.3.6.                    | Corbeau.....  | 108 |
| VII.3.3.7.                    | Sommier d'appui .....   | 108 |
| VII.3.3.8.                    | La semelle : .....  | 108 |
| VII.3.4.                      | Stabilité et évaluation des efforts .....                                 | 108 |
| VII.3.4.1.                    | Efforts dus à la culée.....   | 108 |
| VII.3.4.1.1.                  | CHARGES EN ÉTAT STATIQUE .....  | 110 |
| VII.3.4.1.2.                  | CHARGES EN ÉTAT SISMIQUE .....  | 111 |
| VII.3.4.2.                    | Le ferrailage de la culée : .....   | 112 |
| VII.3.4.2.1.                  | Evaluation des efforts .....  | 112 |
| VII.3.4.2.2.                  | Combinaison des actions .....   | 113 |
| VII.3.4.2.3.                  | Ferrailage.....   | 114 |
| VII.3.4.2.2.2.                | Ferrailage du Mur frontal.....  | 114 |
| VII.3.4.2.2.1.                | Evaluation des efforts .....  | 114 |

|              |  |     |
|--------------|--|-----|
| VII34222.    | Ferrailage mur frontal .....                   | 115 |
| VII.3.4.2.3. | Dalle de transition .....                      | 115 |
| VII34233.    | Ferrailage .....                               | 116 |
| VII.3.4.2.4. | Corbeau d'appui de la dalle de transition..... | 116 |
| VII34241.    | Evaluation des efforts .....                   | 116 |
| VII34242.    | Combinaison d'action :.....                    | 116 |
| VII34243.    | Ferrailage :.....                              | 117 |
| VII.3.4.2.5. | Mur en retour .....                            | 117 |
| VII34252.    | Combinaisons des efforts.....                  | 117 |
| VII34253.    | Résultat et ferrailage : .....                 | 117 |
| VII.4.       | LES FONDATIONS .....                           | 117 |
| VII.4.1.     | Choix du type de fondation.....                | 118 |
| VII.4.2.     | La semelle .....                               | 118 |
| VII.4.4.     | Étude et ferrailage de la semelle : .....      | 119 |
| VII.4.4.2.   | Ferrailage de la semelle .....                 | 120 |
| VII.4.4.3.   | Étude et ferrailage des pieux :.....           | 121 |
| VII.4.4.3.2. | Ferrailage des pieux .....                     | 122 |
| VII.5.       | CONCLUSION .....                               | 123 |

**CONCLUSION GENERALE..... 125**

**BIBLIOGRAPHIE**

**ANNEXES**

ANNEXES A

ANNEXES B

ANNEXES C

# LISTE DES FIGURE

## CHAPITRE I Pratique de rénovation sismique des ponts

|   |    |
|---|----|
| Figure I. 1 Analyse de risque - procédure de décision multi-attributs.....          | 5  |
| Figure I. 2 Dispositif de retenue de l'articulation à charnière.....                | 7  |
| Figure I. 3 Maintenir les dispositifs pour l'accélération verticale.....            | 7  |
| Figure I. 4 Renforcement du confinement.....  | 8  |
| Figure I. 5 Rénovation d'une colonne à enveloppe en béton.....                      | 9  |
| Figure I. 6 Rénovation d'une colonne à enveloppe en acier.....                      | 9  |
| Figure I. 7 Vestes en acier et poutre de liaison - Santa Monica Freeway.....        | 10 |
| Figure I. 8 Cage en acier pour le renforcement des colonnes.....                    | 10 |
| Figure I. 9 Graphique du schéma de modernisation du faisceau de bord.....           | 11 |
| Figure I. 10 11 Installation sur le terrain de l'acier d'armature des joints.....   | 12 |
| Figure I. 11 Installation sur le terrain de l'acier d'armature des joints.....      | 12 |
| Figure I. 12 Modèle d'acier de renforcement dans un joint à balancier complexe..... | 12 |
| Figure I. 13 Modification typique de la semelle et du chapeau de pile.....          | 13 |

## CHAPITRE II GENERALITES SUR LES PONTS ET PRESENTATION D'OUVRAGE

|  |    |
|--|----|
| Figure II. 1 Différentes parties d'un pont.....          | 17 |
| Figure II. 2 Vieux pont de Gien.....                     | 19 |
| Figure II. 3 Passage grande faune.....                   | 19 |
| Figure II. 4 Pont de l'île de Ré.....                    | 20 |
| Figure II. 5 Viaduc de la Maine.....                     | 20 |
| Figure II. 6 Pont de Hammersmith.....                    | 21 |
| Figure II. 7 Pont de Lézardrieux.....                    | 22 |
| Figure II. 8 Gamme de portée des ponts.....              | 23 |
| Figure II. 9 Localisation de la zone d'étude.....        | 23 |
| Figure II. 10 Localisation de la zone d'étude.....       | 23 |
| Figure II. 11 Localisation du viaduc.....                | 24 |
| Figure II. 12 Tracé en plan de la voie portée.....       | 25 |
| Figure II. 13 Profile en long.....                       | 25 |
| Figure II. 14 Profile en travers de la voie portée.....  | 26 |
| Figure II. 15 Carte de zonage sismique de l'Algérie..... | 27 |

## CHAPITRE III CONCEPTION ET HYPOTHESE DE CALCUL

|  |    |
|--|----|
| Figure III. 1 Morphologie générale d'un tablier mixte..... | 30 |
| Figure III. 2 Réparation des travées.....                  | 31 |
| Figure III. 3 Coupe transversal d'un tablier bipoutre..... | 32 |
| Figure III. 4 Dimensions de la poutre maîtresse.....       | 32 |
| Figure III. 5 Morphologie générale d'un tablier.....       | 35 |
| Figure III. 6 Elancement de la poutre.....                 | 37 |
| Figure III. 7 Table de compression d'une poutre.....       | 37 |
| Figure III. 8 Talon d'une poutre.....                      | 38 |
| Figure III. 9 Répartitions des travées -V3.....            | 40 |
| Figure III. 10 Dimensions transversales du voussoir.....   | 41 |

## CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

|  |    |
|--|----|
| Figure IV. 1 Système de chargement Bc..... | 52 |
| Figure IV. 2 Système de chargement Bt..... | 53 |
| Figure IV. 3 Convoi exceptionnel D240..... | 54 |
| Figure IV. 4 Convoi de charge Mc 120.....  | 54 |

## CHAPITRE V ETUDE DE TABLIER

|   |    |
|---|----|
| Figure V. 1 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A2).....    | 62 |
| Figure V. 2 Combinaisons en situation temporaire.....                                   | 62 |
| Figure V. 3 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A1).....    | 62 |
| Figure V. 4 Combinaisons accidentelles.....   | 62 |
| Figure V. 5 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons accidentelles(B1)..... | 63 |
| Figure V. 6 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons accidentelles(B2)..... | 63 |

|   |    |
|---|----|
| Figure V. 7 Modélisation d'un fléau.....                            | 63 |
| Figure V. 8 Figure Espacement entre les câbles. ....                | 66 |
| Figure V. 9 Espacement entre les câbles.....                        | 67 |
| Figure V. 10 Câblage du voussoir en élévation. ....                 | 68 |
| Figure V. 11 Câblage en plan.....                                   | 69 |
| Figure V. 12 Diagramme des tensions avant et après ancrage de ..... | 71 |
| Figure V. 13 Modélisation de pont. ....                             | 76 |

## **CHAPITRE VI**

## **ETUDE DES EQUIPEMENTS**

|   |    |
|---|----|
| Figure VI. 1 Constitution type d'un appareil d'appui .....  | 86 |
| Figure VI. 2 Réactions d'appuis. ....                       | 86 |
| Figure VI. 3 Dimension des couches d'appareil d'appui. .... | 87 |
| Figure VI. 4 Joint de dilatation .....                      | 91 |
| Figure VI. 5 Définition du souffle .....                    | 92 |
| Figure VI. 6 Joint du type Wd110 (souffle moyen). ....      | 97 |

## **CHAPITRE VII**

## **ETUDE D'INFRASTRUCTURE**

|  |     |
|--|-----|
| Figure VII. 1 Les éléments constitutifs d'une culée. ....                | 106 |
| Figure VII. 2 Les dimensions des éléments de la culée. ....              | 108 |
| Figure VII. 3 Poussée de la charge locale située en arrière du mur. .... | 113 |
| Figure VII. 4 Ferrailage des pieux .....                                 | 123 |

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE III CONCEPTION ET HYPOTHESE DE CALCUL

|   |    |
|---|----|
| Tableau III. 1 Tableau d'analyse multicritères .....  | 44 |
| Tableau III. 2 Facteurs partiels pour l'état limite ultime (EN 1992 -1-1 :2004, 2.4.2.4)..... | 45 |
| Tableau III. 3 Les bétons utilisés .....  | 46 |
| Tableau III. 4 Câble de précontrainte.....  | 47 |

### CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

|   |    |
|---|----|
| Tableau IV. 1 Estimation du poids total des voussoirs.....              | 49 |
| Tableau IV. 2 Estimation du poids dû aux CCP.....                       | 50 |
| Tableau IV. 3 Caractéristiques du pont.....                             | 50 |
| Tableau IV. 4 Les classes des ponts routes.....                         | 51 |
| Tableau IV. 5 les valeurs du coefficient $\alpha_1$ .....               | 51 |
| Tableau IV. 6 Les valeurs de $b_c$ .....                                | 52 |
| Tableau IV. 7 Système de charges $B_c$ .....                            | 53 |
| Tableau IV. 8 Coefficients $b_t$ selon la classe du pont.....           | 53 |
| Tableau IV. 9 Système de chargement $B_t$ .....                         | 53 |
| Tableau IV. 10 Les valeurs de $\delta$ .....                            | 55 |
| Tableau IV. 11 Effort de freinage $A(l)$ .....                          | 55 |
| Tableau IV. 12 Coefficients de pondération des actions permanentes..... | 57 |
| Tableau IV. 13 Coefficients pondération des actions dues au trafic..... | 57 |
| Tableau IV. 14 les combinaisons de charges.....                         | 58 |

### CHAPITRE V ETUDE DE TABLIER

|   |    |
|---|----|
| Tableau V. 1 Les charges intervenant dans la phase de construction .....                              | 61 |
| Tableau V. 2 Câbles de fléau.....   | 66 |
| Tableau V. 3 Les pertes instantanées .....  | 72 |
| Tableau V. 4 Les pertes totales instantanées et différées.....  | 75 |
| Tableau V. 5 Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée de rive).....        | 77 |
| Tableau V. 6 Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée intermédiaire) ..... | 78 |
| Tableau V. 7 Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.....                            | 79 |
| Tableau V. 8 Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.....                     | 80 |
| Tableau V. 9 Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.....                    | 80 |
| Tableau V. 10 Ferrailage passif de VSP .....  | 81 |

### CHAPITRE VI ETUDE DES EQUIPEMENTS

|  |    |
|--|----|
| Tableau VI. 1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.....  | 86 |
| Tableau VI. 2 Les dimensions de l'appareil d'appui.....                      | 88 |
| Tableau VI. 3 Détermination de la raideur longitudinale de la structure..... | 93 |
| Tableau VI. 4 Détermination de la raideur transversale de la structure.....  | 94 |
| Tableau VI. 5 l'effort sismique longitudinal.....                            | 96 |
| Tableau VI. 6 l'effort sismique transversal.....                             | 96 |
| Tableau VI. 7 Combinaisons des efforts.....                                  | 97 |
| Tableau VI. 8 Différents modèles des joints $W_d$ .....                      | 98 |
| Tableau VI. 9 Caractéristiques physiques des joints $W_d$ .....              | 98 |

### CHAPITRE VII ETUDE D'INFRASTRUCTURE

|   |     |
|---|-----|
| Tableau VII. 1 Effort dus à la pile .....                             | 101 |
| Tableau VII. 2 Combinaison des efforts statiques (pile).....          | 101 |
| Tableau VII. 3 Action sismique .....                                  | 103 |
| Tableau VII. 4 Combinaison des directions.....                        | 103 |
| Tableau VII. 5 Effort provenant de tablier.....                       | 103 |
| Tableau VII. 6 Combinaison d'action sismique au pied de la pile ..... | 104 |
| Tableau VII. 7 Calcul du coefficient de poussée $K_{ad}$ .....        | 109 |
| Tableau VII. 8 Evaluation des charges statiques dus à la culée.....   | 110 |
| Tableau VII. 9 Combinaison des charges statique (culée).....          | 110 |
| Tableau VII. 10 Evaluation des charges sismique(culée).....           | 111 |

|   |     |
|---|-----|
| Tableau VII. 11 Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique.....                           | 111 |
| Tableau VII. 12 Evaluation des charges Sismique due au tablier.....                                       | 111 |
| Tableau VII. 13 Combinaison d'action sismique(culée).....   | 111 |
| Tableau VII. 14 Rapport ( $M^p / K$ ) pour différentes valeurs de h.....                                  | 113 |
| Tableau VII. 15 Evaluations des efforts du mur frontale.....  | 114 |
| Tableau VII. 16 Efforts dus au tablier (mur frontal).....   | 114 |
| Tableau VII. 17 Combinaisons de charges (mur frontale).....   | 115 |
| Tableau VII. 18 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.....                              | 119 |
| Tableau VII. 19 Les valeurs de $N_{max}$ et de $N_{min}$ pour les combinaisons les plus défavorables..... | 119 |



# **INTRODUCTION GENERALE**

---



**ENSTP 2019-2020**

---

## INTRODUCTION GENERALE

---

Tout au long de l'histoire de la civilisation, les ponts ont été les icônes des villes, des régions et des pays. Tous les ponts sont utiles pour le transport, le commerce et la guerre.

Les ponts sont nécessaires pour que la civilisation existe, et de nombreux ponts sont magnifiques. Quelques-uns sont devenus les symboles des meilleurs, des plus nobles et des plus beaux que l'humanité a réalisés.

D'une manière générale, les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des dépressions ou des obstacles naturels (vallée –cours d'eau...etc.), ou artificiels tels que (route, voie ferrée...etc.). Destinés à offrir du service à des usagers.

Le souci de l'ingénieur est de trouver une solution vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, cette solution doit être aussi économique en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Comme les ouvrages d'arts traduisent l'esprit constructif d'un pays, et dans le cadre du développement économique et l'investissement dans les réseaux routiers, l'Algérie a lancé un programme national consistant à réaliser des pénétrantes autoroutières pour relier plusieurs villes à l'autoroute est-ouest. Celle Oran en fait parties, elle comprend plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation. Un de ces ouvrages nous a été proposé par l'Agence des Autoroutes (ADA) comme sujet de fin d'études pour nous permettre de compléter notre formation.

Dans ce mémoire nous allons faire la conception et l'étude d'un viaduc qui relie les points kilométriques **PK : 5+994.800** et **~ 6+688.42**. Sur la liaison autoroutière reliant le port d'Oran à l'autoroute Est-Ouest sur 26Km.

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en sept chapitres : Les deux premiers chapitres sont consacrés à la recherche bibliographique pour notre chapitre Master et la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, Les chapitres suivants sont réservés à la conception et hypothèses de calcul dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Le 5eme chapitre est consacré à l'étude du tablier puis on passe à l'étude des équipements et l'étude d'infrastructure (étude sismique). Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.



# Pratique de rénovation Sismique des ponts

---



ENSTP 2019-2020

---

## **I.1. Introduction :**

Les connaissances scientifiques et les règles sur la conception parasismique évoluent fortement. Conséquence : les anciennes constructions ne sont pas, ou plus, dimensionnées correctement vis-à-vis de l'aléa sismique.

Ce chapitre présente la philosophie et les procédures de modernisation parasismique des ponts pratiquées par les ingénieurs californiens. Les questions abordées dans ce chapitre peuvent être très utiles pour les États et les pays qui sont confrontés à des menaces sismiques de moindre ampleur, mais qui ne disposent que de peu de soutien financier pour la modernisation parasismique, et encore moins pour la recherche et le développement des détails sismiques.

## **I.2. Identification et hiérarchisation des priorités**

Dans le cadre de tout programme de modernisation parasismique, la première phase devrait consister à identifier une liste de ponts spécifiques nécessitant une modernisation. Cette liste de ponts doit également être classée par ordre de priorité en fonction des ponts qui présentent le plus grand risque pour la collectivité et doit donc être la première à entrer dans une phase de conception au cours de laquelle une analyse détaillée est réalisée et des plans de construction de la rénovation sont établis en vue d'un appel d'offres.

### **I.2.1. Risque**

La menace sismique qui pèse sur la structure d'un pont est le risque de mouvements suffisamment importants pour provoquer une défaillance sur le site du pont. Ces mesures de la menace sismique finissent par devenir la source du côté de la demande de l'équation de conception fondamentale. Ces menaces sont caractérisées de nombreuses façons et présentées sous différents formats. Une méthode reconnue consiste à adopter une approche déterministe et à reconnaître une mesure unique de la limite supérieure de l'ampleur potentielle de l'événement pour toutes les failles proches, à supposer des caractérisations de mouvement pour les sources de failles, à tenir compte de la décroissance du mouvement en fonction de la distance de chaque faille et à caractériser les mouvements sur un site en utilisant un paramètre sélectionné tel que l'accélération spectrale de la roche à 1h. On peut également adopter une approche probabiliste qui intègre de manière systématique les probabilités de nombreux scénarios de rupture de faille et l'atténuation des mouvements générant les scénarios sur le site. [1,2].

### **I.2.2. Vulnérabilité structurelle**

La vulnérabilité d'un système de pont est une mesure des mécanismes de défaillance potentiels du système. Dans une certaine mesure, toutes les structures de pont sont finalement vulnérables. Cependant, le jugement et la raison peuvent être appliqués pour identifier les vulnérabilités pratiques. Étant donné que le jugement est idéalement basé sur l'expérience acquise en observant les performances sur le terrain qui sont généralement peu nombreuses, en observant les tests en laboratoire et en examinant/analysant les mécanismes, le jugement appliqué est très important et doit être de haute qualité. Parmi ces bases sur lesquelles sont fondés les jugements, les observations sur le terrain sont les plus influentes. Les deux autres sont plus couramment utilisées pour développer ou améliorer la compréhension des mécanismes de défaillance potentiels.

Les conditions locales du site amplifient les mouvements forts du sol et augmentent par la suite la vulnérabilité des ponts sur les sites en sol meuble. Les ponts soutenus par une seule colonne ont été jugés plus vulnérables en raison du manque de redondance, sur la base de l'expérience acquise lors du tremblement de terre de San Fernando en 1971. Les irrégularités structurelles (telles que les joints de dilatation et les coudes en C) peuvent provoquer une concentration des contraintes et avoir des conséquences catastrophiques. Les éléments fragiles dont les détails sont inadéquats limitent toujours leur capacité à se déformer de manière inélastique.

### **1.2.3. Analyse des risques**

Une analyse de risque classique produit une probabilité d'échec ou de survie. Cette probabilité est dérivée d'une relation entre les côtés charge et résistance d'une équation de conception. Non seulement une valeur approximative du risque absolu est déterminée, mais les risques relatifs peuvent être obtenus en comparant les risques déterminés d'un certain nombre de structures. De telles analyses nécessitent généralement de vastes collections de données pour définir des distributions statistiques pour tous les éléments ou au moins les éléments les plus importants d'une forme quelconque d'analyse, de conception et/ou d'équations de décision. L'acquisition de ces informations peut être coûteuse si elles peuvent être obtenues. Fondamentalement, cette procédure consiste à exécuter une analyse, à évaluer les deux côtés de l'équation de conception pertinente, et à définir et évaluer une fonction de défaillance ou de survie. Tous les calculs sont effectués en tenant compte de la distribution statistique de chaque composante de l'équation désignée comme une variable tout au long de la procédure.

La procédure d'analyse de risque de niveau 1 peut être résumée par les étapes suivantes :

#### **1. Identifier les défauts majeurs à forte probabilité d'événements (défauts de priorité un)**

Les failles que l'on pense être à l'origine de futurs événements sismiques importants doivent être identifiées par une équipe de sismologues et d'ingénieurs. Les critères de sélection comprennent la localisation, l'âge géologique, le moment du dernier déplacement (fin du quartenaire et plus jeune) et la longueur de la faille (10 km min.). Chaque faille reconnue lors de cette étape est évaluée en fonction de son style, de sa longueur, de son pendage et de sa zone de faille afin d'estimer la magnitude potentielle du tremblement de terre. Les failles sont ensuite classées dans l'une des trois catégories suivantes : mineures (ignorées aux fins de ce projet), priorité deux (cartographiées et évaluées mais non utilisées pour ce projet), priorité une (cartographiées, évaluées et reconnues comme étant immédiatement menaçantes).

#### **2. Développer des relations d'atténuation moyenne aux défauts identifiés à l'étape 1**

#### **3. Définir l'accélération minimale du sol susceptible de causer des dommages importants aux structures des ponts**

Le niveau critique (c'est-à-dire causant des dommages) de l'accélération du sol est déterminé en effectuant des analyses non linéaires sur une structure typique très sensible (rampe de connexion à une seule colonne) sous des charges variables d'accélération du sol maximales. L'accélération maximale du sol la plus faible qui exige que les colonnes présentent un rapport de ductilité de 1,3 peut être définie comme le niveau critique de l'accélération du sol. L'accélération critique du sol déterminée dans l'étude **Caltrans** (The California Department of Transportation) était de 0,5 g.

### **4. Identifier tous les ponts dans les zones à haut risque définies par le modèle d'atténuation de l'étape 2 et la limite d'accélération critique de l'étape 3**

La distance la plus courte entre chaque pont et chaque défaut de priorité un est calculée. Chaque distance est comparée à la distance entre chaque niveau de défaut de magnitude respectif et la limite d'accélération décrétementée critique de l'accélération du sol. Si la distance de la faille au pont est inférieure à la distance de la faille à la limite d'accélération critique, il est déterminé que le pont se trouve dans la zone à haut risque et est ajouté à la liste de filtrage pour la hiérarchisation des priorités.

### **5. Classer par ordre de priorité les ponts menacés en additionnant les notes pondérées des caractéristiques structurelles et de transport des ponts**

Cette étape constitue le processus utilisé pour classer les ponts par ordre de priorité dans les zones à haut risque afin d'établir l'ordre des ponts à étudier pour la modernisation. C'est au cours de cette étape qu'une valeur de risque est attribuée à chaque pont. Un sous-ensemble spécifiquement sélectionné de caractéristiques structurelles et de transport des ponts menacés par les séismes doit être préparé dans une base de données. Ces caractéristiques sont l'accélération au sol, le type de route - majeure ou mineure, le trafic journalier moyen (ADT), la conception des colonnes - une ou plusieurs colonnes pliées, les détails de confinement des colonnes (en fonction de l'âge), la longueur du pont, l'inclinaison du pont et la disponibilité de la déviation.

Après avoir évalué les résultats du tremblement de terre de Loma Prieta en 1989, **Caltrans** a modifié l'algorithme d'analyse des risques en ajustant les poids des caractéristiques d'origine et en les ajoutant à la liste. Les caractéristiques supplémentaires sont le type de sol, les charnières, le type et le nombre, l'exposition (combinaison de la longueur et de l'ADT), la hauteur, le type de butée et le type d'installation traversée [5-7].

La dernière amélioration significative de la procédure de hiérarchisation est l'introduction formelle de différents niveaux de sismicité. Une carte préliminaire de l'activité sismique pour l'État de Californie a été élaborée afin d'incorporer l'activité sismique dans la nouvelle procédure de priorisation. Fin 1992, les ponts restants de la première liste de priorités en matière de vulnérabilité ont été réévalués à l'aide du nouvel algorithme et un nombre important de ponts ont changé de place sur la liste de priorités, mais aucune tendance évidente n'a été constatée. La **Figure I. 1** montre le nouvel algorithme et les pourcentages de pondération pour les différents facteurs.

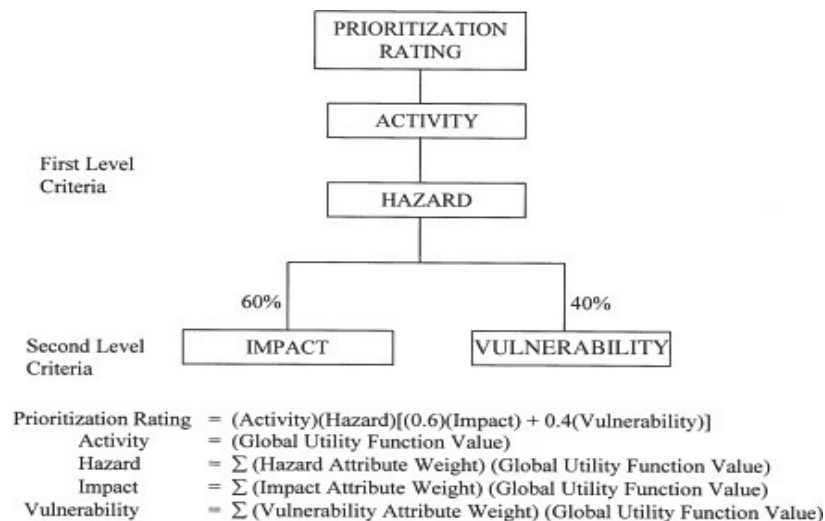


Figure I. 1 Analyse de risque - procédure de décision multi-attributs.

### I.3. Critères de performance

Les critères de performance sont les objectifs de conception que le concepteur s'efforce d'atteindre. Comment voulez-vous que la structure se comporte en cas de tremblement de terre ? Quels dommages pouvez-vous accepter ? Quels sont les itinéraires de rechange raisonnables ? Comment définissez-vous les différents niveaux de dommages ? Combien de temps prévoyez-vous pour la réparation des différents niveaux de dommages ? La forme des critères de performance peut prendre plusieurs formes, généralement en fonction de la perspective et du contexte de l'organisation qui les présente. La forme fonctionnelle est la plus appropriée pour les critères de performance car elle se réfère à la justification de l'existence de la structure. Par exemple, les critères de performance fonctionnelle d'une structure de pont incluraient des mesures de la capacité de circulation après un tremblement de terre pour le passage du trafic sur le pont. La performance de la structure elle-même est mieux traitée avec les critères de conception structurelle. Il peut s'agir de codes, de notes de conception, etc.

### I.4. Conception de la modernisation :

#### I.4.1. Design conceptuel

La conception est la partie qui a le plus d'impact sur l'ensemble du projet. La conception définit l'ensemble du défi d'ingénierie et trace la voie à suivre pour l'analyse et la conception détaillée finale. La conception est parfois appelée sélection de type ou, dans le cas d'une modernisation parasismique, la stratégie. Une stratégie de modernisation parasismique est essentiellement le plan de l'ingénieur du projet qui définit le comportement de la structure pour obtenir les performances spécifiées. Les travaux d'ingénierie parasismique les plus importants sont réalisés au cours de cette première phase de conception. C'est au cours de cette phase que l'on peut réaliser une ingénierie "intelligente" (c'est-à-dire travailler plus intelligemment et non plus dur). C'est-à-dire qu'il est possible de choisir des types ou des stratégies de manière à ne pas imposer ou exiger l'utilisation d'analyses ou de méthodes de construction peu fiables ou inutiles. Lorsque cette étape du projet est bien terminée, un plan est mis en œuvre de manière à éviter les difficultés dans la mesure du possible, non seulement pendant les phases d'analyse, de

## **CHAPITRE I. Pratique de rénovation sismique des ponts**

conception, d'élaboration des spécifications et de construction, mais aussi pendant la durée de vie restante du pont du point de vue de la maintenance. Avec une telle compréhension, une décision éclairée peut être prise sur le système structurel et les mécanismes à sélectionner et à faire progresser dans le projet.

Les rampes de raccordement multiples d'un échangeur sont généralement soutenues par au moins une colonne dans le terre-plein central d'une autoroute très fréquentée. Les stratégies de modernisation qui évitent la mise en place de colonnes médianes présentent des avantages en matière de sécurité par rapport aux autres solutions. En général, les colonnes situées en dehors de la voie de circulation de l'autoroute peuvent être renforcées et durcies pour éviter les travaux sur le terre-plein central et les problèmes de gestion du trafic.

Sur la plupart des ponts courts à deux ou trois travées, la majorité des forces sismiques peuvent être transférées dans les culées et les remblais, ce qui réduit, voire élimine complètement, la nécessité de réaménager les poteaux. Les pieux CIDH de grand diamètre foré à proximité des murs d'aile aux culées ont été efficaces pour résister aux forces longitudinales et transversales.

Pour la plupart des palées à colonnes multiples, la modernisation de l'empatement peut être considérablement réduite en permettant aux colonnes de s'articuler en bas. Cela permet de réduire les moments transférés dans les fondations et de diminuer les coûts totaux. Des essais suffisants ont été réalisés sur les semelles, les chapeaux de pieux et les culées. Il s'avère qu'une résistance latérale passive considérable est disponible. L'utilisation de ces connaissances peut réduire la force latérale requise pour les fondations structurelles.

La continuité est extrêmement importante et constitue l'assurance la plus facile et la moins chère à obtenir. Les structures monolithiques bien conçues présentent également l'avantage supplémentaire d'une maintenance réduite. Les joints et les roulements font partie des principaux problèmes d'entretien des ponts aujourd'hui. Si les structures ne sont pas continues et monolithiques, elles doivent être reliées entre elles au niveau des joints du tablier, des supports et des culées. Cela les empêchera de se séparer et de s'effondrer lors d'un tremblement de terre.

La ductilité des éléments de la sous-structure est la deuxième considération clé de la conception. Il est important que lorsque vous concevez pour la ductilité, vous soyez prêt à accepter certains dommages pendant un tremblement de terre. Le secret d'une bonne conception sismique est de trouver un équilibre entre les niveaux de dommages acceptables et les aspects économiques de la prévention ou de la limitation des dommages. Des structures ductiles correctement conçues fonctionneront bien pendant un tremblement de terre, à condition que la conception ait pris en compte les déplacements et les ait contrôlés ou prévus au niveau des butées et des charnières. Pour une grande majorité de ponts, les critères de déplacement l'emportent sur les critères de résistance dans la conception pour la résistance sismique.

### **I.4.2. Stratégies de rénovation**

Les concepteurs de projets de modernisation de ponts parasismiques acquièrent une connaissance du système de pont, développent une compréhension de la réponse du système aux mouvements potentiels du sol lors de tremblements de terre, et identifient et conçoivent des modifications du système existant qui changeront la réponse attendue en une réponse qui

## CHAPITRE I. Pratique de rénovation sismique des ponts

satisfait aux critères de performance du projet. Ceci est accompli en modifiant une partie ou la totalité de la rigidité du système, de l'absorption d'énergie ou des caractéristiques de masse. Ces caractéristiques ou ce comportement peuvent être regroupés dans tous les types de systèmes structurels, tels que les fermes, les cadres, les colonnes pliées, les murs de cisaillement, les systèmes CIDH. Cette section aborde brièvement les différentes stratégies de modernisation parasismique utilisées en Californie.

### ❖ Limiteurs de joint de charnière :

Les travées qui se sont effondrées à cause de sièges d'appui trop étroits et de la séparation des joints de dilatation ont été deux causes majeures de l'effondrement des ponts lors du tremblement de terre de San Fernando en 1971. La phase initiale du programme de rénovation sismique du pont de **Caltrans** a consisté à installer des dispositifs de retenue des charnières et des joints pour empêcher la séparation des joints du pont. Cette phase comprenait l'installation de dispositifs pour fixer les éléments de la superstructure à la sous-structure afin d'empêcher ces éléments de tomber de leurs supports.

Le tremblement de terre de Loma Prieta du 17 octobre 1989 a prouvé une fois de plus la fiabilité des charnières et des dispositifs de retenue des articulations.[8]



Figure I. 2 Dispositif de retenue de l'articulation à charnière.

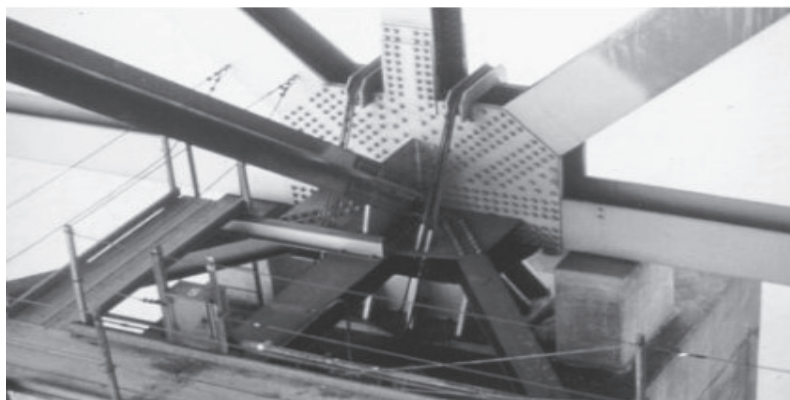


Figure I. 3 Maintenir les dispositifs pour l'accélération verticale.

## CHAPITRE I. Pratique de rénovation sismique des ponts

### ❖ Vestes d'isolement

Le plus grand nombre d'essais à grande échelle a été réalisé pour confirmer la performance ductile calculée des colonnes de pont plus anciennes et non ductiles qui ont été renforcées par l'application de béton structurel, de plaques d'acier, de torons précontraints et de gaines composites en fibre de verre pour fournir le confinement nécessaire à la performance ductile. Depuis le printemps 1987, les chercheurs de l'université de Californie à San Diego ont réalisé plus de 80 séries de tests sur des modèles de colonnes de pont [9-14]. La figure I.4 montre le confinement des armatures pour une modernisation de colonne. La figure I.5 montre une mise à niveau complète de l'enveloppe de béton d'une colonne. La figure 40.8 est une mise à niveau complète de l'enveloppe en acier.

Environ 2200 des 12.000 ponts de Californie sont situés dans la région de Los Angeles, il est donc important d'examiner les dommages et la performance des ponts lors du tremblement de terre de Northridge du 17 janvier 1994. Environ 1200 de ces ponts se trouvaient dans une zone qui a subi des accélérations du sol supérieures à **0,25 g** et plusieurs centaines se trouvaient dans la zone qui a subi des accélérations du sol de **0,50 g**. Dans cette zone, 132 ponts ont fait l'objet de travaux de modernisation après San Fernando et 63 après Loma Prieta.

Tous ces ponts rénovés ont été extrêmement performants et la plupart des autres ponts ont été performants pendant le tremblement de terre ; les ponts construits selon les spécifications sismiques actuelles de Caltrans ont survécu au tremblement de terre avec très peu de dommages. Sept ponts plus anciens, conçus pour une force sismique moindre ou sans la ductilité de la conception Caltrans actuelle, ont subi de graves dommages pendant le tremblement de terre. 230 autres ponts ont subi des dommages allant de graves problèmes de colonnes et de charnières à des fissures, des dommages aux roulements et des affaissements à l'approche, mais ces ponts n'ont pas été fermés à la circulation pendant les réparations.



Figure I. 4 Renforcement du confinement.



Figure I. 5 Rénovation d'une colonne à enveloppe en béton



Figure I. 6 Rénovation d'une colonne à enveloppe en acier.

### Poutres de liaison

Des poutres de liaison peuvent être ajoutées aux coudes multicolonnaires pour renforcer le cadre et réduire la longueur des colonnes non supportées. En utilisant ce développement combiné à d'autres techniques, il peut être possible de moderniser des colonnes en béton non ductile plus anciennes sans avoir à les remplacer de façon importante. La **figure I.7** montre les poutres de liaison et l'installation des boîtiers de colonnes aux points de flexion maximale et les emplacements des charnières plastiques prévues sur les structures de l'autoroute de Santa Monica. Des modèles à demi-échelle de ces colonnes ont été construits et testés dans des conditions de charge sismique simulées pour tester ce concept de modernisation.



Figure I. 7 Vestes en acier et poutre de liaison - Santa Monica Freeway.

### ▪ Détails de la colonne en béton ductile

La plupart des colonnes de pont en béton conçues depuis 1971 contiennent une légère augmentation de l'acier d'armature vertical des colonnes principales et une augmentation importante de l'acier d'armature de confinement et de cisaillement par rapport aux conceptions d'avant 1971. Toutes les nouvelles colonnes, quelle que soit leur forme géométrique, sont renforcées par une ou plusieurs cages circulaires emboîtées en spirale. Cela permet d'obtenir environ huit fois plus de confinement et de cisaillement dans les colonnes que ce qui était utilisé dans les conceptions non ductiles d'avant 1971. Toutes les armatures des colonnes principales sont continues dans les semelles et la superstructure. Les joints sont pour la plupart soudés ou mécaniques, tant dans le renforcement principal que dans le renforcement transversal. Les épissures ne sont pas autorisées dans les zones de charnières plastiques. L'acier de renforcement transversal est conçu pour produire une colonne ductile en confinant les zones de charnières plastiques en haut et en bas des colonnes. L'utilisation d'acier d'armature de grade 60, A 706 dans les ponts a récemment été spécifiée pour tous les nouveaux projets.



Figure I. 8 Cage en acier pour le renforcement des colonnes.

## CHAPITRE I. Pratique de rénovation sismique des ponts

### ▪ Détails des poutres en béton et des colonnes pliées

Des progrès majeurs ont été réalisés dans le domaine du confinement des articulations entre le faisceau et la colonne, grâce aux résultats des recherches menées à la fois à l'université de **Californie, Berkeley** et **San Diego**. Les critères de performance et de conception ainsi que les détails structuraux développés pour l'échangeur de séparation de terminaux I-480 et les structures de remplacement I-880 reflètent les résultats de ces recherches et ont été rapportés par **Cooper** [15]. Les recherches se poursuivent dans les deux institutions pour affiner les détails de conception afin de garantir la ductilité de ces joints.

Le concept utilisant une poutre de rive indépendante peut être utilisé pour la mise à niveau des alignements droits. La **figure I.9** présente un schéma graphique de la technique de réaménagement proposée et la **figure I.10** montre l'installation sur le terrain de l'acier de renforcement des joints. La **figure I.11** montre la structure achevée après le réaménagement pour les spectres sismiques qui atteignent plus de **2,0 g** au niveau du pont.

Dans le cas d'un capuchon plié sous l'effet combiné de la flexion, du cisaillement et de la torsion, un renforcement transversal amélioré des colonnes est généralement poursuivi jusqu'au niveau des zones de joint et les joints sont encore plus confinés pour la résistance au cisaillement et à la torsion. Les détails de ces joints nécessitent généralement 1 à 3 % d'acier de renforcement de confinement. **Thewalt** et **Stojadinovic** [16] de l'Université de Californie, **Berkeley** ont fait un rapport sur cette recherche. La **Figure I. 12** montre la complexité de l'acier d'armature de confinement nécessaire pour confiner ces joints pour des contraintes combinées de cisaillement, de flexion et de torsion. La conception de ces grands joints nécessite l'utilisation de la technologie des entretoises et des attaches pour prendre en compte correctement les trajectoires de charge à travers le joint.

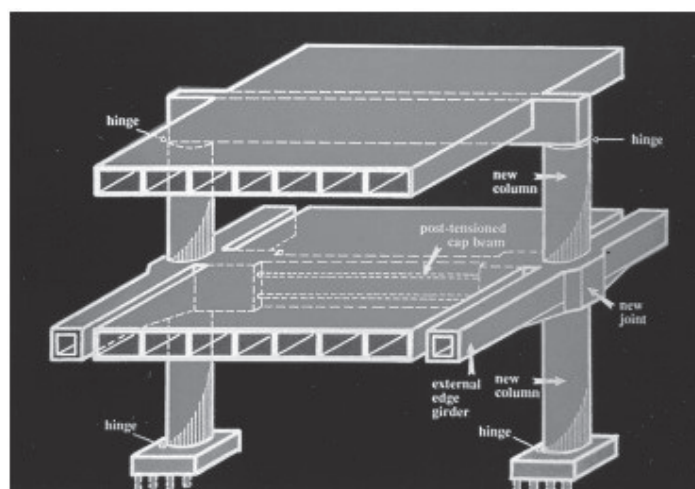


Figure I. 9 Graphique du schéma de modernisation du faisceau de bord.

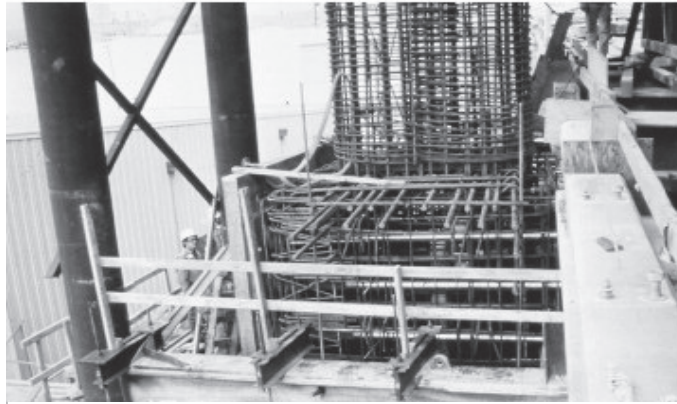


Figure I. 11 Installation sur le terrain de l'acier d'armature des joints.



Figure I. 10 11 Installation sur le terrain de l'acier d'armature des joints.

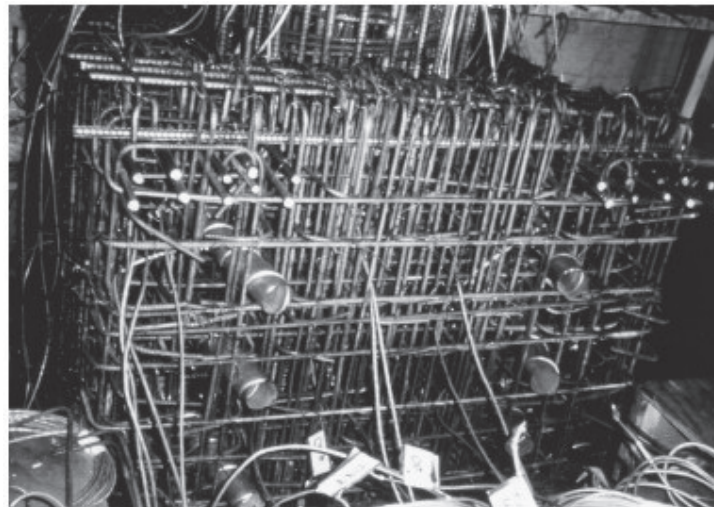


Figure I. 12 Modèle d'acier de renforcement dans un joint à balancier complexe

## **CHAPITRE I. Pratique de rénovation sismique des ponts**

### ▪ **Rénovation d'un pont en acier**

Malgré le fait que l'acier de construction soit ductile, les éléments qui ont été conçus selon les spécifications sismiques d'avant 1972 doivent être évalués pour les forces sismiques attendues sur le site en fonction de la magnitude des tremblements de terre tels que nous les connaissons aujourd'hui. En général, les superstructures en acier de construction qui ont été attachées à leurs sous-structures par des systèmes de retenue à joints et charnières ont bien fonctionné. Cependant, nous avons identifié de nombreux viaducs surélevés et certaines structures plus petites reposant sur des colonnes en acier de construction qui ont été conçues avant 1972 et qui devront être renforcées par des travaux de rénovation importants pour résister aux forces sismiques modernes sur une longue période de secousses. Un des maillons faibles est constitué par les anciens roulements à bascule qui se renverseront probablement lors d'un tremblement de terre. Ils peuvent être remplacés par des roulements modernes en néoprène, téflon, pot et base isolés pour assurer une meilleure performance lors d'un tremblement de terre. Les colonnes en acier de construction peuvent être facilement renforcées pour augmenter leur résistance et leur capacité à supporter une longue période d'entrée dynamique.

### ▪ **Modifications de la semelle et de la coiffe des pieux**

Les détails de la semelle des colonnes de pont établis en 1980 consistent en des tapis de renforcement supérieur et inférieur reliés verticalement par des étriers crochetés très rapprochés. Les armatures longitudinales de la colonne reposent sur le tapis inférieur, sont accrochées à la semelle par des crochets évasés vers l'extérieur et sont confinées par un renforcement en spirale ou en cerceau entre les tapis. Pour les fondations sur pieux, les pieux sont renforcés et solidement reliés aux chapeaux de pieux pour résister aux charges de traction sismique. Les justifications de ces détails ont été largement débattues, et la procédure d'étalement semble en justifier la nécessité. Cependant, un test de preuve d'une semelle avec des détails typiques a été effectué de manière adéquate.



Figure I. 13 Modification typique de la semelle et du chapeau de pile.

### ▪ **Systèmes d'isolation sismique et de dissipation d'énergie**

Des dispositifs d'isolation sismique et de dissipation d'énergie supplémentaire ont été utilisés avec succès dans de nombreux projets de conception et de modernisation de ponts parasismiques. Il convient de faire preuve d'une extrême prudence lorsqu'on envisage d'utiliser des dispositifs d'isolation. Comme nous l'avons vu précédemment, de bons cadres monolithiques, bien détaillés et résistants aux moments, offrent une résistance sismique adéquate sans les problèmes de maintenance inhérents et les coûts initiaux plus élevés. Ces dispositifs sont cependant excellents pour remplacer les anciens paliers à bascule.

#### **I.4.3. Analyse :**

L'analyse est la simulation de la stratégie de l'ingénieur du projet de structure concernant la réponse du pont aux mouvements sismiques. Une bonne conception sismique est robuste et aussi peu sensible que possible aux fluctuations des mouvements du sol. L'analyse quantitative est la vérification appropriée de la capacité du système et de ses sous-systèmes individuels étant supérieure à la demande reconnue.

Plus la stratégie sismique est compliquée, plus l'analyse sera compliquée. Si le comportement du système doit être presque élastique avec des dommages mineurs développés, alors l'analyse sera probablement simplement une analyse linéaire élastique. Cependant, si le comportement est susceptible d'être complexe, de changer avec le temps, de provoquer des dommages importants et des pertes humaines ou des pertes d'installations importantes, l'analyse sera probablement aussi complexe.

En règle générale, la complexité de l'analyse fait ombrage à la complexité de la stratégie et à l'importance des ponts. Toutefois, il convient de noter qu'un pont très important qui est conçu pour se comporter de manière essentiellement élastique ne nécessitera pas d'analyse complexe. Il faut toujours reconnaître que l'analyse sert la conception et fait partie de la conception. L'analyse ne peut pas être une forme séparée. Trop d'ingénieurs confondent l'analyse avec la conception. Une bonne conception combine l'analyse avec le jugement, le bon sens et l'utilisation de détails testés.

#### **I.4.4. Construction :**

La construction est une phase de tout projet de rénovation qui n'est souvent pas respectée à un degré approprié par les concepteurs. C'est toujours un peu surprenant car la construction représente régulièrement 80 à 90 % du coût d'un projet. De l'avis des auteurs, une bonne conception repose sur des méthodes et des techniques de construction fiables. Afin de fournir un ensemble de conception qui réduira au minimum les problèmes de construction, l'ingénieur de projet s'efforce d'interagir régulièrement avec les ingénieurs de construction et en particulier sur les questions impliquant du temps, un espace limité, des levages lourds et des spécifications inhabituelles.

Les modifications des fondations ont été un élément majeur du programme de rénovation sismique des ponts entrepris par le ministère californien des transports depuis le tremblement de terre de Loma Prieta en 1989. Des problèmes considérables ont été rencontrés lors de la reconstruction des fondations de nombreux ponts. La plupart des demandes de remboursement

## **CHAPITRE I. Pratique de rénovation sismique des ponts**

de construction adressées à l'État ont été associées à des problèmes de fondations. Parmi ces problèmes, on peut citer des plans conformes à l'exécution ne correspondant pas aux conditions réelles sur le terrain, aux matériaux ou aux dimensions ; un manque d'espace adéquat pour effectuer les travaux nécessaires (par exemple, un dégagement insuffisant pour permettre le battage ou la mise en place des pieux) ; des dommages aux composants structurels existants (par exemple, la coupe de l'acier d'armature pendant le carottage) ; l'assemblage de l'acier d'armature avec des raccords ou des soudures ; les spécifications et le temps de peinture ; et des changements inattendus dans les conditions géologiques. Bien que ces éléments semblent à première vue avoir peu en commun, chacun d'entre eux est fondé sur l'incertitude. En d'autres termes, le problème de la construction est fondé sur un manque d'information. Conscient de cela, le meilleur moyen d'éviter de tels problèmes est le suivant :

- Investir dans la collecte de données factuelles et spécifiques qui peuvent être mises à la disposition du concepteur et de l'entrepreneur, telles que les dimensions réelles du terrain ;
- Examiner aussi attentivement que possible les besoins probables du contractant en matière d'espace, compte tenu des activités qu'il devra mener ;
- Connaître et bien comprendre les propriétés importantes des matériaux et des éléments structurels qui doivent être placés dans la structure par l'entrepreneur
- Mener une enquête approfondie sur les fondations, qui peut inclure des tests sur le terrain de systèmes de fondations potentiels.

Les modifications structurelles les plus courantes des structures de pont en Californie ont été le placement de coquilles en acier autour de portions de colonnes en béton armé afin de fournir ou d'augmenter le confinement du béton dans la colonne et d'augmenter la résistance au cisaillement de la colonne dans les dimensions de la coquille en acier. Dans le cadre d'un projet de construction, les éléments importants à vérifier lors de l'installation d'une enveloppe de colonne en acier sont les propriétés du matériau de l'acier, le placement de l'enveloppe en acier, le matériau et le procédé de soudage, le jointolement du vide entre l'enveloppe en acier surdimensionnée et la colonne, et le meulage et la peinture de l'enveloppe en acier.

Les armatures existantes sont conçues pour un but précis et ne doivent pas être modifiées. Dans certains cas, ils peuvent être modifiés pour faciliter la construction. Il est important que les ingénieurs de terrain soient bien informés afin de rejeter les modifications des plans d'armature en acier qui pourraient rendre la section structurelle existante inadéquate.

## CHAPITRE I. Pratique de rénovation sismique des ponts

### I.4.5. Résumé :

Les deux tremblements de terre les plus importants de l'histoire récente qui ont fourni les meilleures informations aux concepteurs de ponts sont le Loma Prieta de 1989 et les événements de Northridge de 1994. Bien que les experts considèrent qu'il ne s'agit que de séismes modérés, il est important de noter la bonne performance des nombreux ponts qui avaient été conçus selon les critères sismiques améliorés ou qui ont été modernisés avec les détails de modernisation sismique du début de l'ère. Cette performance raisonnable des nouveaux ponts correctement conçus et des ponts anciens rénovés lors d'un tremblement de terre modéré est importante pour le reste des États-Unis et d'autres pays, car ces connaissances peuvent aider les ingénieurs à concevoir de nouveaux ponts et à mettre au point un programme approprié de rénovation sismique pour leurs anciennes structures. Bien qu'il y ait une préoccupation nécessaire pour le "Big One" en Californie, en particulier pour la performance des structures importantes, il faut noter que de nombreuses structures que la circulation des véhicules peut contourner n'ont pas besoin d'être conçues ou réaménagées selon les normes les plus élevées. Il est également important de noter qu'il y aura de nombreux tremblements de terre modérés qui ne produiront pas les dommages associés à un événement maximum. Ce sont ces niveaux de séisme qui devraient être traités en premier lieu dans le cadre d'un programme de renforcement des rétrofits en plusieurs phases, compte tenu des ressources limitées qui sont disponibles.

L'expérience californienne montre qu'il est possible d'obtenir une grande assurance contre l'effondrement pour un coût raisonnable, généralement 10 % du coût de remplacement des ponts routiers normaux. Il est également évident qu'il n'est pas toujours économiquement possible de concevoir des critères de performance permettant de fournir un service complet immédiatement après un tremblement de terre majeur. L'état prévu des routes d'accès au pont après un événement sismique majeur doit être évalué avant que des investissements importants ne soient réalisés pour adapter les ponts aux critères de service complet. Il n'est guère utile pour l'infrastructure d'investir des sommes importantes dans la modernisation d'un pont si les approches ne fonctionnent pas après un événement sismique.

Les pratiques émergentes en matière de modernisation des ponts après un séisme dans l'État de Californie ont été brièvement présentées. L'excellente performance des ponts utilisant les nouveaux critères de conception de **Caltrans** et les détails ductiles donnent aux concepteurs de ponts une indication que ces structures peuvent résister à un séisme plus important sans s'effondrer. Il faut s'attendre à des dommages, mais ceux-ci peuvent être réparés dans de nombreux cas, alors que le pont reste en service pour la circulation des véhicules.

## REFERENCES

---

### Références :

1. AASHTO, *LRFD Bridge Design Specifications*, 2nd ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1998.
2. Caltrans, Seismic Hazard Map in California, California Department of Transportation, Sacramento, CA, 1996.
3. Xie, L. L. and Housner, G. W., *The Greater Tangshan Earthquake*, Vol. I and IV, California Institute of Technology, Pasadena, CA, 1996.
4. Housner, G. W. (Chairman), Thiel, C. C. (Editor), *Competing against Time*, Report to Governor George Deukmejian from the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake, Publications Section, Department of General Services, State of California, Sacramento, June, 1990.
5. Maroney, B., Gates, J., and Caltrans. Seismic risk identification and prioritization in the Caltrans seismic retrofit program, in *Proceedings, 59th Annual Convention*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, September, 1990.
6. Gilbert, A., development in seismic prioritization of California bridges, in *Proceedings: Ninth Annual US/Japan Workshop on Earthquake and Wind Design of Bridges*, Tsukuba Science City, Japan, May 1993.
7. Sheng, L. H. and Gilbert, A., California Department of Transportation seismic retrofit program the prioritization and screening process," *Lifeline Earthquake Engineering : Proceedings of the Third U.S. Conference*, Report : Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Monograph 4, American Society of Civil Engineers, New York, August, 1991.
8. Mellon, S. et al., Post earthquake investigation team report of bridge damage in the Loma Prieta earthquake, in *Proceedings: ASCE Structures Congress XI*, ASCE, Irvine, CA, April 1993.
9. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Chai, Y. H., Flexural Retrofit of Circular Reinforced Bridge Columns by Steel Jacketing, Colret—A Computer Program for Strength and Ductility Calculation, Report No. SSRP-91/05 to the Caltrans Division of Structures, University of California at San Diego, October, 1991.
10. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Chai, Y. H., Flexural Retrofit of Circular Reinforced Bridge Columns by Steel Jacketing, Experimental Studies, Report No. SSRP-91/05 to the Caltrans Division of Structures, University of California at San Diego, October, 1991.
11. Priestley, M. J. N. and Seible, F., Assessment and testing of column lap splices for the Santa Monica Viaduct retrofit, in *Proceedings: ASCE Structures Congress, XI*, ASCE, Irvine, California, April 1993.
12. Seible, F., Priestley, M. J. N., Latham, C. T., and Terayama, T., Full Scale Test on the Flexural Integrity of Cap/Column Connections with Number 18 Column Bars, Report No. TR-93/01 to Caltrans, University of California at San Diego, January 1993.
13. Seible, F., Priestley, M. J. N., Hamada, N., Xiao, Y., and MacRae, G. A., Rocking and Capacity Test of Model Bridge Pier, Report No. SSRP-92/06 to Caltrans, University of California at San Diego, August, 1992.
14. Seible, F., Priestley, M. J. N., Hamada, N., and Xiao, Y., Test of a Retrofitted Rectangular Column Footing Designed to Current Caltrans Retrofit Standards, Report No. SSRP-92/10 to Caltrans, University of California at San Diego, November 1992.
15. Cooper, T. R., Terminal Separation Design Criteria: A Case Study of Current Bridge Seismic Design and Application of Recent Seismic Design Research, Seismic Design and Retrofit of Bridges, *Seminar Proceedings*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley and California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, 1992.
16. Thewalt, C. R. and Stojadinovic, B. I., Behavior and Retrofit of Outrigger Beams, Seismic Design and Retrofit of Bridges, *Seminar Proceedings*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley and California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, 1992.



# **PRESENTATION D'OUVRAGE**

---



**ENSTP 2019-2020**

---

### II.1. INTRODUCTION

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définitions d'un pont dans un site donné. Mais un Pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. La sécurité et le confort des usagers sont pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à l'ouvrage la meilleure durabilité possible. Pour cela on va faire une introduction sur les ponts et puis on va présenter les exigences dans ce chapitre.

### II.2. Les différentes parties d'un pont

Un pont se compose

#### II.2.1. Le tablier :

Elément résistant portant la voie.

#### II.2.2. Les appuis :

Appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.).

#### II.2.3. Les fondations :

Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

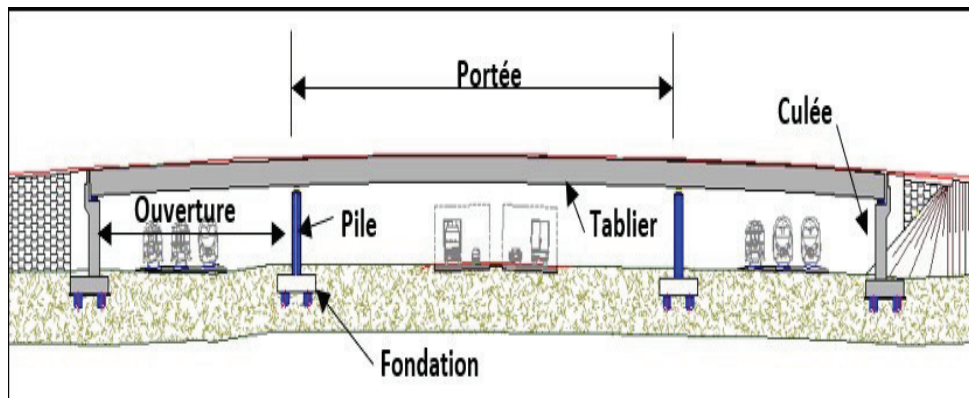


Figure II. 1 Différentes parties d'un pont.

### II.3. Classification des ponts :

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

#### II.3.1. Classification selon la voie portée

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée :

- Un pont-route ou pont routier désigne un ouvrage portant une route. Les ponts autoroutiers désignant un ouvrage portant une autoroute, sont rangés dans la famille des pont-route ;
- Un pont-rail ou pont ferroviaire désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway ;
- Une passerelle désigne un ouvrage portant une voie piétonne, pour les piétons, voire dans certains cas pour les deux-roues ;
- Un pont-aqueduc ou aqueduc désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau ;
- Un pont-canal désigne un ouvrage portant un canal ;
- Un pont-avion ou pont-taxiway ;
- Un écoduc est un passage construit ou réservé dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. de traverser des obstacles construits par l'homme ou résultant de ses activités.

#### II.3.2. Classification selon la structure

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

##### II.3.1.1. Ponts voûtés :

Les ponts voûtés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ils ont été construits en pierre pendant plus de 1 500 ans, ce qui leur a valu la dénomination usuelle de ponts en maçonnerie. Les ponts voûtés couvrent les portées de 2 à 100 mètres.

Plusieurs critères peuvent différencier les ponts voûtés : la forme de la voûte, le type d'appareillage de la voûte, le type d'avant-bec ou d'arrière-bec.



Figure II. 2 Vieux pont de Gien

### II.3.1.2. Les ponts à poutres

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau. Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint.

#### II.3.1.2.1. Ponts à poutres en béton armé :

Les poutres en béton armé sont parallèles sous la chaussée, presque toujours à âme pleine, solidarisées transversalement par des entretoises. La couverture (le hourdis) est une dalle en béton armé qui joue le rôle de membrure supérieure de liaison des poutres. Selon les dimensions respectives et modes de liaison de ces deux éléments, on distingue trois types de tabliers de ponts en béton armé : Les tabliers à hourdis nervuré, Les tabliers tubulaires (il existe un hourdis inférieur en plus du hourdis supérieur, on peut aussi parler de caisson) et les tabliers en dalle pleine (il n'y a pas de poutre). Ces ponts sont coulés en place. Beaucoup de ponts à portée modérée franchissant les routes sont de ce type.



Figure II. 3 Passage grande faune

#### Ponts à poutres en béton précontraint :

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m. La panoplie des solutions comporte :

## CHAPITRE II. Généralité sur les ponts et présentation de l'ouvrage

- Les dalles nervurées, qui ne peuvent être construites que sur cintre, et dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètre ;



Figure II. 4 Pont de l'île de Ré

- Les ponts à poutres précontraintes par posttension, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m ;
- Les ponts-caissons mis en place par poussage (portée principale usuelle comprise entre 35 et 65 m) ;
- Les ponts-caissons construits en encorbellement successif, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m. Cette méthode consiste à ériger l'ouvrage symétriquement en porte à faux à partir des piles, par tranches successives appelées voussoirs, coulés en place ou préfabriqués, la stabilité étant assurée par la mise en tension successive des câbles de précontrainte, ancrés à l'extrémité de chaque voussoir.

### II.3.1.2.2. Ponts à poutres mixtes acier/béton :

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

Ils connaissent un fort développement depuis les années 80 avec notamment les ponts bipoutres mixtes qui sont une solution relativement économique pour des portées comprises entre 35 et 80 m. Les ponts à poutre-caisson seront choisis lorsqu'un grand élancement est requis ou lorsque l'ouvrage présente une courbure très prononcée.



Figure II. 5 Viaduc de la Maine

### II.3.1.3. Ponts en arc :

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparurent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par un seul arc alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires. Le pont en arc associe la compression à la flexion. Ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écarter les points d'appui.

Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire).

### II.3.1.4. Ponts suspendus :

Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs. Ces derniers, d'allure parabolique, transmettent une réaction verticale sur les pylônes et des efforts de traction dans des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrages, excepté pour les ouvrages dits « auto-ancrés » où les câbles sont amarrés sur le tablier.



Figure II. 6 Pont de Hammersmith

### II.3.1.5. Ponts haubanés :

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : pylônes, en acier ou en béton, travaillant en compression, et câbles inclinés, appelés haubans, travaillant à la traction.

Les ponts à haubans sont principalement différenciés selon leur nombre de pylônes.

On distingue ainsi les ponts symétriques à trois travées, les ponts à pylônes uniques et les ponts à travées haubanées multiples. La première famille est la plus nombreuse. Dans de tels ponts les haubans les plus proches des culées sont appelés haubans de retenue. Ils donnent à l'ouvrage l'essentiel de sa rigidité. Dans le cas des ouvrages à pylônes uniques, celui-ci peut être central, encadré par deux travées d'égale longueur, ou bien en position décalée. L'ouvrage peut être entouré ou non de viaducs d'accès.



Figure II. 7 Pont de Lézardrieux

### II.3.3. Classification selon la nature

#### II.3.3.1. Ponts fixes

Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe.

#### II.3.3.2. Ponts mobiles

Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité. Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante (zones portuaires, canaux à grand gabarit)

#### II.3.3.3. Ponts provisoires

Un pont provisoire permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau ou à la dénivellation d'un carrefour, relativement utilisé dans le domaine du génie militaire.

### II.3.4. Classification selon la brèche franchie

#### II.3.4.1. Viaduc

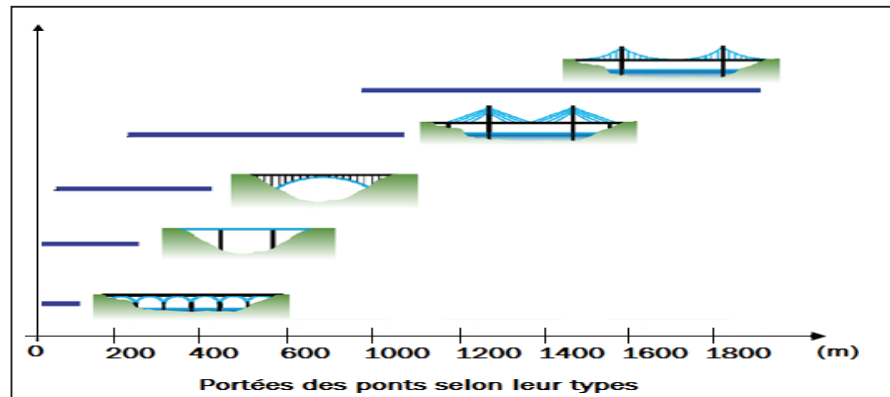
Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire qui franchit une vallée, une rivière, un bras de mer ou tout autre obstacle et qui présente une hauteur ou une longueur, parfois les deux, plus grande que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou de la voie à franchir.

#### II.3.4.2. Nature de la brèche

Un pont est dit terrestre lorsque le pont franchit une rivière, une voie navigable ou tout autre espace terrestre. Il est dit maritime lorsque l'ouvrage franchit un bras de mer.

### II.3.5. Gamme de portées selon le type

Le graphique ci-dessous présente les plages de portées pour lesquelles chacun des types de ponts présentés ci-dessus est le plus adapté. Il s'agit d'optima financier, qui peuvent être remis en cause pour des raisons esthétiques ou techniques.



### II.4. Présentation du projet :

#### II.4.1. But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la Conception et l'Etude du viaduc (PK : 5+994.800–PK : 6+683.150) dans le cadre de la Liaison Autoroutière Reliant Le Port D'Oran a L'autoroute Est Ouest Sur 26 Km 1ère Tranche Sur 08 Km. Cet ouvrage permet de franchir des reliefs difficile et donnée une conformité du tracé routière.

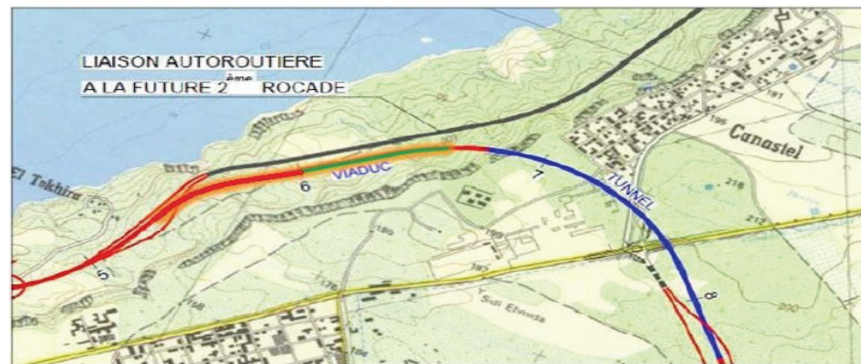


Figure II. 9 Localisation de la zone d'étude

#### II.4.2. Situation du projet :



Figure II. 10 Localisation de la zone d'étude



Figure II. 11 Localisation du viaduc

### II.4.3. Obstacle à franchir :

Le site devant recevoir l'ouvrage, fait partie d'une zone montagneuse, dont l'axe du viaduc traverse un oued pour joindre les deux culées.

### II.4.4. Caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage fixé par le tracé routier de la liaison

Autoroutière sont :

#### ▪ Viaduc Gauche :

- ✓ Longueur : 690.033 m
- ✓ Largeur de tablier : 14.20.
- ✓ La pente : varie de 3,16 % à 3,40 %.

#### ▪ Viaduc Droite :

- ✓ Longueur : 689.940 m
- ✓ Largeur de tablier : 14,20 m.
- ✓ La pente : varie de 3,16 % à 3,40 %.

### II.5. Les données de projet :

#### II.5.1. Les données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service et à terme compte tenu de phasage fonctionnelle éventuel. Pour cela il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées.

## CHAPITRE II. Généralité sur les ponts et présentation de l'ouvrage

### II.5.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage en plan est droit légèrement courbé de longueur totale 690.033

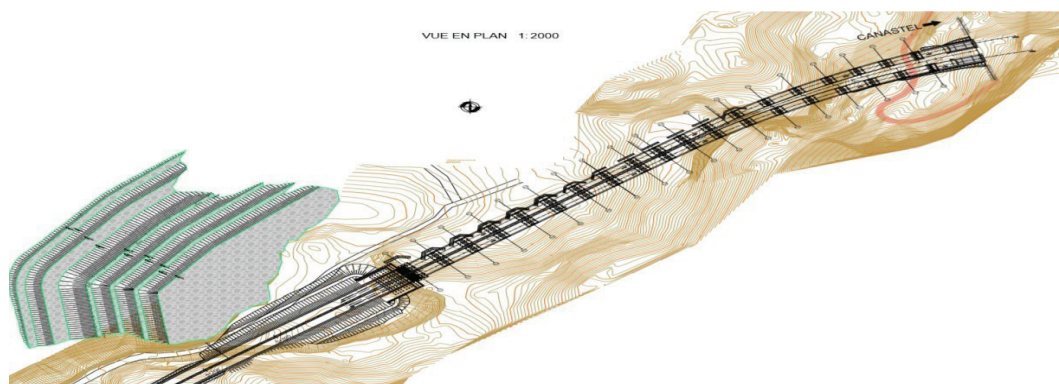


Figure II. 12 Tracé en plan de la voie portée

### II.5.1.2. Profil en long

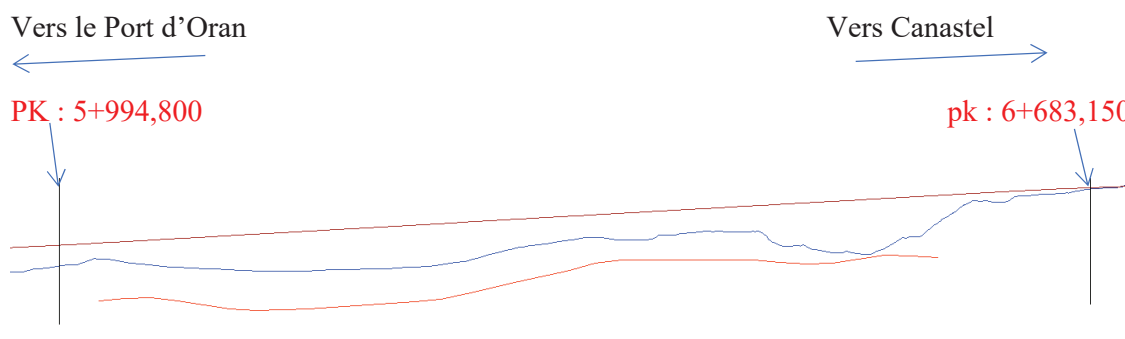


Figure II. 13 Profile en long

### II.5.1.3. Profil en travers

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Barrière type H-4 : 2x0,75 m.
- Corniche Préfabriqué :0.7m
- Asphalte + Isolement de l'eau : 0.08m
- Plancher en béton renforcé : 0.25m
- Chaussée 3 voies + bande d'arrêt d'urgence : 12 m.
- Bonde séparative : 2 × 1,0 m.
- Barrière type H-4 : 2x0,75 m.

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 28.4m, soit 14.20 par sens.

## CHAPITRE II. Généralité sur les ponts et présentation de l'ouvrage

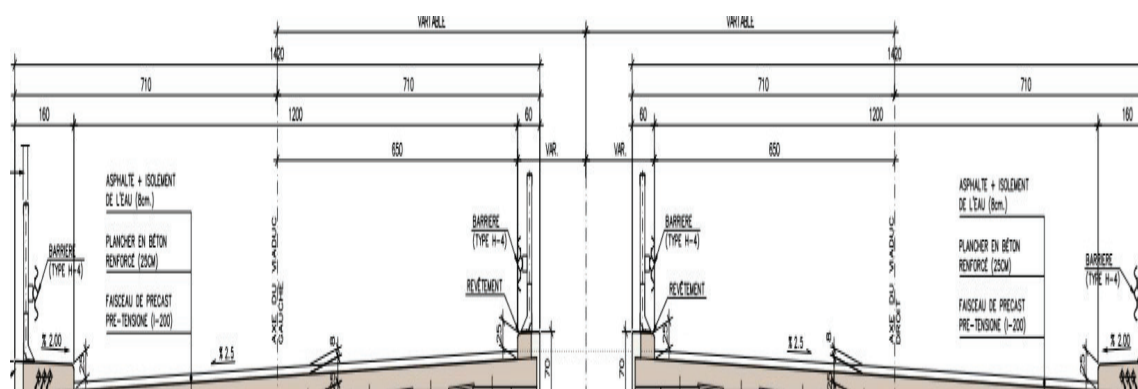


Figure II. 14 Profile en travers de la voie portée

### II.5.2. Les données naturelles :

La reconnaissance des conditions naturelles sont des paramètres fondamentaux et essentiels pour définir le type de l'ouvrage correspondant.

### II.5.3. Données géologiques :

Dans la région d'étude, les formations rocheuses d'âge Mio-Pliocène composées essentiellement de marne, au-dessus des quelles on retrouve, des calcaires et des grès poreux d'âge Pléistocène. Les grès et des grès-marneux (disposés en alternance) sont les formations les plus représentées et celles fréquemment observées dans la zone d'étude. Les hautes falaises caractérisant la région de Canastelle sont constituées de grès-calcaire avec des alternances de marne en position horizontale à subhorizontale d'âge Pliocène. Ces formations sont observées à la fois sous forme massive et vacuolaire. D'autre part, les dépôts récents, sont représentés par des sables siliceux et du gravier recouvert de terre végétale.

### II.5.4. Sismicité

Selon le **RPOA**, le territoire national est subdivisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte de zoning sismique.

On distingue donc les zones suivantes :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa : Sismicité moyenne
- Zone IIb : Sismicité élevée
- Zone III : Sismicité très élevée.

D'après ce microzonage sismique Algérien, notre région d'étude se situant dans la Wilaya d'Oran appartient à **la zone IIa**, classée de sismicité moyenne.

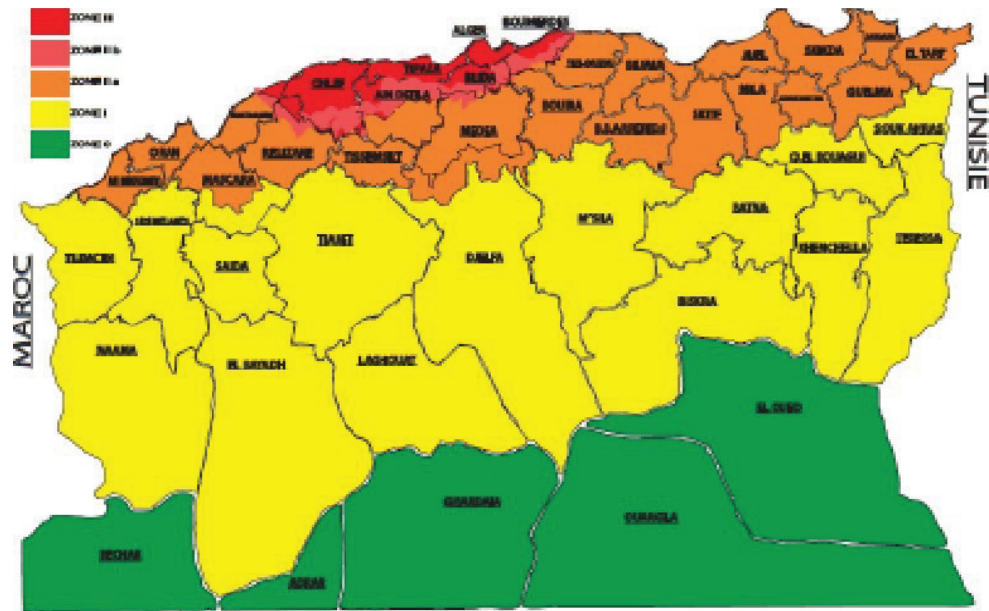


Figure II. 15 Carte de zonage sismique de l'Algérie

### II.5.5. Données géotechniques

#### ▪ Intervention sur le site :

Afin de définir le modèle géologique, et caractériser les sols et les formations rocheuses en place, 19 sondages carottés ont été réalisés avec une profondeur totale de 800 mètres. Les sondages carottés avec des sondages pressiométriques qui ont été proposés pour comparer et justifier les paramètres obtenus par ces pressiomètres et ceux obtenus à partir des essais de laboratoire. Et des essais de SPT ont été effectués à chaque intervalle de 1.50 mètre en particulier dans les unités de grès sableux et chaque 3,00 mètres dans les formations marneuses.

#### ▪ Du point de vue fondation de l'ouvrage :

Les fondations de l'ouvrage, sont de type profond, sur pieu de 1.20m de diamètre, d'une longueur de 30m, avec :

- Charge limite en pointe  $Q_p = 2152$  kN
- Charge limite latéral  $Q_s = 9048$  kN
- Charge de fluage en compression  $Q_c = 7410$  kN
  
- Charge limite aux ELU :
  - Combinaisons fondamentales  $Q = 8000$  kN
  - Combinaison accidentelles  $Q = 11397$  kN
  
- Charge limite aux ELS :
  - Combinaison quasi permanente  $Q = 5293$  kN
  - Combinaison rare  $Q = 6736$  kN

## **CHAPITRE II. Généralité sur les ponts et présentation de l'ouvrage**

---

### **II.5.6. Données climatiques :**

- **Température :**

Au cours de l'année, la température varie généralement de 0°C à 33°C et est rarement inférieure à -3°C ou supérieure à 37°C.

### **II.5.7. Données Hydrologiques :**

La zone d'étude appartient au bassin côtier oranais de la région d'Oranie-Chott-Chergi. L'eau qui se trouve au niveau du lac en bordure de la route du port et celui se trouvant en contrebas de la falaise, provient des terrains mio-pliocènes en contact avec une assise de marnes bleues du miocène supérieure. Ces formations sont affectées d'un pendage général dans le sens sud-nord avec un sens d'écoulement orienté nord-ouest

### **II.6. Conclusion :**

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données citées plus haut. Ces informations sont indispensables pour engager une étude dans de bonnes conditions.



# CONCEPTION ET HYPOTHESE DE CALCUL



**ENSTP 2019-2020**



### III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va présenter le travail réalisé pour la conception de notre pont. D'après cette conception on va choisir la solution la plus économique et la plus avantageuse pour notre ouvrage.

Nous avons proposé trois variantes différentes qui sont :

**Variante N°1 : Pont mixte à bipoutre**

**Variante N°2 : Pont à poutres préfabriquée en béton précontraint par post-tension**

**Variante N°3 : Pont Caissons en béton Précontraint construit par encorbellement successif coulé sur place**

Après le pré dimensionnement de chaque variante, on va choisir la variante la plus avantageuse pour notre projet à l'issue de l'analyse multicritère qui fera l'objet du dimensionnement détaillé.

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

La conception d'un pont est un long travail d'étude visant à concilier diverses contraintes dont l'importance et l'ordre prééminence varient selon les projets : données naturelles de franchissement, données fonctionnelles de la voie portée, procédés de construction, insertion dans l'environnement, coûts, délais ...

L'objectif ici est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Le critère principal permettant de choisir entre les différents types de ponts est la portée principale. Mais il est évident que d'autres critères interviennent dans le choix comme par exemple :

- Les conditions aux sites.
- La nature du terrain.
- Le profil en long.
- La position possible pour les appuis.
- Le gabarit à respecter.
- Portée de l'ouvrage.
- Délais de réalisation.
- Durée de l'utilisation.

#### III.2.1 Variante N°1 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ponts mixtes bipoutres sont les ponts standard. C'est ce type de pont que l'on rencontre le plus souvent car ils ont une construction facile et fiable. Pour les ponts mixtes bipoutre, les portées sont inférieures à 100 - 120 m. Cependant, le record du monde en la matière est de 300 m pour le pont de *Costa e Silva* au Brésil, pont construit en 1974.

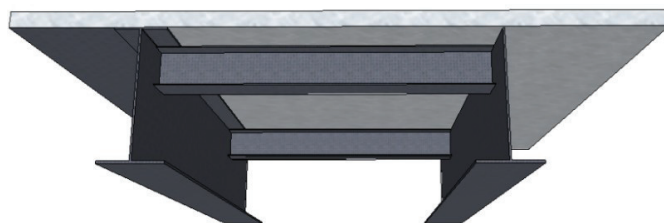


Figure III. 1 Morphologie générale d'un tablier mixte

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

### ❖ Les avantages :

- ✓ Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution ;
- ✓ La précision dimensionnelle des structures ;
- ✓ Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines ;
- ✓ Les ponts métalliques présentes une rigidité à la torsion élevée permettent l'utilisation de poutres dans des ponts et des échangeurs horizontalement courbes ;
- ✓ Des possibilités d'extension et de réparation.

### ❖ Les inconvénients :

- ✓ La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier ;
- ✓ Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages ;
- ✓ Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service ;
- ✓ Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton ;
- ✓ Une surveillance avec visite périodique ;
- ✓ La main d'œuvre doit être qualifiée surtout (les soudeurs) ;
- ✓ Le coût est très élevé.

### III.2.1.1. Conception du tablier

#### III.2.1.2.1. Répartition des portées

L'acier est un matériau offrant une grande aptitude de conception. En l'absence de contraintes particulières sur l'implantation des appuis, il y a lieu de s'orienter vers des portées principales inférieures à 80 m.

La longueur optimale des travées de rive comprises entre 0,60 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaire.

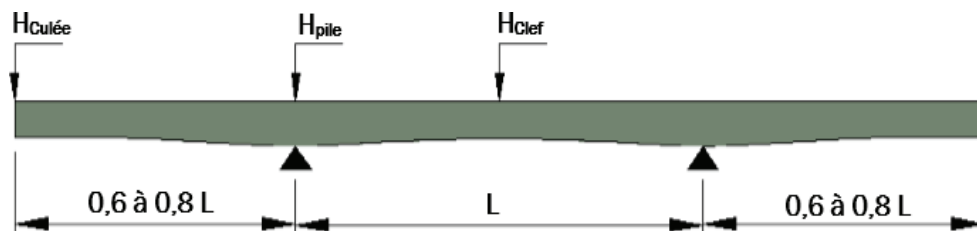


Figure III. 2 Répartition des travées

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

Pour cette variante, nous avons 10 travées qui se décomposent de 8 travées intermédiaires de même longueur  $L_i = 75 \text{ m}$  et de 2 travées de rive de longueur  $L_r = 52.5 \text{ m}$ .

### III.2.1.1.2. Entraxe des poutres

Le tablier est assez large (14.20 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ) qui sont alors appelées pièces de pont.

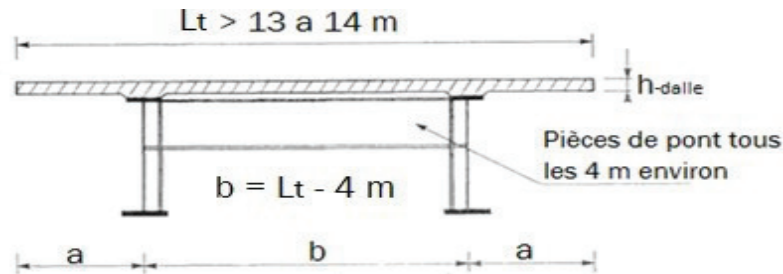


Figure III. 3 Coupe transversal d'un tablier bipoutre.

On opte :  $b = 10,20 \text{ m}$ , par conséquence  $a = 2,0 \text{ m}$ .

### III.2.1.1.3. Prédimensionnement de la poutre

La poutre est de forme I, comporte une âme et deux semelles. Nous examinons dans ce qui suit, le prédimensionnement de différentes sections de la poutre maîtresse. La figure ci-dessous précise les notations utilisées :

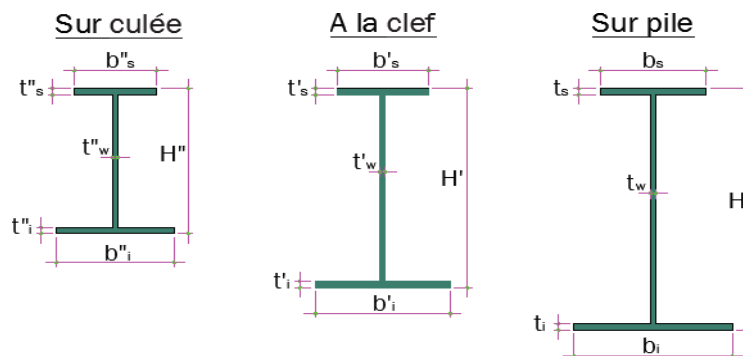


Figure III. 4 Dimensions de la poutre maîtresse.

- $b_s$  : largeur de la semelle supérieure ;
- $t_s$  : épaisseur de la semelle supérieure ;
- $t_w$  : épaisseur de l'âme ;
- $H$  : hauteur de la poutre ;
- $b_i$  : largeur de la semelle inférieure ;
- $t_i$  : épaisseur de la semelle inférieure.

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

### ▪ **Élancement :**

L'élancement optimal des ponts mixtes bipoutres dépend de la longueur de la portée principale.

Dans le cas d'une poutre continue de hauteur variable l'élancement est donné par les formules suivantes :

- Sur pile :  $H = L/25$  ;
- Sur culée :  $L/60 \leq H' \leq L/50$  ;
- A la clé des travées :  $L/50 \leq H' \leq L/40$ .

On opte :

- Sur pile :  $H = 3,00$  m ;
- Sur culée :  $H' = 1,40$  m ;
- A la clef des travées :  $H' = 1,80$  m.

### ▪ **Prédimensionnement des semelles :**

Les semelles sont constituées d'un plat en tôle de largeur constante ou variable et dont l'épaisseur peut aller jusqu'à **120** ou **150mm**.

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions de résistance et d'instabilité.

Pour fixer les idées, la largeur  $b_s$  de la semelle supérieure varie de 400 à 1 000 mm tandis que la largeur  $b_i$ , de la semelle inférieure varie de 500 à 1 200 mm

Pour notre cas on prend les dimensions suivantes :

#### ❖ Semelles sur pile :

- ✓ La largeur de la semelle supérieure :  $b_s = 1\ 000$  mm ;
- ✓ L'épaisseur de la semelle supérieure  $t_s = 50$  mm ;
- ✓ La largeur de la semelle inférieure :  $b_i = 1\ 200$  mm ;
- ✓ L'épaisseur de la semelle inférieure  $t_i = 60$  mm

#### ❖ Semelles à la clef / sur culée :

- ✓ La largeur de la semelle supérieure :  $b'_s = b''_s = 700$  mm ;
- ✓ L'épaisseur de la semelle supérieure  $t'_s = t''_s = 40$  mm ;
- ✓ La largeur de la semelle inférieure :  $b'_i = b''_i = 900$  mm ;
- ✓ L'épaisseur de la semelle inférieure  $t'_i = t''_i = 40$  mm

Les dimensions finales sont figurées dans la

### ▪ **Prédimensionnement de l'âme :**

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- **Résistance à la corrosion.**
- **Résistance au cisaillement.**
- **Flambage vertical de la semelle dans l'âme.**
- **Résistance au phénomène de fatigue.**

## **CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul**

---

Les conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme sont :

$$t_w \geq 0,005 H_w;$$

$$t_w \geq 12 \text{ mm.}$$

On fixe:  $t_w = 40 \text{ mm}$ .

### **III.2.1.1.4. Prédimensionnement des pièces de pont**

Les pièces de pont sont des profilées en **I** à âme pleine généralement composée de tôles soudées, qui portent directement la couverture tout en assurant l'entretoisement des poutres principales.

L'espace des pièces de pont est pris égal à **4 mètres** environ,

Âme : épaisseur : **10 à 12 mm** ;

On opte pour :  $t_{w-pp} = 15 \text{ mm}$

Hauteur : de l'ordre de **1/10<sup>ème</sup>** à **1/15<sup>ème</sup>** de la largeur  $L_t$  ;

On opte pour :  $H_{-pp} = 1\ 000 \text{ mm}$

Semelles : largeur : **220 à 300 mm** (déversement lors du bétonnage et fixation des connecteurs), épaisseur : environ **20 mm**.

On opte pour :  $b_{s-pp} = b_{i-pp} = 300 \text{ mm}$  ;  $t_{w-pp} = 20 \text{ mm}$ .

### **III.2.1.2. Prédimensionnement de la couverture :**

Les dalles en béton armé sont désormais associées à l'acier pour former une structure résistante à la flexion d'ensemble de l'ouvrage : elles n'assurent donc plus seulement une fonction de transmission des efforts à l'ossature. La liaison acier-béton est assurée par des organes spécifique s'appelés connecteurs.

L'épaisseur de la dalle est constante et comprise entre 20 et 24 cm.

On opte pour :  $h_{dalle} = 24 \text{ cm}$ .

Pour éviter l'encombrement de ferrailage dans la phase de dimensionnement on peut opte pour une dalle en béton armé, renforcé par des câbles de précontraintes dans le sens transversal.

### **III.2.1.3. Présentation finale de la variante 1 :**

### III.2.2 Variante N°2 : « Pont à poutres préfabriquée en béton précontraint par post-tension »

Le pont à poutres précontraintes par post tension est parmi les types de pont les plus utilisés dans le domaine des ouvrages d'art. Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active, qui est l'armature de précontrainte. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 45 mètres.

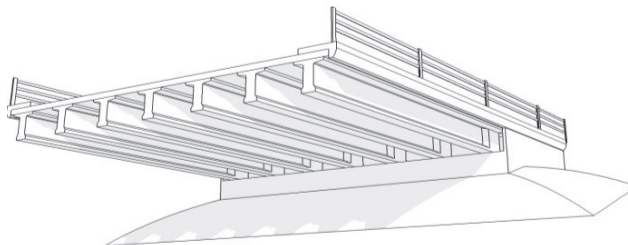


Figure III. 5 Morphologie générale d'un tablier.

#### III.2.2.1. Les avantages et les inconvénients de la variante

##### ❖ Avantages

- ✓ La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage
- ✓ Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien
- ✓ Possibilité de franchir des grandes portées
- ✓ Béton toujours comprimé qui limite la fissuration
- ✓ Bonne protection des armatures d'acier
- ✓ La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage
- ✓ Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

##### ❖ Inconvénients

- ✓ Sensibilité au tassement différentiel des appuis.
- ✓ La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- ✓ La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- ✓ Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.

#### III.2.2.2. Conception du tablier

##### III.2.2.2.1. Choix des portées

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables.

Dans la mesure du possible, on s'efforcera d'implanter les appuis à intervalles réguliers de façon à projeter un ouvrage à travées égales. Le recours à des travées de longueurs différentes est

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

naturellement à éviter puisqu'il va à l'encontre de la standardisation recherchée pour la préfabrication des poutres.

Dans notre cas on opte pour des poutres équidistantes de **40 m** de longueur, notre choix est motivé par le fait que ce type de poutre a été déjà réalisé en Algérie par les entreprises spécialisées dans la réalisation des ponts de type VIPP (ENGOA, SAPTA et COSIDER-O. A).

### III.2.2.2.2. Positionnement des poutres de rive

Dans la mesure du possible, on cherchera à positionner ces poutres de rive le plus près des bords libres du tablier, de manière à supprimer la partie de hourdis à couler en encorbellement de ces poutres de rive, difficile à coffrer.

On opte pour un espacement de  $e = 1 \text{ m}$  entre l'axe de la poutre de rive et le bord de l'hourdis.

### III.2.2.2.3. Entraxe des poutres

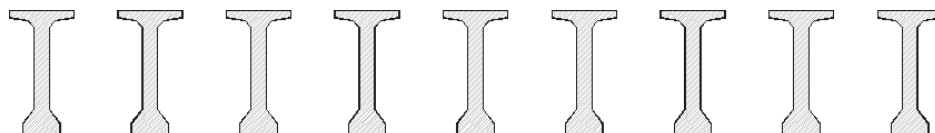
En pratique l'espacement des poutres varie entre 1,30 et 2,50 mètres.

On fixe l'espacement  $d = 1,53 \text{ m}$ .

### III.2.2.2.4. Nombres des poutres

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement entre les poutres.

$N = 9$  poutres/sens



### III.2.2.2.5. Profil des poutres

La forme des poutres est généralement en double **Té**, section de caractéristiques mécaniques bien adaptées à la gamme de portées de ce type d'ouvrage. Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

Pour fixer la coupe transversale finale de la poutre on doit prendre en considération le coffrage disponible au niveau du marché Algérien.

#### ▪ Élancement :

Pour un béton à hautes performances ( $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ ), l'élancement de la poutre est donné par la formule suivante :

$$L/20 \leq h \leq L/17, \text{ avec : } L_{\text{Poutre}} = 40 \text{ m.} \quad \text{On fixe : } h = 2 \text{ m.}$$

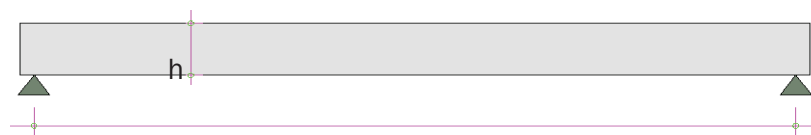


Figure III. 6 Elancement de la poutre.

### ▪ Epaisseur des âmes :

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum dépend du mode de vibration utilisé (externe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres.

Pour le cas de vibration externe l'épaisseur de l'âme est donnée par la formule suivante :

$$E_a \geq 14 + \Phi, \text{ avec } \Phi = 0,08 \text{ m (diamètre de la gaine de précontrainte).}$$

On opte pour :  $E_a = 25 \text{ cm}$ .

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaissement d'âme, appelé blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée. Au droit de l'appui, l'épaisseur de l'âme est supérieure à 30 cm.

On opte pour :  $E_a = 40 \text{ cm}$ .

### ▪ Tables de compression :

Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur.

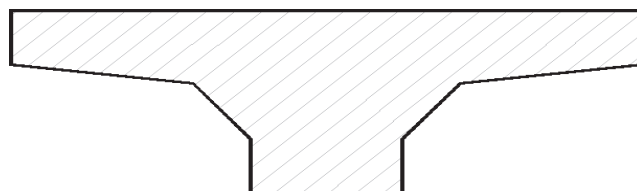


Figure III. 7 Table de compression d'une poutre.

On opte pour :  $L_{T_C} = 110 \text{ cm}$ .

L'épaisseur de la table de compression varie entre 12 et 15 cm.

On opte pour :  $E_{T_C} = 15 \text{ cm}$ .

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

---

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur, avec une inclinaison sensiblement égale à  $45^\circ$ .

### ▪ Talons :

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans des bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

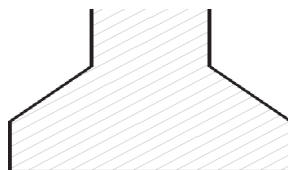


Figure III. 8 Talon d'une poutre

La largeur des talons varie de 0,4 à 0,55 m.

On opte pour :  $E_T = 55 \text{ cm}$ .

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m.

On opte pour :  $e_T = 25 \text{ cm}$ .

### ▪ Zone d'abouts :

L'épaisseur de l'about de poutre est souvent voisine de 0,50 m.

On opte pour :  $E_{\text{about}} = 60 \text{ cm}$ .

#### III.2.2.2.6. Hourdis

L'épaisseur de l'hourdis est directement liée à la portée transversale du hourdis et donc à l'espacement des poutres.

On fixe :  $h_{\text{hourdis}} = 25 \text{ cm}$ .

#### III.2.2.2.7. Les entretoises d'about

Les entretoises étant coulées en place, leur épaisseur résulte de conditions de bonne mise en œuvre du béton, puisque, comme pour les âmes, on doit ménager des cheminées de bétonnage entre le ferrailage passif. Dans la pratique, cela amène à une épaisseur de l'ordre de 25 à 30 cm, ce qui suffit dans la plupart des cas du point de vue de la résistance.

On opte pour :  $E_{\text{entretoise}} = 35 \text{ cm}$ .

Les entretoises ont une hauteur voisine de celle des poutres, ce qui leur confère une bonne rigidité.

On opte pour :  $H_{\text{entretoise}} = 1,70 \text{ m}$ .

### III.2.2.3. Présentation finale de la variante 2

### **III.2.3 Variante N°3 : « Pont Caissons en béton Précontraint construit par encorbellement successif coulé sur place »**

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent.

La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée **fléau**.

La technique de construction par encorbellements successifs s'applique au tablier en caisson en béton précontraint dont les portées sont comprises en général entre 60 et 150 mètres.

Selon la longueur de la portée, le tablier peut être :

- De hauteur constante : portée en général inférieure à 100 m
- De hauteur variable : portée en général supérieure à 100 m, la variation de hauteur est en général parabolique : hauteur importante à proximité des piles et faible en travée.

#### **III.2.3.1. Les avantages et les inconvénients de la variante**

##### **❖ Avantages**

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages.

Tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.

La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires. La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques du poussage et du lançage, tous les profils en long et tracés en plan peuvent être construits sans difficultés.

Enfin, la construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et, donc, de réduire le coût du matériel de pose.

##### **❖ Inconvénients**

La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients.

- ✓ Le nombre de voussoirs à mettre en place est grand car ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage, ce qui engendre beaucoup de main d'œuvre ainsi que beaucoup de joints à réaliser.
- ✓ Le procédé est lent et a un coût élevé notamment dû aux machines de levage.

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

- ✓ Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul.
- ✓ Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

### III.2.3.2. Schéma statique longitudinal

#### III.2.3.2.1. Répartition des travées

Les ouvrages les plus simples comportent des travées principales toutes égales. Cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la conception des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements.

Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire, qui mesure 10 à 20 pour cent de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique

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

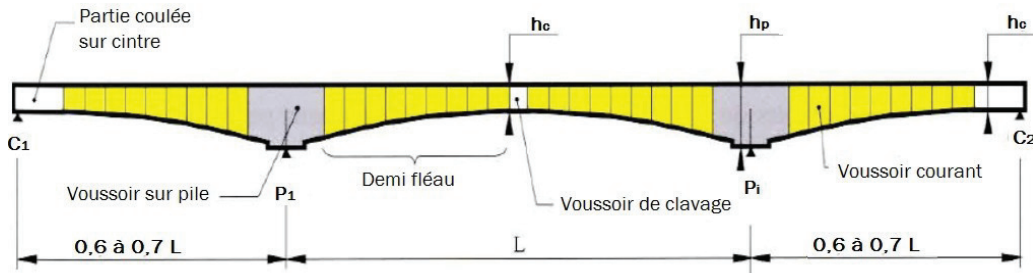


Figure III. 9 Répartitions des travées -V3

Pour cette variante, nous avons 7 travées constituées de 5 travées centrales de même longueur  $L_i = 110 \text{ m}$  et de 2 travées de rive de longueur  $L_r = 66 \text{ m}$ . La longueur maximale des travées est supérieure à 90 m donc pour ce pont la hauteur du tablier est variable de forme parabolique.

#### III.2.3.2.2. Élancement et forme de l'intrados

Une étude statistique faite à l'occasion de l'écriture de guide SETRA montre qu'on peut appliquer pour un tablier à hauteur variables les relations suivantes ;

$$\text{Sur Pile : } \frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$$

$$\text{A la Clef : } \frac{L}{h_c} = 9 + \frac{L}{7}$$

#### Application Numérique :

$$\begin{aligned} L &= 110 \text{ m ;} \\ h_p &= 6,80 \text{ m ;} \\ h_c &= 3,20 \text{ m.} \end{aligned}$$

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

Les voussoirs sur pile sont construits sur un échafaudage fixé aux piles et leur longueur doit être suffisante pour permettre le montage de la paire d'équipages mobiles, elle est couramment de l'ordre 8 à 10 m.

Pour notre cas on prend une longueur de 6,50 m pour les voussoirs sur pile et 4,20 m pour voussoirs courantes.

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles, mais à l'exception et au voisinage des culées (à une distance de 7 m), ce dernier prend une forme rectiligne.

La variation parabolique est donnée par l'équation suivante :

$$h(x) = h_p - 2(h_p - h_c) \times (x/\ell) + (h_p - h_c) \times (x/\ell)^2$$

Avec :

- $h_p$  : hauteur de voussoir sur pile ;
- $h_c$  : hauteur de voussoir à la clef ;
- $\ell$  : longueur de variation ;  $\ell = 52 \text{ m}$  ;
- $x$  : l'abscisse de la section de voussoir :  $0 \leq \ell \leq 52 \text{ m}$ .

### III.2.3.2.3. Condition d'appui

Lorsque les piles sont très hautes, il est souvent préférable d'encaster le tablier en tête de pile.

Cette solution offre l'avantage de simplifier la construction et l'exploitation de l'ouvrage puisqu'il n'y a ni dispositifs de stabilisation provisoire des fléaux, ni appareils d'appui. A cet effet, on opte pour cette solution.

Par contre Pour les deux appuis d'extrémités « les culées », généralement les voussoirs sont simplement posés afin de permettre le mouvement longitudinal de l'ouvrage.

### III.2.3.3. Conception de la section transversale

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui nous conduisent à adopter des sections en forme de caisson. Ces sections comportent également.

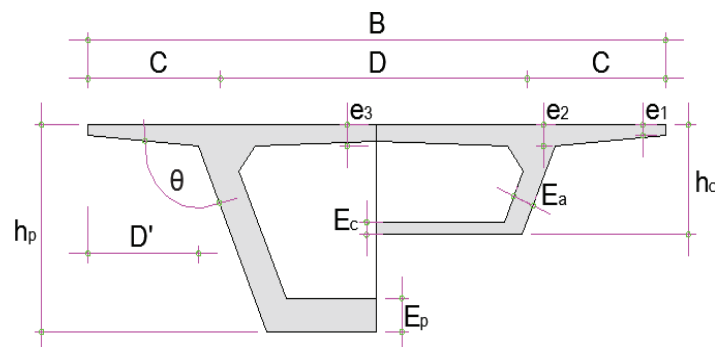


Figure III. 10 Dimensions transversales du voussoir.

### CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

- **B** : largeur totale du tablier ;
- **H<sub>p</sub>** : hauteur du voussoir sur pile.
- **H<sub>c</sub>** : hauteur du voussoir de clef ;
- **E<sub>a</sub>** : épaisseur de l'âme sur pile ;
- **E<sub>p</sub>** : épaisseur de l'hourdi inférieur sur pile ;
- **E<sub>c</sub>** : épaisseur de l'hourdi inférieur en clef ;
- **e<sub>1</sub>, e<sub>2</sub>, e<sub>3</sub>** : épaisseurs du hourdi supérieur aux sections considérées (voir schéma) ;
- **θ** : inclinaison de l'âme.

#### ❖ Largeur du tablier B :

La largeur totale du tablier est fixée par le profil en travers de la voie portée.

Pour notre cas : **B = 14,20 m.**

#### ❖ Hauteur du voussoir sur pile h<sub>p</sub> :

La hauteur de voussoir sur pile a été définie **h<sub>p</sub> = 6.80 m.**

#### ❖ Hauteur du voussoir à la clef h<sub>c</sub> :

La hauteur de voussoir à la clef a été définie

$$h_c = 3,20 \text{ m.}$$

#### ❖ Largeur D/C :

Les distances D et C dépendent de la largeur totale du tablier, Dans notre caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson ( $C = B / 4$ ).

#### Application Numérique :

$$B = 14,20 \text{ m}$$

$$C = 3,55 \text{ m}$$

$$D = 7,10 \text{ m}$$

#### ❖ Epaisseur des âmes E<sub>a</sub> :

Les âmes du caisson sont inclinées avec un angle de 10%, cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile.

L'épaisseur des âmes est ajustée en fonction des exigences de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant. On peut la fixer, au stade du prédimensionnement, en partant de la formule statistique suivante :

$$E_a = 26 + \frac{L(m)}{5}$$

On prend : **E<sub>a</sub> = 50 cm.**

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

### ❖ L'épaisseur de l'hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par les conditions de résistance en flexion transversale.

$$E_c \geq \max \{18 ; 3 \times \Phi; E_a/3\} \text{ cm Avec } \Phi_g=8\text{cm Soit}$$

$$E_c = 30 \text{ cm}$$

Au voisinage des piles, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par le niveau d'intensité des contraintes normales dues à la flexion générale. L'épaisseur est prise égale à 2,5 fois l'épaisseur minimale  $E_c$  pour les tabliers de hauteur variable.

$$\text{Donc : } E_p = 75 \text{ cm.}$$

### ❖ L'épaisseur de l'hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées. En appelant toujours  $D$  sa portée entre axes des âmes, les différentes épaisseurs données par les formules statistiques suivantes :

$$e_1 \geq 20 \text{ ou } 25 \text{ cm ;}$$

$$D'/5 \geq e_2 \geq D'/7 \text{ cm ; } D' = C - E_a/2 ;$$

$$e_3 \geq D/25 \text{ cm.}$$

Donc on opte pour :

- $e_1 = 25 \text{ cm}$
- $e_2 = 50 \text{ cm}$
- $e_3 = 50 \text{ cm}$

### ❖ Goussets :

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants.
- Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage.
- Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage.

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle  $\alpha$  compris entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$  pour faciliter le bétonnage.

Leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

#### **III.2.3.4. Présentation finale de la variante 3**

### III.2.4 ANALYSE MULTICRITERE

L'analyse multicritère ou les méthodes d'aide à la décision multicritères désignent généralement un ensemble d'outils qui permettent de progresser dans la résolution d'un problème de décision où plusieurs objectifs, souvent contradictoires, doivent être pris en compte. Elle permet de concilier les aspects économiques, le design technologique, architectural et les conséquences sociales et environnementales.

#### III.2.4.1. DEFINITION DES VARIANTES

- **Bipoutre Mixte (75 m)** : Pont bipoutre mixte de hauteur variable.
- **VIPP (40 m)** : Viaduc indépendant à poutres préfabriquées.
- **Encorbellement (110 m)** : Pont en encorbellement successifs de hauteur variable.

#### III.2.4.2. Analyse des variantes

Les critères adoptés dans l'analyse multicritère des variantes sont :

- ✓ Le coût : L'estimation du coût du projet pour chaque variante.
- ✓ L'esthétique : Bien que nous ayons essayé de soigner l'esthétique de toutes les variantes, les solutions en caisson ou en bipoutre mixte présentent une esthétique bien meilleure que celle du VIPP.
- ✓ Impact sur l'environnement
- ✓ Fonctionnement : Ce critère est composé de quatre sous critères :
  - Le niveau de technicité
  - La sécurité de chantier
  - Le délai d'exécution
  - L'entretien.

Tableau III. 1 Tableau d'analyse multicritères

| Type Critère      | Pont mixte | Pont VIPP | Pont caisson |
|-------------------|------------|-----------|--------------|
| <b>Economie</b>   | -          | -         | +            |
| <b>Entretien</b>  | -          | +         | +            |
| <b>Esthétique</b> | +          | -         | +            |
| <b>Exécution</b>  | -          | +         | +            |

Puisque la variante encorbellement (110m) est favorisée à celle bipoutre mixte (110m), donc nous avons décidé de retenir la variante pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs de hauteur variable nommée « Encorbellement (110m) ».

Par comparaison technique, nous pouvons expliquer le choix définitif de cette variante par :

- **L'optimisation du coût du projet** ; nous trouvons que le VIPP est un concurrent de la variante retenue vue que son exécution est plus courante, mais dans notre cas la hauteur des 10 appuis qui atteignent les 30 m pour le VIPP seront évidemment plus économiques si on les réduit à 4 appuis de même hauteur avec la solution retenue.

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

### III.2.4.3. CONCLUSION

Nous nous intéressons dans toute la suite à l'étude détaillée de la variante retenue ;

« **Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec un tablier de hauteur variable et de portée centrale de 110 m** ».

### III.3. LES HYPOTHESES DE CALCUL

Le but de cette partie est de présenter les règlements, les documents de calcul, les caractéristiques et les contraintes limites des matériaux des éléments de l'ouvrage (béton du tablier, béton des piles et culées, béton des fondations profondes, aciers de précontrainte et armatures passives).

#### III.3.1 Normes et règles de calcul

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

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

#### III.3.2 MATERIAUX (Selon la norme EN1992-1-1)

Paramètres de conception –

Tableau III. 2 Facteurs partiels pour l'état limite ultime (EN 1992 -1-1 :2004, 2.4.2.4)

| Situation de projet    | $\gamma_c$ béton | $\gamma_s$ acier de béton armé | $\gamma_s$ de précontrainte |
|------------------------|------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| Durable<br>transitoire | 1,<br>50         | 1,<br>15                       | 1,<br>15                    |

- factor  $\alpha_{cc}$ ,  $\alpha_{ct}$  : coefficients tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et en traction

$\alpha_{cc} = 0.85$  (pour la résistance en compression)

$\alpha_{ct} = 1.00$  (pour la résistance en traction)

## CHAPITRE III. Conception et hypothèses de calcul

### III.3.2.1. BETON

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " $f_{c28}$ " elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Tableau III. 3 Les bétons utilisés

| BETON     | $f_{t28}$<br>(MPa) | $f_{c28}$<br>(MPa) | $E_{28}$<br>(MPa) | $\sigma_b$<br>(MPa) |
|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|---------------------|
| Tablier   | 40                 | 3.0<br>0           | 37.6<br>19        | 24.<br>00           |
| Pile      | 27                 | 2.2<br>2           | 33.0<br>00        | 16.<br>20           |
| Fondation | 27                 | 2.2<br>2           | 33.0<br>00        | 16.<br>20           |
| Culée     | 27                 | 2.2<br>2           | 33.0<br>00        | 16.<br>20           |
| Pieux     | 35                 | 2.7<br>0           | 35.9<br>82        | 21.<br>00           |

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \quad E_{28} = 11000 F_{c28}(1/3) ; \quad \sigma_b = 0.6f_{c28}$$

- $f_{c28}$  = Désigne la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ;
- $f_{t28}$  = Désigne la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
- $E_{28}$  = Désigne le module de déformation longitudinale instantanée du béton
- $\sigma_b$  = Désigne la limite de la contrainte de compression du béton.

### III.3.2.2. ACIER POUR ARMATURES PASSIVES

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance HA 500

La limite d'élasticité :  $f_{yk}(g) = 500$  MPa

Module de déformation élastique :  $E_s(g) = 200$  GPa

Poids volumique :  $g = 78.5$  KN/m<sup>3</sup>

❖ L'enrobage considéré est de :

- ✓ 5 cm pour le tablier en béton précontraint, culées et fûts
- ✓ 4cm pour les semelles.
- ✓ 7 cm pour les pieux de fondation.

### III.3.2.3. ACIER POUR CABLES DE PRECONTRAINT

Les torons prévus pour constituer les câbles de précontrainte devront avoir les caractéristiques mécaniques suivantes :

Tableau III. 4 Câble de précontrainte

| Numéro   | Notion        | Valeur         | Unité           |
|--|---------------|----------------|-----------------|
| Diamètre nominal   | $\varnothing$ | 15.2 ( 0.62" ) | mm              |
| Section nominale   | $A_p$         | 150            | mm <sup>2</sup> |
| Masse nominale   | $\gamma$      | 1.18           | kg/m            |
| Charge de rupture garantie du câble                            | $f_{pk}$      | 1,860          | MPa             |
| Charge à la limite conventionnelle d'élastique à 0.1 %         | $f_{p0.1k}$   | 1,600          | MPa             |
| Force nominale de rupture garantie                             | $F_r$         | $\geq 258$     | KN              |
| Force nominale à la limite caractéristique d'élasticité à 0,1% | $F_p$         | $\geq 219$     | KN              |
| Module de la déformation élastique                             | $E_p$         | 195            | GPa             |
| La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures    | $\rho_{1000}$ | $\leq 2.5$     | %               |

### III.3.2.4. 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.



# **EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

---



**ENSTP 2019-2020**

---

## CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### IV.1.INTRODUCTION

Il s'agit d'un pont routier, notre ouvrage doit tenir dans les différentes phases de vie d'un ouvrage (Construction, Service et Séisme). Il est soumis aux différentes actions (Poids Propre, Surcharges routières, équipements, surcharges de trottoirs, Force du au séisme).

Dans ce chapitre, nous allons donner une description de ces différentes charges et surcharges aux quel sera soumis notre pont.

### IV.2.EVATUATION DES ACTIONS

#### IV.2.1 Evaluation des actions hors trafic

##### IV.2.1.1 Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (Charges des trottoirs, Revêtement, Dispositif de sécurité).

- **Poids des voussoirs Pt :**

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

$$P(x) = \gamma_b \times V(x).$$

Tell que :  $\gamma_b = 25 \text{KN/m}$  ;  $V(x) = S(x) \times L$  ;

$S(x)$  : la section d'un caisson. ;

$L$  : la longueur des voussoirs

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV. 1 Estimation du poids total des voussoirs.

| N° Voussoirs | L Voussoirs (m) | S(x)  | P(kN)   |
|--------------|-----------------|-------|---------|
| VSP          | 8               | 15,60 | 3120,00 |
| V01          | 5               | 14,40 | 1800,00 |
| V02          | 5               | 13,45 | 1681,25 |
| V03          | 5               | 12,70 | 1587,50 |
| V04          | 5               | 12,37 | 1546,24 |
| V05          | 5               | 11,79 | 1473,33 |
| V06          | 5               | 11,36 | 1420,21 |
| V07          | 5               | 10,99 | 1374,19 |
| V08          | 5               | 10,73 | 1341,31 |
| V09          | 5               | 10,53 | 1316,11 |
| V10          | 5               | 10,50 | 1312,70 |
| Vscl         | 2               | 13,79 | 689,27  |

**Poids total d'un demi fléau : 16 757,47 KN ; Poids total de l'ouvrage : 204 536,00 KN.**

## CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

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

Elles représentent les éléments non porteurs, Une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) d = 8cm d'épaisseur, membrane d'étanchéité 0.5 cm.

Tableau IV. 2 Estimation du poids dû aux CCP

| Eléments                          | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/ml) | Poids (KN)      |
|-----------------------------------|------------------------------|---------------|-----------------|
| Trottoir + corniches              | 25                           | 21            | 14322           |
| Poids des glissières +garde-corps | /                            | 2             | 1364            |
| Revêtement en BB                  | 24                           | 23.04         | 15713.28        |
| Poids CCP                         | /                            | <b>46,0</b>   | <b>31399,28</b> |

**Poids Total G<sub>v</sub>=204 536,00 KN.**

**Poids Total G<sub>Total</sub> = G<sub>v</sub> + G<sub>Ccp</sub> = 235 935,28 kN.**

### IV.2.2 Evaluation des actions dues au trafic :

D'après le RCPR, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routière type A (l)
- Système de charge routière type B (Bc, Bt, Br)
- Système de charge militaire Mc120
- Convoi exceptionnel D240

#### IV.2.2.1 Caractéristiques du pont :

➤ **Largeur roulable L<sub>r</sub>**

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

Dans notre cas la **L<sub>r</sub> =12m.**

➤ **Largeur chargeable L<sub>c</sub>**

Elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue). Dans notre ouvrage **L<sub>c</sub> = 11m.**

Tableau IV. 3 Caractéristiques du pont.

|                    |        |
|--------------------|--------|
| Largeur roulable   | 12m    |
| Largeur chargeable | 11m    |
| Nombre de voie     | 3      |
| Largeur d'une voie | 3.67 m |

## CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### ❖ Classe de pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

Tableau IV. 4 Les classes des ponts routes.

| Classe | La largeur roulable     |
|--------|-------------------------|
| 1      | $L_r \geq 7m$           |
| 2      | $7m \geq L_r \geq 5.5m$ |
| 3      | $L_r \leq 5.5m$         |

Dans notre cas  $L_r = 12m \geq 7m$ , donc notre pont est dans la catégorie de première classe.

### IV.2.2.2 Système de charge A :

C'est une charge uniforme appliquée sur une ou plusieurs voies. L'évaluation de la charge A en  $kN/m^2$  se fait selon la formule établie aux articles 4.4 du RCPR-2010, selon la longueur du pont.

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12} \quad (KN/m^2)$$

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

Tableau IV. 5 les valeurs du coefficient  $a_1$

| Nombre de voies chargées (N) |           | Les coefficients $a_1$ |      |      |      |      | Largeur conventionnelle $V_0(m)$ |
|------------------------------|-----------|------------------------|------|------|------|------|----------------------------------|
|                              |           | 1                      | 2    | 3    | 4    | 5    |                                  |
| Classe du pont               | Première  | 1.00                   | 1.00 | 0.90 | 0.75 | 0.70 | 3.50                             |
|                              | Deuxième  | 1.00                   | 0.90 | -    | -    | -    | 3.00                             |
|                              | Troisième | 0.90                   | 0.80 | -    | -    | -    | 2.75                             |

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application des coefficients ci-dessus, est inférieure à  $(4 - 0.002 \times l) kN/m^2$ , expression dans laquelle la longueur chargée / est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge  $A_1$  est obtenue par :

$$A_1 = \max \left\{ \frac{a_1 A(l)}{4 - 0.002l} \right\} \quad (KN/m^2)$$

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

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

$a_1 = 0.90$  (coefficient pour ouvrage de 1ère classe à 1 et 3 voies)

$v_0$  : largeur conventionnelle = **3.50 m** (largeur de voie)

## CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

$$b_{\text{chargeable}} = 11.00 \text{ m}$$

$$n_{\text{max}} = 3$$

$$v : \text{largeur d'une voie} = b_{\text{charg}} / \text{max nvoies} = 3.67 \text{ m}$$

$$a_2 = v_0 / v = 0.95$$

### IV.2.2.3 Système de charge B :

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

- Le système Bc qui se compose de camions types (300 kN) ;
- Le système Bt se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » ;
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 kN).

#### ❖ Système de charges Bc / Article 4.5.1 RCPR :

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

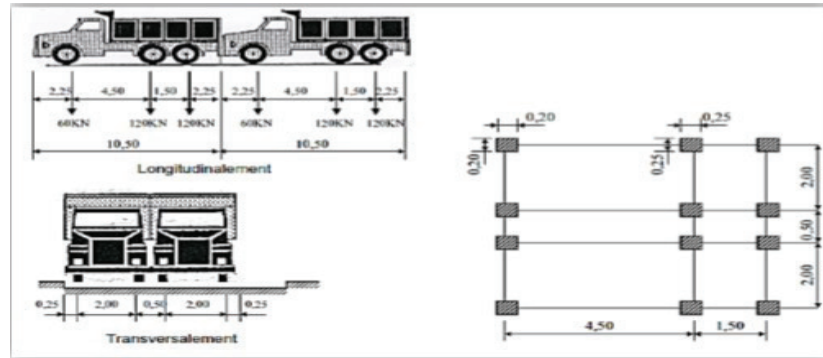


Figure IV. 1 Système de chargement Bc.

#### • Les coefficients bc :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 3.50 m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contiguës ou séparées.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du selon le tableau suivant :

Tableau IV. 6 Les valeurs de bc.

| Nombre de voies chargées (N) |           | Les coefficients bc |      |      |      |      | Largeur conventionnelle $V_0$ (m) |
|------------------------------|-----------|---------------------|------|------|------|------|-----------------------------------|
|                              |           | 1                   | 2    | 3    | 4    | 5    |                                   |
| Classe du pont               | Première  | 1.20                | 1.10 | 0.95 | 0.80 | 0.70 | 3.50                              |
|                              | Deuxième  | 1.00                | 1.00 | -    | -    | -    | 3.00                              |
|                              | Troisième | 1.00                | 0.80 | -    | -    | -    | 2.75                              |

## CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV. 7 Système de charges Bc

| N° des voies | B <sub>c</sub><br>(kN) | b <sub>c</sub> | B <sub>c</sub> x b <sub>c</sub> (kN) |
|--------------|------------------------|----------------|--------------------------------------|
| <b>1</b>     | 600                    | 1,2            | 720                                  |
| <b>2</b>     | 1200                   | 1,1            | 1320                                 |
| <b>3</b>     | <b>1800</b>            | <b>0,95</b>    | <b>1710</b>                          |
| <b>4</b>     | 2400                   | 0,8            | 1920                                 |

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

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients b<sub>t</sub> suivants :

Tableau IV. 8 Coefficients b<sub>t</sub> selon la classe du pont

| Classe du pont | Première | Deuxième |
|----------------|----------|----------|
| Coefficient    | 1.20     | 1.00     |

NB :

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

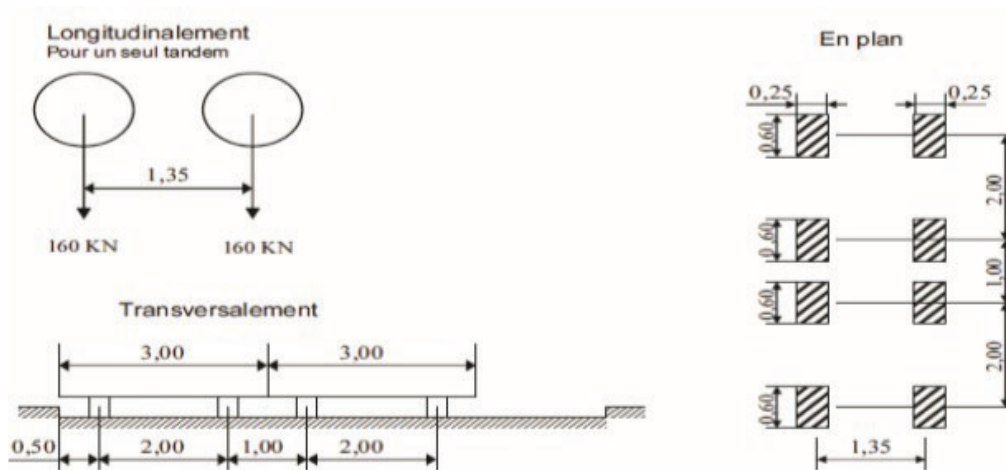


Figure IV. 2 Système de chargement Bt.

Tableau IV. 9 Système de chargement Bt.

| N° des voies     | B <sub>t</sub> (kN) | b <sub>t</sub> | B <sub>t</sub> x b <sub>t</sub> (kN) |
|------------------|---------------------|----------------|--------------------------------------|
| <b>1</b>         | 320                 | 1,2            | 384                                  |
| <b>2 - 3 - 4</b> | 640                 | 1,2            | 768                                  |

### IV.2.2.4 Convoi exceptionnel : D240

Le convoi type D de 2400 KN est une charge exceptionnelle, qui est supposé réparti au niveau de la chaussée sur 1 seule rectangle uniformément chargé de 3.20m de largeur et 18.60m de longueur.

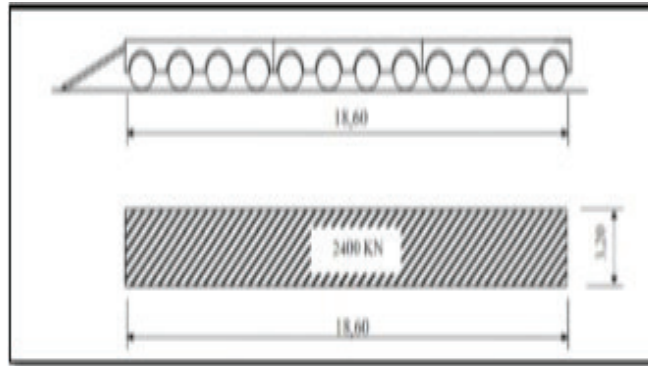


Figure IV. 3 Convoi exceptionnel D240.

Cette charge n'est pas frappée de majorations dues aux effets dynamiques et elle ne développe aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

### IV.2.2.5 Convoi Militaire Mc120 (véhicule chenille)

La charge du système type Mc120 représente un véhicule militaire qui comporte 2 chenilles avec les caractéristiques suivantes :

- Masse totale = 1100 KN
- Longueur d'une chenille = 6.10 m
- Largeur d'une chenille = 1.00 m
- Distance d'axe des deux chenilles = 3.30 m

Ces véhicules peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal de la route 1 seul convoi est supposé circuler. Dans le sens longitudinal de la route le nombre des véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable, avec une distance entre axes des impacts sur la chaussée au moins égale à 36.60m

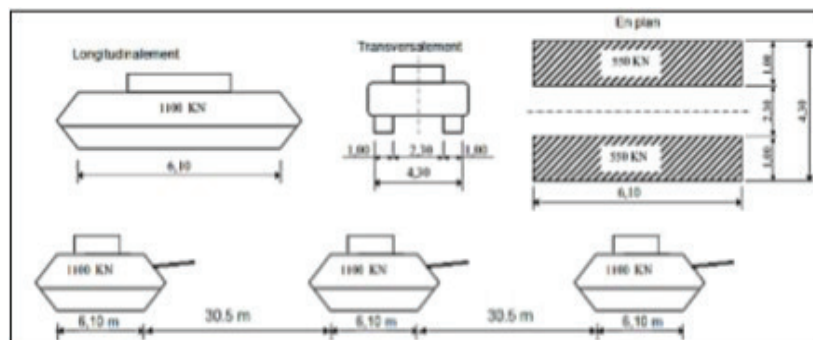


Figure IV. 4 Convoi de charge Mc 120.

## CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### IV.2.2.6 Coefficient de majoration dynamique des charges du type B

Total les charges de calcul des sous-systèmes du type B sont données par l'expression :

$$Q = \delta \times b \times B$$

- $b = bc$  ou  $bt$  selon le cas
- $\delta$  = coefficient de majoration dynamique donné par l'expression

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes  $Bc$ ,  $Bt$ ,  $Br$  est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times S} G + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} L$$

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

Les résultats sont mentionnés dans *l'Annexe B*,

Tableau IV. 10 Les valeurs de  $\delta$ .

| Système de chargement | $\delta$ |
|-----------------------|----------|
| <b>Bc</b>             | 1.041    |
| <b>Bt</b>             | 1.034    |

### IV.2.2.7 Efforts de freinage :

#### ❖ Système de charge Bc

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

#### ❖ Système de charge A

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

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (KN)}$$

Tableau IV. 11 Effort de freinage A(l).

| N des voies  | S (m <sup>2</sup> ) | A(l) (kN/m <sup>2</sup> ) | F (kN) | F (kN/ml) |
|--------------|---------------------|---------------------------|--------|-----------|
| <b>Cas 1</b> | 726,00              | 5,94                      | 191,35 | 17,40     |
| <b>Cas 2</b> | 1936,00             | 3,62                      | 261,81 | 23,80     |
| <b>Cas 3</b> | 1936,00             | 3,62                      | 261,81 | 23,80     |

**F<sub>max-3voies</sub> = 261.81 KN.**

### **IV.2.3 Autre charge :**

#### **IV.2.3.1 Actions climatiques (Selon la norme RCPR-10)**

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le **Tableau 3.2 RCPR**  $\Delta T (\Delta\theta) = \pm 7^\circ\text{C}$ .

D'après le cahier des clauses techniques particulières (CCTP), on adopte les variations de température uniforme suivantes :

- En Algérie du nord (climat tempéré) :  $+35^\circ\text{C}$  et  $-15^\circ\text{C}$  ;
- Pour le proche et moyen sud :  $+45^\circ\text{C}$  et  $-20^\circ\text{C}$  ;
- Pour l'extrême sud :  $+50^\circ\text{C}$  et  $-30^\circ\text{C}$ .

On adopte une variation uniforme de température T de :  $+35^\circ\text{C} / -15^\circ\text{C}$ .

#### **❖ Actions de la température dans les piles :**

Il y a lieu de prendre en compte les effets d'un gradient linéaire de température entre surfaces opposées des piles. En l'absence d'exigences particulières il convient de considérer une valeur caractéristique du gradient linéaire égale à  $10^\circ\text{C}$  dans le cas des piles en béton, qu'elles soient creuses ou pleines. De plus, il y a lieu de considérer, une différence de température entre les faces interne et externe d'une paroi (dans le cas de piles creuses) dont la valeur caractéristique est fixée à  $15^\circ\text{C}$  en l'absence d'indications particulières.

#### **IV.2.3.2 Vent :**

Pour les ouvrages en service le vent exerce une pression horizontale statique appliquées surfaces frappées d'intensité égale à  $W = 2.00 \text{ kN/m}^2$  Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée et sa pression est appliquée à la surface intéressée des piles et du tablier.

Lorsque le pont comporte des piles hautes et minces en élévation, il y a lieu de prendre en compte un vent oblique développant des pressions verticales. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- $2,00 \text{ kN/m}^2$  pour les ouvrages en service ;
- $1,25 \text{ kN/m}^2$  pour les ouvrages en cours de construction.

La surface frappée dans ce cas correspond à la projection horizontale du tablier.

#### **IV.2.3.3 Tassements et desnivellations (Selon la norme RCPR-10)**

Max longueur, **L = 80 m.**

$$\delta = L / 5000 = 16 \text{ mm}$$

### IV.3. COMBINAISON DES ACTIONS :

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

#### IV.3.1 Valeurs caractéristiques des actions

##### IV.3.1.1 Coefficients pour les actions permanentes

Les valeurs caractéristiques à considérer sont celles définies, multipliées par les coefficients du *Tableau IV.3-1* ci-après qui dépend de l'état limite (ultime ou de service) et de la nature de la charge pour laquelle il est référé.

Tableau IV. 12 Coefficients de pondération des actions permanentes

| Charge                     | Gmax | Gmin |
|----------------------------|------|------|
| Poids propre               | 1.06 | 0.9  |
| Terres                     | 1.05 | 0.95 |
| Etanchéité                 | 1.2  | 0.8  |
| Enrobé et béton bitumineux | 1.4  | 0.8  |
| Autres équipements         | 1.2  | 0.8  |
| Autres charge              | 1    | 1    |

Les valeurs caractéristiques ainsi obtenues doivent être utilisées dans les combinaisons d'actions.

##### IV.3.1.2 Coefficients pour les actions dues au trafic

Tableau IV. 13 Coefficients pondération des actions dues au trafic

| Charge   | Nature de l'état limite |     |
|--|-------------------------|-----|
|  | ELU de résistance       | ELS |
| -Charge de chaussées et effets annexes,<br>-Charge sur remblais  | 1.07                    | 1.2 |
| -Charge militaires,<br>-Charge exceptionnelles                   | 1                       | 1   |
| -Charges sur trottoirs<br>-Gardes corps,<br>-Passerelles piétons | 1.07                    | 1   |

##### IV.3.2 Forme générale des combinaisons d'actions

Le tableau ci-après stipule les différentes combinaisons de calcul dans les deux états limite ultime et service.

## CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV. 14 les combinaisons de charges

| Nature de l'état limite | Numéro des combinaisons | Combinaisons                         |
|-------------------------|-------------------------|--------------------------------------|
| ELU                     | 1                       | $1,35G + 1,6 A (L) + 1,6St$          |
|                         | 2                       | $1,35G + 1,6 A (L) + 1,6St$          |
|                         | 3                       | $1,35G + 1,6 A (L) + 1,6St$          |
|                         | 4                       | $1,35G + 1,6 Bc + 1,6St$             |
|                         | 5                       | $1,35G + 1,6 Bt + 1,6 St$            |
|                         | 6                       | $1,35G + 1,6 Br + 1,6 St$            |
|                         | 7                       | $1,35G + 1,35Mc120$                  |
|                         | 8                       | $1,35G + 1,35E$                      |
| ELS                     | 9                       | $G + 1,2A (l) + 1.2St$               |
|                         | 10                      | $G + 1,2BC + 1.2St$                  |
|                         | 11                      | $G + 1,2Bt + 1.2St$                  |
|                         | 12                      | $G + 1,2Br + 1.2St$                  |
|                         | 13                      | $G + Mc120$                          |
|                         | 14                      | $G + E$                              |
|                         | 15                      | $G + 1,2(A (L) + St) + 0,5 \Delta T$ |
|                         | 16                      | $G + 1,2(Bc + St) + 0,5 \Delta T$    |
|                         | 17                      | $G + Mc120 + 0,5 \Delta T$           |
|                         | 18                      | $G + E + 0,5 \Delta T$               |
|                         | 19                      | $G + Qr$                             |

### IV.4.CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre les charges et surcharges que supporte la structure longitudinalement et transversalement. Leur mise en application sur la structure sera présentée dans le chapitre suivant en faisant appel à la modélisation numérique.



# **ETUDE DU TABLIER**

---



**ENSTP 2019-2020**

---

### V.1. INTRODUCTION :

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

- **Les câbles de fléau :** Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction, et ça afin de jouer un double rôle :
  - ✓ Assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier ;
  - ✓ Assurer la stabilité des fléaux. La première condition fixe la force de la précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.
- **Les câbles de continuités :** Ils sont enfilés au voisinage de la clef de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

### V.2. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE :

#### V.2.1. Etude du fléau

##### V211. Méthode de construction

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un **fléau**.

##### V212. Cinématique de construction

Dans ce paragraphe, on présentera les étapes de construction de l'ouvrage puisque ces étapes conditionnent le calcul des câbles de précontraintes par la suite. Rappelons que l'ouvrage est formé de 07 travées (05 centrales et 02 de rive) ainsi on dispose de 08 appuis dont 02 culées et 06 appuis intermédiaires.

##### V213. Les charges intervenant dans la phase de construction :

Les charges appliquées à la console en cours de la construction, pour notre ouvrage, sont :

##### ➤ Poids propre du fléau

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

##### ➤ Charges variables d'exécution :

On distingue deux types de charges variables :

➤ **Charges de chantier aléatoires :**

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie  $Q_{pra1}$  de **0,02 t/m<sup>2</sup>** et une surcharge concentrée

$$Q_{pra2} = 5 + 0,5B = 5 + 0,5 \times 14,2 = 12,1 \text{ t}$$

(B : largeur du hourdis supérieur) appliquée en bout de fléau, représentant le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs et des autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

➤ **Charges de chantier connu :**

On prend le poids de l'équipage mobile  $Q_{prc1}$  égal à **50 t** concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

➤ **Actions accidentelles (F<sub>A</sub>) :**

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. Cette surcharge est égale à deux fois celle de l'équipage mobile donc :

$$F_A = -2 \times Q_{prc1} \cdot F_A = -2 \times 50 = -100 \text{ t}$$

Tableau V. 1 Les charges intervenant dans la phase de construction

| $G_{tot}$ (t) | $Q_{prc}$ (t) | $Q_{pra}$ (t)         |                         | $Q_w$ (t) | $F_A$ (t) |
|---------------|---------------|-----------------------|-------------------------|-----------|-----------|
| 23 593,528    | 50            | Les charges réparties | Les charges concentrées | 0.02      | 100       |
|               |               | 0,02                  | 12,1                    |           |           |

**V214 Combinaisons d'action**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 : 1.1(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{prc1}^{max} + Q_{prc1}^{min} + Q_{pra1} + Q_{pra2}) \\ A_2 : 0.9(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{prc1}^{max} + Q_{prc1}^{min} + Q_{pra1} + Q_{pra2}) \end{array} \right.$$

Avec :

- $G_{max}$  : Poids du demi-fléau du côté du déséquilibre majoré de 2%.
- $G_{min}$  : Poids du demi-fléau de l'autre côté du déséquilibre minoré de 2%.
- $Q_{prc1}^{max}$  : Poids de l'équipage mobile du côté du déséquilibre majoré de 6%.
- $Q_{prc1}^{min}$  : Poids de l'équipage mobile de l'autre côté du déséquilibre minoré de 4%.

$$D'où : \left\{ \begin{array}{l} G_{max} = 1.02G \\ Q_{prc1}^{max} = 1.06 Q_{prc1} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} G_{min} = 0.98G \\ Q_{prc1}^{min} = 0.96 Q_{prc1} \end{array} \right.$$

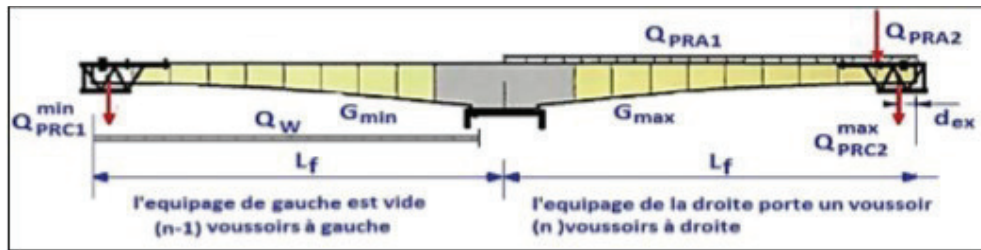


Figure V. 2 Combinaisons en situation temporaire.

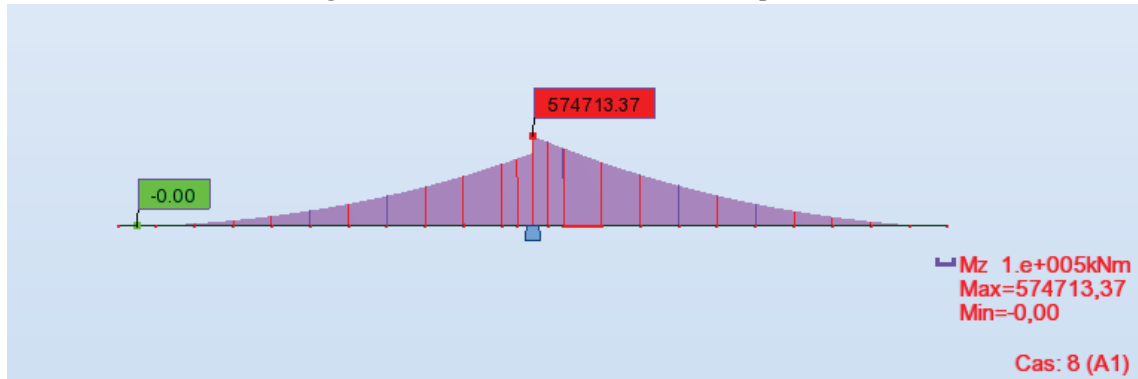


Figure V. 3 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A1)

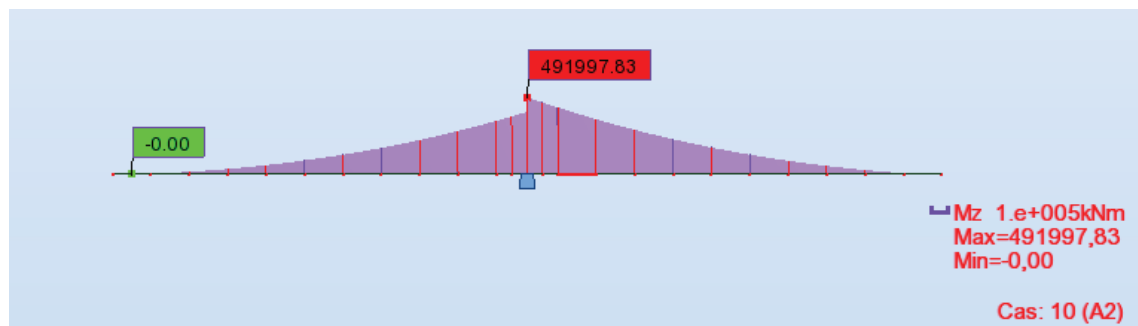


Figure V. 1 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A2)

➤ Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)

$$\begin{cases} B_1 : 1.1(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}) \\ B_2 : 0.9(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}) \end{cases}$$

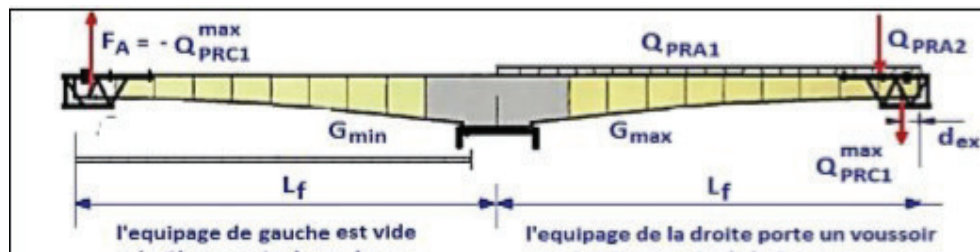


Figure V. 4 Combinaisons accidentelles

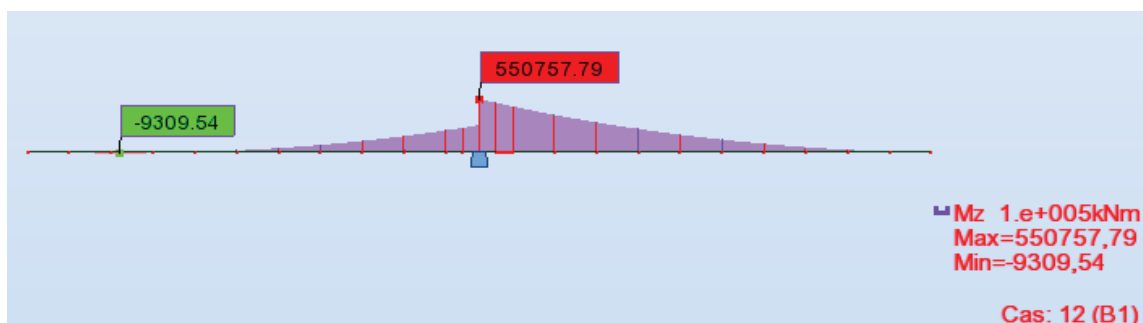


Figure V. 5 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons accidentelles(B1)

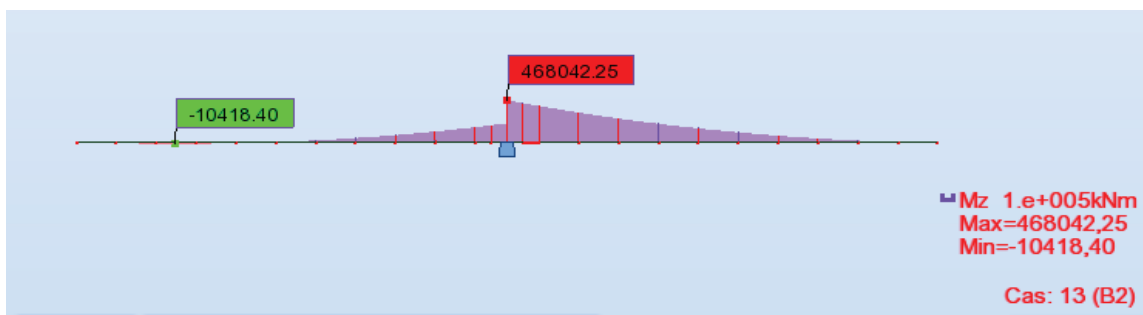


Figure V. 6 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons accidentelles(B2)

D'après les résultats du calcul, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte de fléau est «  $M=574713,37 \text{ KN.m}$  ».

#### V.2.15. Etude de la précontrainte de fléau :

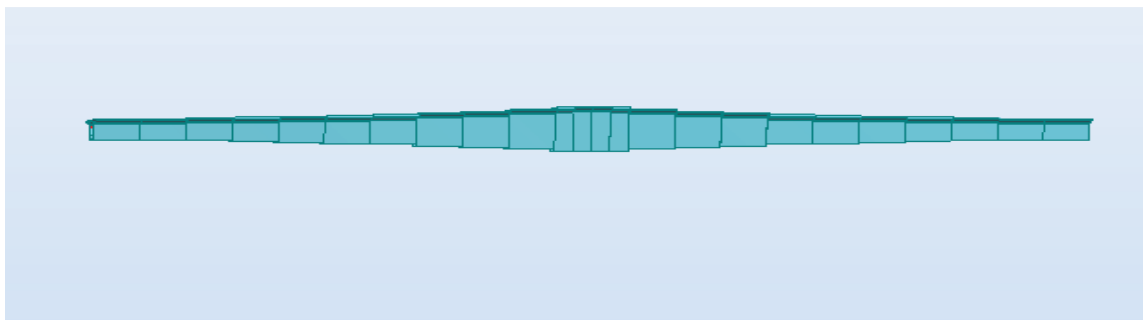


Figure V. 7 Modélisation d'un fléau.

##### V.2.1.5.1. Calcul de la précontrainte de fléau : (Disposition des câbles) :

Les câbles du fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure et ils sont mis en place au fur et à mesure de l'avancement de la construction, Le décroissement des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

##### V.2.1.5.2. Câblages :

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent au niveau des fibres supérieures et inférieures des contraintes. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

- Sur la fibre supérieure :  $\sigma_{sup} = -\frac{|M|V}{I}$
- Sur la fibre inférieure :  $\sigma_{inf} = \frac{|M|V'}{I}$

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures. L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

Les contraintes engendrées par l'effet de la précontrainte sont écrites comme suit :

- Fibre supérieure :  $\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I}$  (Compression)
- Fibre inférieure :  $\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I}$  (Traction)

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Cela donne :

- Fibre supérieure :  $\frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{|M|V}{I} = 0$
- Fibre inférieure :  $\frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} + \frac{|M|V'}{I} = 0$

Avec :

- $\sigma_{sup}$  : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.
- $\sigma_{inf}$  : La contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.
- $P$  : La force de précontrainte.
- $V$  : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
- $V'$  : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
- $I$  : Le moment d'inertie longitudinal de la section.
- $e$  : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- $M$  : moment maximal dû aux poids propres et surcharge.
- $S$  : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \sigma_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient pas dépassées :

$$\frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

- $\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de compression.
- $\sigma_{bt}$  : Contrainte admissible de traction.

A la limite on aura :

$$P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir  $V_i$ .

Chaque voussoir  $V_i$  doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir  $V_{i+1}$ , avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.

Pour calculer l'effort «  $P$  », on doit fixer le «  $e$  ».

**V.2.1.5.3. Détermination du nombre de câbles de fléau :**

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0} \quad \text{D'où : } P_0 = 0.75 \times \bar{\sigma} P_0 \times S$$

- En estimant les pertes à 25%
- $P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15S peut créer.
- $F_{prg} = 1860$  MPa pour un câble de 1 T15 s.
- $F_{peg} = 1674$  MPa pour un câble de 1 T15 s.

**La tension d'origine :**

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée «  $\sigma p_0$  ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes : La tension à l'ancrage vaut alors :

$$\bar{\sigma} P_0 = \text{Min} (0.8 F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488, 1494)$$

$\sigma p_0 = 1488$  MPa. Avec :  $S = 2250 \text{ mm}^2 = 0,0018 \text{ m}^2$

$$\bar{\sigma} p_0 = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = 0.75 \times \bar{\sigma} \quad p_0 \times S$$

$$P_0 = 0.75 \times 1488 \times 2250 \times 10^{-3}$$

**$P_0 = 3,35 \text{ MN}$**

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques

- Section :  $S = 15,60 \text{ m}^2$ .
- Inertie :  $I = 110,00 \text{ m}^4$ .
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure :  $V = 3,02 \text{ m}$ .
- $e = V - d$ , On prend l'enrobage  $d = 0.15 \text{ m} \Rightarrow e = 3.02 - 0.15 = 2,87 \text{ m}$ .
- Grâce à la symétrie des deux fléaux ; on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux, gauche ou droit.

Le moment à l'encastrement est :  $M = 574713,37 \text{ KN.m}$  (calculer précédemment)

$$\Rightarrow P = \frac{\frac{M.V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}} = 110,42 \text{ KN}$$

On trouve :  $N = \frac{P}{P_0} \geq 43,97 \Rightarrow$

**$N = 44 \text{ Câbles}$**

**V.2.1.5.4. Répartition des câbles dans chaque voussoir :**

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

Le tableau suivant définit le nombre des câbles arrêtés au niveau de chaque voussoir :

**Tableau V. 2 Câbles de fléau.**

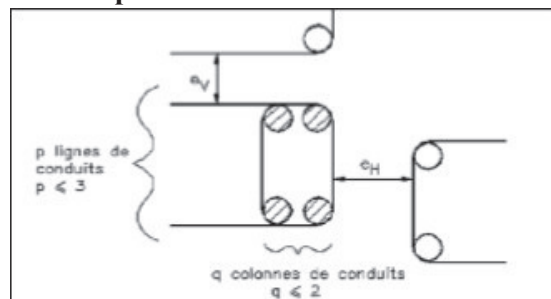
|                | M (kN.m)  | H (m) | v' (m) | v (m) | I (m <sup>4</sup> ) | S (m <sup>2</sup> ) | e (m) | P (MN) | N câble | N retenus | σ <sub>sup</sub> (MPa) | σ <sub>inf</sub> (MPa) |
|----------------|-----------|-------|--------|-------|---------------------|---------------------|-------|--------|---------|-----------|------------------------|------------------------|
| <b>Axe VSP</b> | 574713,37 | 6,80  | 3,78   | 3,02  | 110,00              | 15,60               | 2,87  | 110,42 | 43,97   | 44        | 0,01                   | 15,94                  |
| <b>Fin VSP</b> | 495539,23 | 6,80  | 3,78   | 3,02  | 110,00              | 15,60               | 2,87  | 95,21  | 37,92   | 40        | 0,75                   | 13,56                  |
| <b>Fin V01</b> | 406289,95 | 5,90  | 3,35   | 2,55  | 77,00               | 14,40               | 2,40  | 90,34  | 35,98   | 36        | 0,01                   | 14,50                  |
| <b>Fin V02</b> | 326575,56 | 5,33  | 3,07   | 2,26  | 59,60               | 13,45               | 2,11  | 80,24  | 31,95   | 32        | 0,02                   | 14,09                  |
| <b>Fin V03</b> | 256353,91 | 4,83  | 2,84   | 1,99  | 45,90               | 12,70               | 1,84  | 70,12  | 27,92   | 28        | 0,03                   | 13,40                  |
| <b>Fin V04</b> | 194861,22 | 4,40  | 2,63   | 1,77  | 35,71               | 12,37               | 1,62  | 59,94  | 23,87   | 24        | 0,05                   | 12,02                  |
| <b>Fin V05</b> | 141821,55 | 4,03  | 2,45   | 1,58  | 28,17               | 11,79               | 1,43  | 48,20  | 19,19   | 20        | 0,33                   | 10,35                  |
| <b>Fin V06</b> | 96944,29  | 3,73  | 2,29   | 1,44  | 23,00               | 11,36               | 1,29  | 35,96  | 14,32   | 16        | 0,71                   | 8,05                   |
| <b>Fin V07</b> | 59951,70  | 3,50  | 2,18   | 1,32  | 19,32               | 10,99               | 1,17  | 23,97  | 9,55    | 12        | 1,05                   | 5,52                   |
| <b>Fin V08</b> | 30676,74  | 3,33  | 2,09   | 1,24  | 16,87               | 10,73               | 1,09  | 13,01  | 5,18    | 8         | 1,23                   | 2,96                   |
| <b>Fin V09</b> | 8784,77   | 3,23  | 2,04   | 1,19  | 15,39               | 10,53               | 1,04  | 3,87   | 1,54    | 4         | 1,08                   | 0,74                   |
| <b>Fin V10</b> | 0,00      | 3,20  | 2,03   | 1,17  | 15,05               | 10,50               | 1,02  | 0,00   | 0,00    | 0         | 0,00                   | 0,00                   |

**Remarque :**

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

**V.2.1.5.5. Espacement des armatures de la précontrainte :**

D'après B.P.E.L : Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter une distance minimum entre conduits comme indiqué sur la figure :



**Figure V. 8 Figure Espacement entre les câbles.**







| q | p | 1  | 2   | 3   |
|---|---|--|---|---|
| 1 |   | <br>$eh \geq \phi$<br>$ev \geq \phi$                              | <br>$\phi \leq 10\text{cm}$<br>$eh \geq \phi$<br>$ev \geq \phi$      | <br>$\phi \leq 5\text{cm}$<br>$eh \geq 1.5\phi$<br>$ev \geq \phi$    |
| 2 |   | <br>$\phi \leq 5\text{cm}$<br>$eh \geq 1.5\phi$<br>$ev \geq \phi$ | <br>$\phi \leq 5\text{cm}$<br>$eh \geq 1.5\phi$<br>$ev \geq 1.2\phi$ | <br>$\phi \leq 5\text{cm}$<br>$eh \geq 1.5\phi$<br>$ev \geq 1.2\phi$ |

Figure V. 9 Espacement entre les câbles.

a) **Dispositions constructives :**

- ❖ La distance entre axes des câbles est de  $1,5 \phi_{\text{gext}}$ .
- ❖ L'enrobage des gaines est  $\geq \phi_{\text{gext}}$
- ❖ Le diamètre des gaines d'un câble à 12T15s est de 8,2 cm.

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme est indiqué sur la figure suivante :

**V.2.1.5.6. Tracé des câbles :**

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments négatifs pendant la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée. On opte pour le schéma de tracé d'un câblage incliné qui consiste à descendre les câbles de fléau dans les âmes afin de profiter de la réduction de l'effort tranchant due aux composantes verticales des efforts de précontrainte. Aux joints entre voussoirs, les gaines présentent des discontinuités de pente et de courbure, surtout dans le cas des voussoirs préfabriqués, ces discontinuités engendrent des frottements augmentant les pertes et pour réduire ce frottement, on suit les dispositions suivantes :

- ✓ Eviter au maximum les croisements des câbles, en particulier dans les âmes.
- ✓ Utiliser des gaines de diamètre suffisamment grand et rigide le plus possible pour assurer leur alignement lors du bétonnage.
- ✓ Limiter les déviations en plan et en élévation.
- ✓ Augmenter le rayon de courbure des câbles.
- ✓ Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera 0,50 m entre axes des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme de référence on l'ancrera au niveau du C.D.G de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci s'ancreront à 0,125 m de part et d'autre du C.D.G.

**V.2.1.5.7. Etude du tracé des câbles :**

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

❖ Etude de tracé en élévation :

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du voussoir où il emprunte une courbe en forme de parabole jusqu'à son ancrage d'équation : L'équation de la courbe est de la forme :  $Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \frac{x^2}{L^2}$

Avec :

- $d_0$  : distance à la face supérieure du câble filant.
- $d_1$  : distance à la face supérieure du point d'ancrage.
- $L$  : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.
- $L = 5 \text{ m}$  (la longueur d'un voussoir courant)

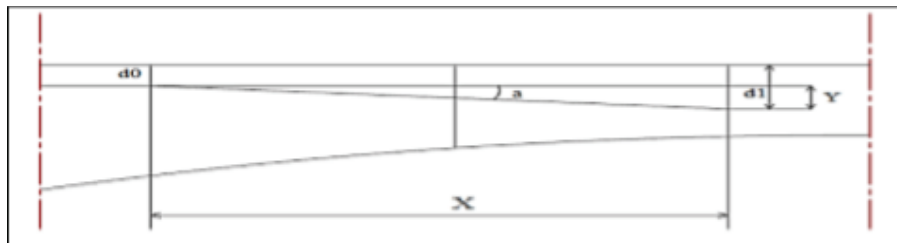


Figure V. 10 Câblage du voussoir en élévation.

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

$$Rc(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$$

$R_{min}$  : Rayon minimal pour les câbles 15T15s = 3m.

La déviation verticale d'un câble  $\alpha_n$  est :

$$tg \alpha_n = \frac{(y'(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \cdot \frac{x_0}{L^2} \longrightarrow \alpha_n = Arctg(2(d_1 - d_0) \cdot \frac{x_0}{L^2})$$

Le reste des calculs est mentionné dans les Annexe B.

❖ Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'encrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures :

En plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé. Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins 40 cm du fait que l'encrage se fait dans l'âme. Le rayon de courbure soit supérieur à  $R_{min} = 2 \text{ m}$ . On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan. Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

$$Z = a x^2 + b x + c.$$

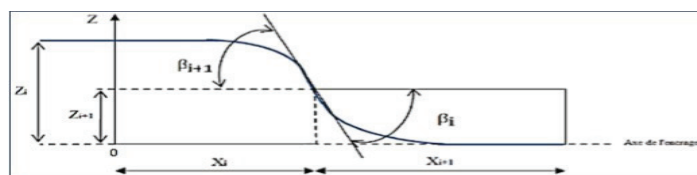


Figure V. 11 Câblage en plan.

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} + Z_i) \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Le rayon de courbure :

$$L' \text{inclinaison : } R_i = \frac{(x_i)^2}{2(Z_{i+1} - Z_i)} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{(x_{i+1})^2}{2(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

$$Tn(\beta_i) = \frac{2(Z_{i+1} - Z_i)}{x_i} \quad \text{Et} \quad Tan(\beta_{i+1}) = \frac{2Z_{i+1}}{x_{i+1}}$$

Avec :

- $\beta_i$  : L'inclinaison dans la section intermédiaire.
- $\beta_{i+1}$  : L'inclinaison dans la section d'ancrage.
- $R_i$  : Le Rayon de courbure dans la première section.
- $R_{i+1}$  : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

Les résultats sont mentionnés dans les Annexe B.

### V.2.1.6. Pertes de précontrainte : (BPEL 91)

#### V.2.1.6.1. Définition

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 des frottements,
- Dans le temps, à cause du retrait, du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

#### V.2.1.6.2. Différents types de pertes

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- **Les pertes instantanées** : qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement au frottement du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage (par recul de l'ancrage) et au non simultanété de mise en tension des câbles (déformations instantanées du béton).
- **Les pertes différées** : qui se produisent dans un temps plus ou moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton, et à la relaxation des armatures.

**V.2.1.6.3. Tension à l'origine**

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée «  $\sigma p0$  ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{Min (0,80 } f_{prg}, 0,90 f_{peg})$$

**V.2.1.6.4. Pertes de tension instantanée :**

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

D'une manière générale les pertes instantanées sont sous forme suivante :

$$\Delta \bar{\sigma} p i(x) = \bar{\sigma} p 0 - \bar{\sigma} p i(x)$$

**1. Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine :**

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble. Selon les règles **BPEL91**, la tension  $\sigma p0(x)$  (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtiens, compte tenu des frottements, à partir de la tension  $\sigma p0$  à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\Delta \sigma p f(x) = \sigma p 0 (1 - e^{-(\alpha f - \varphi x)})$$

Dans laquelle :

- **X (m) :** est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- **$\alpha$  (Rad) :** est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace

$$(\alpha = \alpha \text{ élévation} + \alpha \text{ plan}).$$

- **f (rd<sup>-1</sup>) = 0,2 rd<sup>-1</sup> :** Est le coefficient de frottement en courbe.
- **$\varphi$  :** Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$ .
- **$\sigma p0$  :** Tension à l'origine = 1488Mpa.

Donc on aura :

$$\Delta \bar{\sigma} p f(x) = 1488 (1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$$

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés par le tableau (*voir annexe B*)

2. Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'ancrage) :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

Il n'affecte qu'une partie  $x$  de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gEp}{\sigma p_0 K}}$$

Avec :

- $\lambda$  : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- $\sigma p_0$  : Contrainte initiale.
- $\sigma p$  : Contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma_0$  : La perte de tension.
- $g$  : L'intensité du recul à l'ancrage, tel que :  $g = 0,002 \text{ m}$ .
- $E_p$  : Module d'élasticité des aciers = **190 000 MPa** selon **BPEL91**.

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La quantité  $g E_p$  représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur  $\lambda$ , dans la mesure où l'armature de longueur  $l$  est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur  $l$  est  $\alpha$ , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne  $\frac{\alpha f}{l}$  sur la longueur  $\lambda$ , on trouve :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gEp}{\sigma p_0 K}} \longrightarrow \lambda > x \rightarrow \text{les pertes existent.}$$

$$\lambda < x \rightarrow \text{les pertes nulles.}$$

Tel que :  $k = \frac{\alpha f}{l} + \varphi$

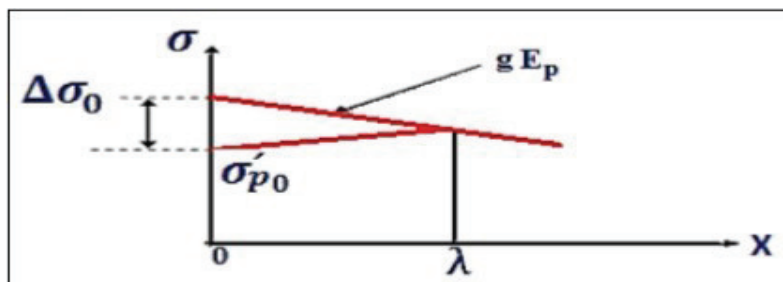


Figure V. 12 Diagramme des tensions avant et après ancrage de

Les pertes dues au recul à l’ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pr} = 2 \lambda k$$

Les pertes de recul à l’ancrage sont résumées dans le tableau (*voir annexe B*).

**3. Pertes de tension dues au raccourcissement élastique du béton :**

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d’une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s’effectuer que câble par câble, la mise en tension d’un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\bar{\sigma}_p(x) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

- **E<sub>ij</sub>** : Module de YOUNG instantané de béton jour j ; **E<sub>ij</sub> = 11000√cj 3**
- **fcj** = 40 MPa à j ≥ 28 jours ⇒ **E<sub>ij</sub> = 35 981, 729 MPa**
- **(x)** = n σ<sub>b</sub>(x) : Contrainte de compression de béton due à l’ensemble des câbles traversant la section d’abscisse (x) calculée au niveau du câble moyen.

$$\bar{\sigma}_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

Avec :

- **P** : Effort de précontrainte après pertes par frottement ;
- **n** : Nombre de câbles
- **M** : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

**Conclusion :**

Les pertes instantanées sont égales à :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{pf} + \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{bn}$$

Tableau V. 3 Les pertes instantanées

|                               | Axe VSP | FIN VSP | FIN V1 | FIN V2 | FIN V3 | FIN V4 | FIN V5 | FIN V6 | FIN V7 | FIN V8 | FIN V9 | FIN V10 |
|-------------------------------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| <b>PERTES INSTANTANES (%)</b> | 11,801  | 11,486  | 11,497 | 11,115 | 12,694 | 14,010 | 13,453 | 14,838 | 10,446 | 5,898  | 5,046  | 5,536   |

**V.2.1.6.5. Les pertes différées**

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu’à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l’ouvrage.

- ❖ Pertes par retrait du béton.
- ❖ Pertes par fluage.
- ❖ Pertes par relaxation des aciers.

**1. Pertes dues au retrait du béton :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et a des réactions chimiques, ce retrait à lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

$$\epsilon_r = [ 1 - r^{(t_0)} ]$$

Avec :

- $\epsilon_r$  : Retrait final du béton il diffère selon le climat,  $\epsilon_r = 2. 10^{-4}$  pour un climat humide comme celui de notre ouvrage. (BPEL91).

La perte finale de tension par retrait est donc :

$$\Delta\sigma_r t = E_p \epsilon_r [ 1 - r(t_0) ]$$

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

$$\Delta\sigma_r (t) = E_p. \epsilon_r$$

**Application :**

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2. 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ Mpa}$$

$$\longrightarrow \Delta\sigma_r = 2,69 \%$$

**2. Pertes dues au fluage du béton :**

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous l'effet des contraintes de compression. La perte finale de tension, due au fluage du béton, dans les conditions thermo hygrométriques constantes, est fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée, de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, ainsi que la durée de l'intensité de la charge.

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_b + \sigma_M)$$

Avec :

- $E_p$  : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte.
- $E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton âgé de j jours.
- $\sigma_M$  : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, dans la section considérée.
- $\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

D'après les règlements BPEL on estime que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M \leq 1,5 \sigma_b \\ \frac{E_p}{E_{ij}} \approx 6 \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \Delta\sigma_{fl} = 2.5 \frac{Ep}{Eij} \sigma b \quad \text{Or} \quad \sigma b(x) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{M.e}{I}$$

- **M** : Moment en phase de réalisation.
- **P** : Force de précontrainte.
- **e** : Excentricité du câble moyen.

Tableau donnant les pertes dues au fluage de béton dans chaque câble (*voir annexe B*).

### 3. Pertes par relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers :

- À la relaxation normale : RN
- À très base relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % ( $\rho_{1000}$ ) En général :  $\rho_{1000} = 2, 5\%$  pour les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rix} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma pi}{fprg} - \mu_0 \right) \cdot (\sigma pi \times \rho_{1000})$$

- $\sigma pi$  : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :  $\sigma i = \sigma po - \Delta\sigma_{nst}$
- $\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_0 + \Delta\sigma_p$
- $\mu_0$  : Coefficient pris égal à **0,43** pour les aciers TBR.
- $\sigma po$  : Tension à l'origine ;  $\sigma po = 1488$  MPa.
- $\rho_{1000} = 2,5\%$  Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.

Le tableau donnant les valeurs de la perte de précontrainte pour chaque câble (*voir annexe B*)

### 4. Variation des pertes différées dans le temps :

La perte finale différée est prise égale à :  $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \left( \frac{5}{6} \right) \Delta\sigma_{rlx}$ .

Le coefficient  $\left( \frac{5}{6} \right)$  tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

#### V.2.1.6.6. Calcul des pertes totales :

Les pertes totales sont :  $\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_d$

On a un pourcentage de perte totale égal à :

Tableau V. 4 Les pertes totales instantanées et différées.

|                           | Axe VSP | FIN VSP       | FIN V1 | FIN V2 | FIN V3 | FIN V4 | FIN V5 | FIN V6 | FIN V7 | FIN V8 | FIN V9 | FIN V10 |
|---------------------------|---------|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| <b>PERTES DIFFEREES</b>   | 8,174   | 8,660         | 7,989  | 7,965  | 7,418  | 6,941  | 7,095  | 5,229  | 2,554  | 8,090  | 2,554  | 2,554   |
| <b>PERTES INSTANTANES</b> | 11,801  | 11,486        | 11,497 | 11,115 | 12,694 | 14,010 | 13,453 | 14,838 | 10,446 | 5,898  | 5,046  | 5,536   |
| <b>Total (%)</b>          | 19,975  | <b>20,146</b> | 19,485 | 19,080 | 20,113 | 20,951 | 20,548 | 20,067 | 12,999 | 13,987 | 7,600  | 8,090   |

**20,146%** < 25 % => L'estimation des pertes est vérifiée.

**Remarque :**

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% supposé lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées. Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **44 câbles (15T15s)**. L'estimation des pertes est vérifiée.

Pour la suite de calculs on prend :  $\Delta\sigma=20,146\%$ .

**V.2.1.5.8. Vérification des contraintes en phase de construction :**

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte le poids propre et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section. En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{M.V}{I} \geq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} + \frac{M.V'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

- $\sigma_{Sup}$  : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.
- $inf$  : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.
- $P$  : Effort de précontrainte.
- $S$  : Section transversale du voussoir.
- $M$  : Moment généré par application des charges
- $V$  : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
- $V'$  : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.
- $\sigma_{bt}$  : Contrainte admissible de traction
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de compression.

Avec :

$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$  ; ( $\sigma_{bt} = 0$ , Car on est en classe II)

Donc on doit vérifier que :  $\sigma_{inf} \leq 24 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{Sup} \geq 0 \text{ MPa}$ .

$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 * 3 = 4.5 \text{ MPa}$ , Hors section d'enrobage ;

$\sigma_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 * 3 = 2.31 \text{ MPa}$ , Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés (*voir annexe B*).

**Vérification des contraintes en phase de service :**

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

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

$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$  ;

$\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 * 3 = 4.5 \text{ MPa}$ , Hors section d'enrobage ;

$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 * 3 = 3.0 \text{ MPa}$ , Section d'enrobage.

Les résultats sont mentionnés dans les Annexe B.

**V217. Étude de la précontrainte de continuité :**

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux. Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

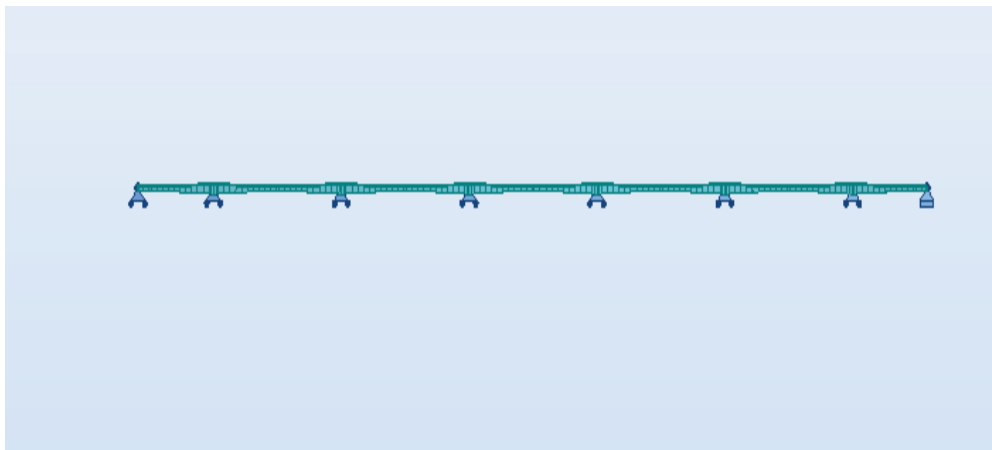


Figure V. 13 Modélisation de pont.

**V.2.1.7.1. Détermination de la précontrainte de continuité :**

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité. L'effort sera calculé à partir du moment max déterminé selon la formule suivante :

$$P \left( \frac{1}{S} + \frac{e'.V'}{I} \right) - \frac{M.V'}{I} = 0 \qquad P = \frac{\frac{M.V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e'.V'}{I}}$$

Avec :

- **P** : effort de précontrainte.
- **M** : moment maximal.
- **V** : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.
- **V'** : distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.
- **e'** : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.
- **S** : la section du voussoir sur l'axe de la pile.
- **I** : le moment d'inertie de la section.

**V.2.1.7.2. Détermination du nombre de câbles de continuités :**

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable donnée par le logiciel Robot Structural après l'analyse de la structure :

$$1,35 G + 1,6(A(L)+S(t)).$$

- **G** : charge permanente.
- **D240** : Charge exploitation roulantes.

**Remarque :**

Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procédera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

$$Pi = \frac{\frac{Mi.Vi}{Ii}}{\frac{1}{S} + \frac{ei.Vi}{Ii}} \quad \text{Avec : } N = \frac{Pi}{P0}$$

**1. Câblage de la travée de rive :**

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous

**Tableau V. 5 Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée de rive)**

|            | x (m) | M (kN.m)  | v' (m) | v (m) | I (m4) | S (m2) | e (m) | P (MN) | N câble | N retenus |
|------------|-------|-----------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|-----------|
| FIN VSC1   | 0     | 0,00      | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 0,00   | 0,00    | 0         |
| FIN VSC2   | 5     | 29773,57  | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 11,53  | 3,41    | 4         |
| FIN VSC CL | 7     | 58925,51  | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 22,81  | 6,75    | 6         |
| FIN V10    | 12    | 68025,74  | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 26,33  | 7,79    | 8         |
| FIN V9     | 17    | 84430,52  | 2,04   | 1,19  | 15,39  | 10,53  | 1,89  | 32,35  | 9,57    | 10        |
| FIN V8     | 22    | 92321,73  | 2,09   | 1,24  | 16,87  | 10,73  | 1,94  | 34,29  | 10,15   | 10        |
| FIN V7     | 27    | 90215,43  | 2,18   | 1,32  | 19,32  | 10,99  | 2,03  | 31,82  | 9,42    | 10        |
| FIN V6     | 32    | 79320,44  | 2,29   | 1,44  | 23,00  | 11,36  | 2,14  | 26,21  | 7,76    | 8         |
| FIN V5     | 37    | 59183,76  | 2,45   | 1,58  | 28,17  | 11,79  | 2,30  | 18,07  | 5,35    | 6         |
| FIN V4     | 42    | 29716,32  | 2,63   | 1,77  | 35,71  | 12,37  | 2,48  | 8,31   | 2,46    | 4         |
| FIN V3     | 47    | -46099,04 | 2,84   | 1,99  | 45,90  | 12,70  | 2,69  | -11,63 | -3,44   | 0         |

**2. Câblage de la travée intermédiaire :**

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V. 6 Répartition des câbles de continuités dans chaque voussoir. (Travée intermédiaire)**

|         | x (m) | M (kN.m)  | v' (m) | v (m) | I (m <sup>4</sup> ) | S (m <sup>2</sup> ) | e (m) | P (MN) | N câble | N retenus |
|---------|-------|-----------|--------|-------|---------------------|---------------------|-------|--------|---------|-----------|
| FIN V3  | 0     | -67148,81 | 2,84   | 1,99  | 45,90               | 12,70               | 2,69  | -16,94 | -5,01   | 2         |
| FIN V4  | 5     | 36031,81  | 2,63   | 1,77  | 35,71               | 12,37               | 2,48  | 10,07  | 2,98    | 6         |
| FIN V5  | 10    | 88672,26  | 2,45   | 1,58  | 28,17               | 11,79               | 2,30  | 27,07  | 8,01    | 10        |
| FIN V6  | 15    | 132490,34 | 2,29   | 1,44  | 23,00               | 11,36               | 2,14  | 43,79  | 12,96   | 14        |
| FIN V7  | 20    | 167641,17 | 2,18   | 1,32  | 19,32               | 10,99               | 2,03  | 59,14  | 17,50   | 18        |
| FIN V8  | 25    | 194177,09 | 2,09   | 1,24  | 16,87               | 10,73               | 1,94  | 72,13  | 21,34   | 22        |
| FIN V9  | 30    | 212316,93 | 2,04   | 1,19  | 15,39               | 10,53               | 1,89  | 81,36  | 24,08   | 24        |
| FIN V10 | 35    | 224266,86 | 2,03   | 1,17  | 15,05               | 10,50               | 1,88  | 86,82  | 25,69   | 26        |
| FIN V10 | 35    | 224266,86 | 2,03   | 1,17  | 15,05               | 10,50               | 1,88  | 86,82  | 25,69   | 26,00     |
| FIN V9  | 30    | 212316,93 | 2,04   | 1,19  | 15,39               | 10,53               | 1,89  | 81,36  | 24,08   | 24,00     |
| FIN V8  | 25    | 194177,09 | 2,09   | 1,24  | 16,87               | 10,73               | 1,94  | 72,13  | 21,34   | 22,00     |
| FIN V7  | 20    | 167641,17 | 2,18   | 1,32  | 19,32               | 10,99               | 2,03  | 59,14  | 17,50   | 18,00     |
| FIN V6  | 15    | 132490,34 | 2,29   | 1,44  | 23,00               | 11,36               | 2,14  | 43,79  | 12,96   | 14,00     |
| FIN V5  | 10    | 88672,26  | 2,45   | 1,58  | 28,17               | 11,79               | 2,30  | 27,07  | 8,01    | 10,00     |
| FIN V4  | 5     | 36031,81  | 2,63   | 1,77  | 35,71               | 12,37               | 2,48  | 10,07  | 2,98    | 6,00      |
| FIN V3  | 0     | -67148,81 | 2,84   | 1,99  | 45,90               | 12,70               | 2,69  | -16,94 | -5,01   | 2,00      |

❖ **Vérification des Contraintes Cas Vide :**

*Voir Annexe B.*

❖ **Vérification des Contraintes en charge :**

*Voir Annexe B.*

**V.2.2. Etude transversale :**

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement successif est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieur et inférieur, aucune entretoise inférieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par cette méthode, à l'exception de celles situées au droit des appuis. Elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion. Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses, qui sont la section sur pile et à la clé (les moments de flexions y sont max). Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

**V221. Modélisation :**

La modélisation est effectuée par le logiciel **Robot Structural Analysis 2014**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre), appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis double à l'extrémité de chaque âme.

Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

**V222. Combinaisons de charges**

Le tableau ci- après donne les différentes combinaisons possibles.

Tableau V. 7 Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

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

**Résultats**

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

❖ **Section sur pile :**

Tableau V. 8 Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.

|                   | Mmax (KN.m) |        | Rmin (KN.m) |         |
|-------------------|-------------|--------|-------------|---------|
|                   | Mult        | Mser   | Mult        | Mser    |
| Hourdis supérieur | 308,00      | 230,93 | -432,38     | -323,15 |
| Hourdis inférieur | 74,50       | 54,91  | -146,07     | -109,44 |
| Âme               | 288,21      | 217,59 | -146,07     | -109,44 |

❖ **Section sur culée :**

Tableau V. 9 Valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.

|                   | Mmax (KN.m) |        | Mmin (KN.m) |         |
|-------------------|-------------|--------|-------------|---------|
|                   | Mult        | Mser   | Mult        | Mser    |
| Hourdis supérieur | 284,07      | 212,92 | -451,43     | -337,62 |
| Hourdis inférieur | 310,79      | 32,73  | -87,59      | -65,18  |
| Âme               | 44,34       | 234,37 | -87,59      | -65,18  |

**V223. FERRAILLAGE**

Pour le ferrailage, 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.

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

➤ **Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur :**

❖ **Nappe supérieure**

$$As1 = \frac{M_1}{z \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } M_1 = 323,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 241 \text{ MPa tel que } \eta = 1.6 \text{ pour acier HA.}$$

$$Z = d \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}^{\text{max}}}}\right) \quad d = h - c = 0,25 - 0,05 = 0,20 \text{ m, } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 40 = 27 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_s} = 0,62, \quad Z = 0,20 \times \left(1 - \sqrt{0,62}\right) = 0,18 \text{ m.}$$

D'où :  $s1 = 74,49 \text{ cm}^2$  on propose **deux nappes de 8HA25.**

❖ **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.

Selon le sens longitudinal ; On choisit  $A_{sy} = 24,83 \text{ cm}^2$ , soit **8HA16**.

❖ **La nappe inférieure**

$$A_{s2} = \frac{M_2}{z \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } M_2 = 230,93 \text{ KN.m d'où : } A_{s2} = 39,23 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{8HA25}.$$

Selon le sens longitudinal :  $A_{sy} = 13,07 \text{ cm}^2$  soit **9HA14**.

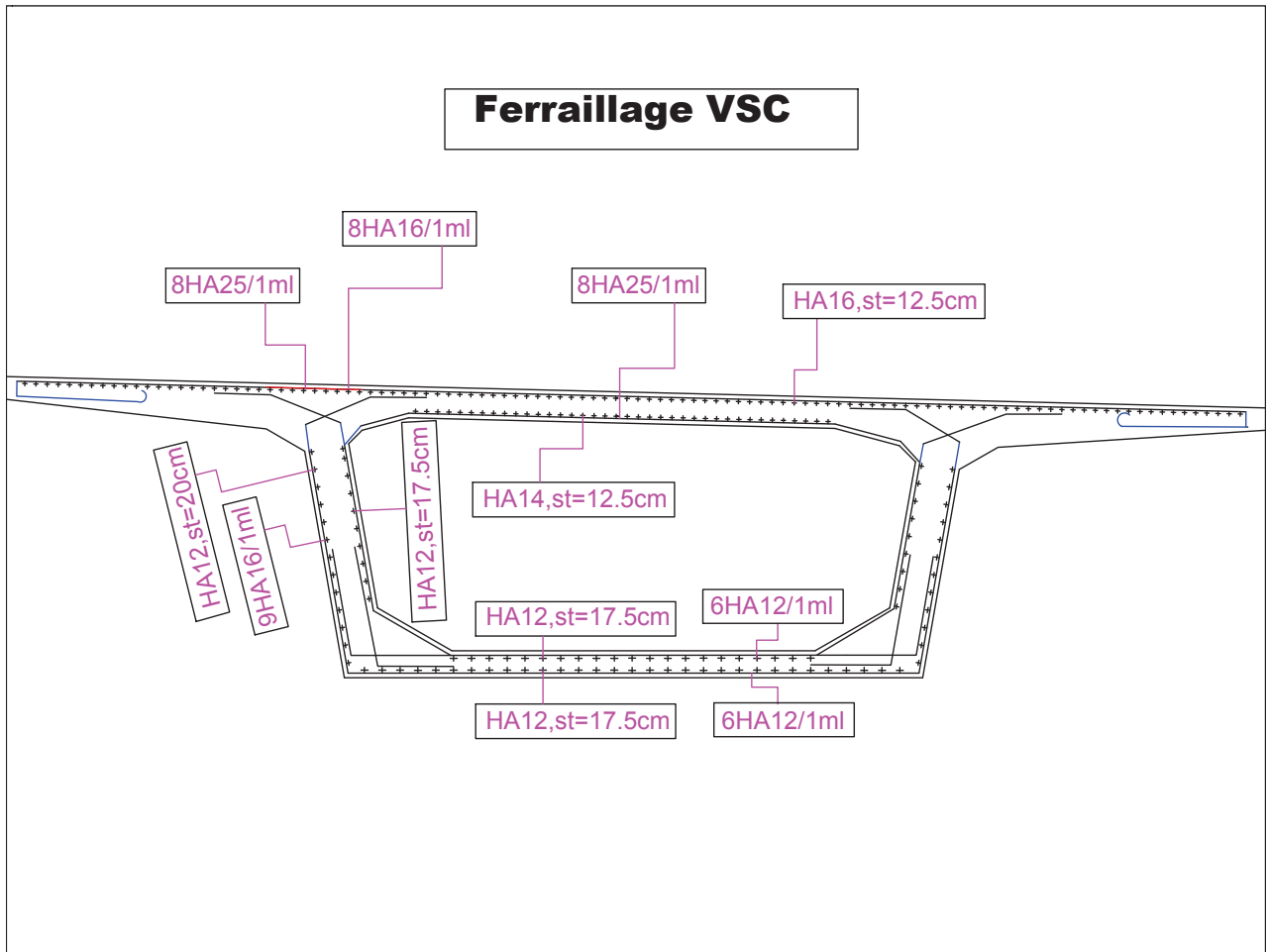
➤ **Ferraillage passif du voussoir :**

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

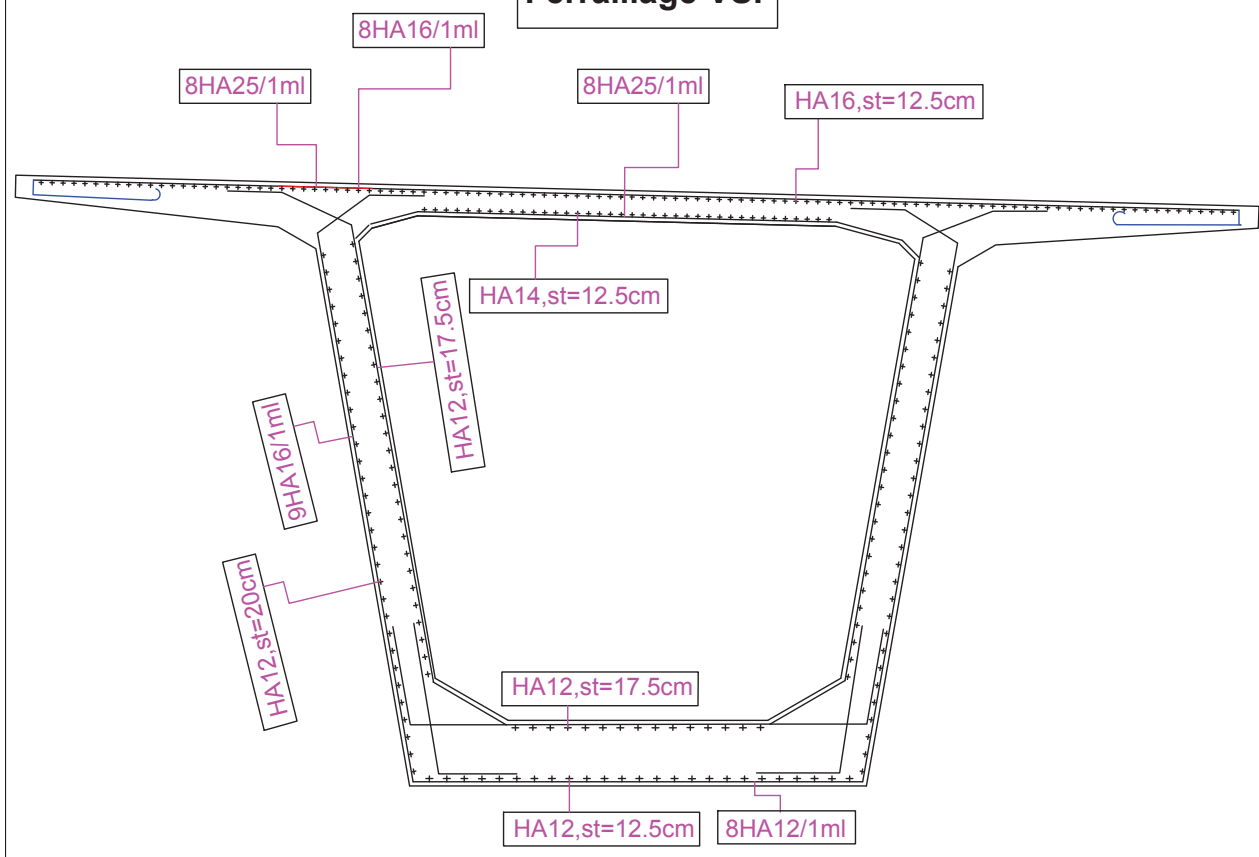
**Tableau V. 10 Ferraillage passif de VSP**

| Elément Ferrailé         | Transversal   |       | Longitudinal |
|--------------------------|---------------|-------|--------------|
| <b>Hourdis supérieur</b> | Nappe Sup     | 8HA25 | 8HA16        |
|                          | Nappe Inf     | 8HA25 | 9HA14        |
| <b>Hourdis inférieur</b> | Nappe Sup     | 8HA12 | 4HA10        |
|                          | Nappe Inf     | 8HA12 |              |
| <b>Âme</b>               | Nappe Interne | HA12  | 9HA16        |
|                          | Nappe Externe | HA12  |              |

# Ferrailage VSC



### Ferrailage VSP





# **ETUDE DES EQUIPEMENTS**

---



**ENSTP 2019-2020**

---

### VI.1. INTRODUCTION

Ces équipements souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, et bon fonctionnement et confort des usagers, mais aussi par rapport au poids non négligeable qu'ils représentent, parmi ces équipements, citons :

- ✓ Appareil d'appuis.
- ✓ Joints de chaussée.
- ✓ Revêtement du tablier.
- ✓ Trottoir.
- ✓ Dispositif de retenue.
- ✓ Système d'évacuation des eaux.
- ✓ Corniche (qui joue un rôle esthétique).

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements remplissent un certain nombre de fonctions dont on cite :

- ✓ La sécurité (bordures des trottoirs, dispositifs de retenues, grilles).
- ✓ La protection et la maintenance des éléments structuraux (étanchéité, évacuation des eaux).
- ✓ Le bon fonctionnement de la structure (appareils d'appui et joints de chaussées).
- ✓ Le confort de la chaussée (dalle de transition, joint de chaussée).
- ✓ L'esthétique (corniche et garde-corps).
- ✓ La possibilité de visite et d'entretien du pont (échelles, portes, passerelles).

### VI.2. Appareils d'appui

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est :

- De transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires ;
- Permettre des mouvements de rotation ou de translation ;
- Transmettre totalement ou partiellement les efforts horizontaux dus aux effets introduits par les charges d'exploitation, aux effets résultant des modifications de longueur du tablier, aux effets du vent, aux actions accidentelles ;

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- ✓ Les appareils d'appuis en béton.
- ✓ Les appareils d'appuis spéciaux (à pot).
- ✓ Les appareils d'appuis en acier.
- ✓ Les appareils d'appuis en élastomère fretté. (Cercle métallique dont on garnit une pièce pour la renforcer)

#### VI.1.1. Le choix de l'appareil d'appui pour notre ouvrage

Dans notre cas, on a opté pour les appareils d'appui en élastomère fretté car ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

## CHAPITRE VI. ETUDE DES EQUIPEMENTS

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Ils n'exigent aucun entretien ;
- Leur coût est relativement modéré.

### VI.1.2. Matériaux constitutants

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure suivante :

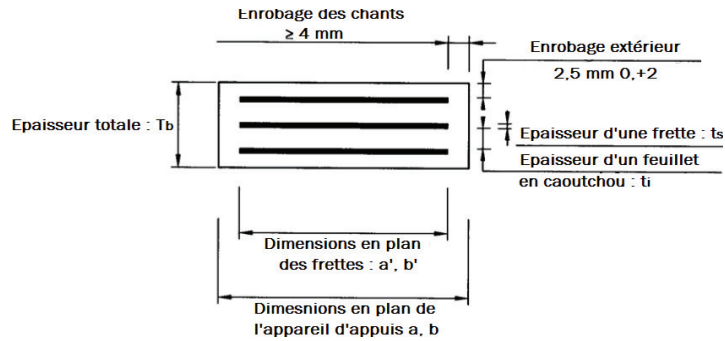


Figure VI. 1 Constitution type d'un appareil d'appui

### VI.1.3. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

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

| Combinaisons                   | R culée max (KN) | R pile max (KN) |
|--------------------------------|------------------|-----------------|
| <b>G</b>                       | 6 577 ,79        | 38 141 ,51      |
| <b>1.35G + 1.6A(l) + 1.6St</b> | 11 260,13        | 59 495,75       |
| <b>1.35G + 1.6Bc + 1.6St</b>   | 9 020,75         | 54 934,43       |
| <b>1.35G + 1.35D240</b>        | 8 801,09         | 52 738,64       |

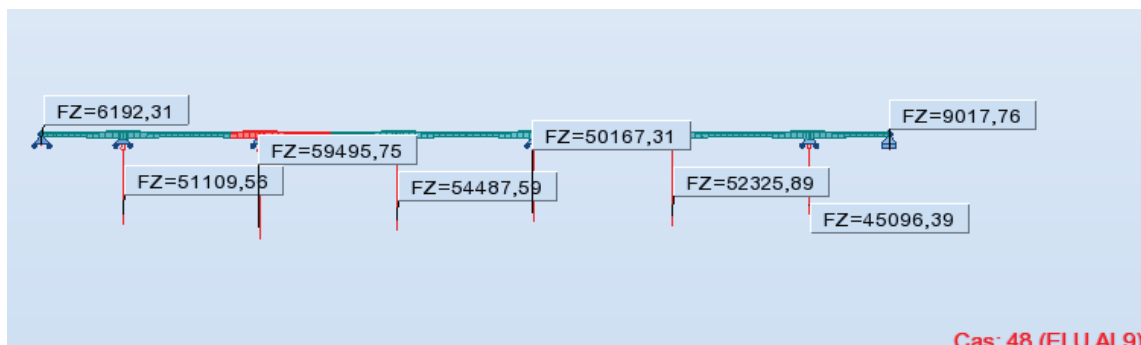


Figure VI. 2 Réactions d'appuis.

## CHAPITRE VI. ETUDE DES EQUIPEMENTS

Après avoir déterminé les réactions d'appui, la réaction maximale est :

- $R_{max} = 59\,495.75$  KN Sur pile
- $R_{max} = 29\,747.875$  KN pour chaque appareil sur piles (on a deux appareils d'appuis).
- $R_{max} = 11\,260.13$  KN Sur la culée
- $R_{max} = 5\,630.065$  KN pour chaque appareil. (2 appareils d'appuis).

### VI.1.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974)

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frottement et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

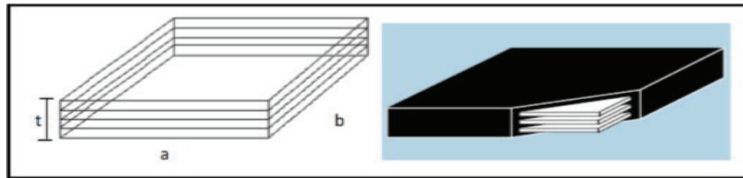


Figure VI. 3 Dimension des couches d'appareil d'appui.

#### ➤ Aire l'appareil d'appui :

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 25 \text{ MPa.}$$

#### ➤ Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Avec :

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

#### ➤ Dimensionnement des frettes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} ts > \frac{a \times \sigma}{\beta \times \sigma_e} \\ ts \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Tel que :

- $\sigma_e = 235$  Kg/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a' \times b'}$
- $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$

## CHAPITRE VI. ETUDE DES EQUIPEMENTS

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante : **59 495.75 KN.**

La réaction **R<sub>max</sub> = 59 495.75 KN** répartir sur deux appareils d'appuis : Au niveau des piles le nombre d'appareils d'appuis est fixé à quatre d'où la réaction de chaque appui sera égale à :

$$R_{app} = R_{max}/4 = 59\,495.75/4 = 14\,873.9375 \text{ KN.}$$

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

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

|                        | Cas de la pile  | Cas de la culée  |
|------------------------|---|--|
| <b>R<sub>max</sub></b> | 59.495 MN   | 11.260 MN  |
| <b>N<sub>max</sub></b> | 14.873 MN   | 5.630 MN   |
| <b>a×b</b>             | $\geq 5\,949.2 \text{ cm}^2 \rightarrow (a \times b) = (800 \times 800) \text{ mm}^2$   | $\geq 2\,252 \text{ cm}^2 \rightarrow (a \times b) = (500 \times 500) \text{ mm}^2$  |
| <b>T</b>               | $80 \leq T \leq 160 \rightarrow$  | $50 \leq T \leq 100 \rightarrow$   |
| <b>T<sub>s</sub></b>   | <b>&gt; 3.86 mm</b>   | <b>&gt; 3.79 mm</b>  |
| <b>On prendra</b>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>6 Feuilles d'élastomère : <math>t_i = 12 \text{ mm}</math>.</li> <li>2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : <math>e = t_i/2 = 6 \text{ mm}</math>.</li> <li>7 Frettes métalliques de : <math>t_s = 6 \text{ mm}</math>.</li> <li>Enrobage des chants : 10 mm.</li> <li>Enrobage extérieur ; 3 mm</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>5 Feuilles d'élastomère : <math>t_i = 10 \text{ mm}</math>.</li> <li>2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : <math>e = t_i/2 = 5 \text{ mm}</math>.</li> <li>6 Frettes métalliques de : <math>t_s = 4 \text{ mm}</math>.</li> <li>Enrobage des chants : 10 mm</li> <li>Enrobage extérieur ; 3 mm</li> </ul> |
| <b>(a×b×T)</b>         | <b>(800×800×120) mm<sup>3</sup></b>   | <b>(500×500×80) mm<sup>3</sup></b>   |

### VI.1.5. Vérifications du dimensionnement

#### VI.1.5.1. Résistance à la compression :

On doit vérifier :  $\sigma_m \leq 25 \text{ MPa}$  avec  $\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$

N : Réaction d'appui à ELU.

$$N = 14,87375 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 23, 24 \text{ MPa} \leq 25 \text{ MPa} . \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

#### VI.1.5.2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier  $\gamma_s . P_u \leq P_c$

- $\gamma_s$  : le coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 3$ ).
- $P_u$  : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- $P_c$  : la charge critique de flambement.  $P_c = \frac{4GBS^2d}{h}$
- B : L'aire nominale de l'appui (B=ab).
- d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc
- h : La hauteur totale de l'appareil d'appui
- $S = \frac{ab}{2.t.(a+b)}$  Le facteur de forme.
- $h_c$  : Epaisseur total du caoutchouc

## CHAPITRE VI. ETUDE DES EQUIPEMENTS

---

### Application numérique :

- $S=16,67$
- $D=0,018$
- $H=0,120$  m
- $B=0,64$  m<sup>2</sup>

$$P_c = 96,00 \text{ MN}$$

$$P_u = 14,87 \text{ MN}$$

$$44,62 \text{ MN} \leq 96,00 \text{ MN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

### VI.1.5.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :  $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$

Pour  $p = P_u/P_c < 0$  ; on trouve :  $\delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$ .

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

- **c** : diamètre pour un appui circulaire, petit cote pour un appui rectangulaire,
- **hc** : épaisseur totale d'élastomère.
- **Pu** : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;
- **Pc** =  $4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$  : la charge critique de flambement ;

$$P = P_u / P_c \Rightarrow P = 0,155 \text{ MN}$$

$$\delta = \gamma / T_d \Rightarrow$$

### VI.1.5.4. Non glissement :

La vérification du non-glissement est assurée si :

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

- **f** : coefficient de frottement
- **Nmin** : réaction minimale à l'ELU sous charges permanentes.
- **H** : effort dynamique dû au séisme et l'effort horizontal concomitant les plus défavorables.

$$D'où : f = 0.1 + \frac{\sigma_{min}^{0.6}}{\sigma_{min}^{0.6}} , \sigma_{min} = \frac{F_z}{A_r} = \frac{14,78}{0,5184} = 28,51 \text{ MPa} ; f = 0,12.$$

$$N_{min} = 59.45 \text{ MN.}$$

$$H = F_{freinage} + 300.$$

- **Ffreinage** : l'effort de freinage induit par le système A(l) avec la combinaison la plus défavorable ELU ;

$$F_{freinage} = 1,6 \times 392,729 = 628,36 \text{ KN. D'où } H = 928,36 \text{ KN.}$$

$$928,36 < 7139,4 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

### VI.3. Dés d'appui

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

#### VI.3.1. Fonction des dés d'appuis

- ✓ Ils matérialisent l'emplacement des appareils
- ✓ Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- ✓ Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement
- ✓ Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

#### VI.3.2. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

$$A = b + 200 \longrightarrow A = 800 + 200 \longrightarrow A = 1000 \text{ mm ;}$$

$$B = a + 200 \longrightarrow B = 800 + 200 \longrightarrow B = 1000 \text{ mm ;}$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \longrightarrow h \geq 0.5 \text{ m. On prend } h = 0.5 \text{ m.}$$

- $B_0 = A \times B = 1.00 \text{ m}^2$  ;
- $P_0 = 2 (A + B) = 4.00 \text{ m}$  ;

#### VI.3.3. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile

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

##### ❖ Armatures de chaînage

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

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 14.873}{434.78} = 85.52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } 28\text{HA}20.$$

##### ❖ Armatures horizontales

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

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 14.873}{434.78} = 42.76 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } 28\text{HA}14.$$

##### ❖ Frette supérieure

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

$$A = \frac{0.04 \times N}{s \sigma} = \frac{0.04 \times 14.873}{434.78} = 13.68 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } 18\text{HA}10.$$

##### ❖ 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.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 14.873}{434.78} = 34.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } 18\text{HA}16.$$

### VI.3.4. Dimensionnement et ferrailage 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 :  $(A \times B \times h) = (700 \times 700 \times 350) \text{ mm}^3$ .

### VI.4. Joints de chaussée (Joint de dilatation)

Les joints de dilatation sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type.

- ✓ Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur, dues à la température ou aux effets différés, dans le cas des structures en béton (retrait, fluage), et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.
- ✓ La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900 m.
- ✓ Les joints sont des points faibles, à travers lesquels l'eau peut pénétrer dans la structure. On limite leur nombre autant que possible en préférant des structures continues ou rendues partiellement continues. En particulier, dans le cas des ponts à poutres précontraintes par posttension, les travées sont systématiquement attelées par groupes de trois ou quatre (continuité de la dalle de couverture), de sorte que les joints de chaussée ne sont disposés que tous

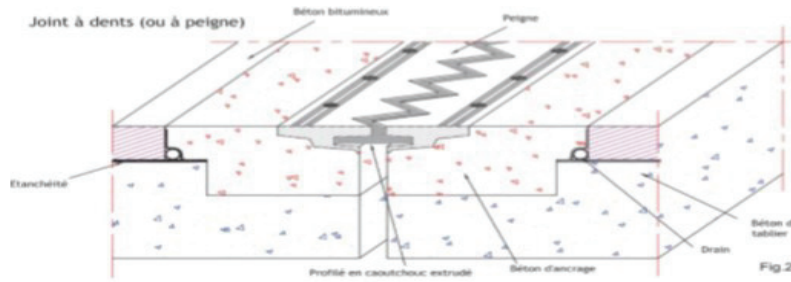


Figure VI. 4 Joint de dilatation

#### VI.4.1. Choix du type de joint

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules. Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :
  - **Confort et esthétique** : Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus plus une absence de bruits de vibrations.

- **Résistance :** Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- **Etanche :** En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.
- **Fiable :** La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

### VI.4.2. Calcul du souffle des joints :

#### VI.4.2.1. Définition :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

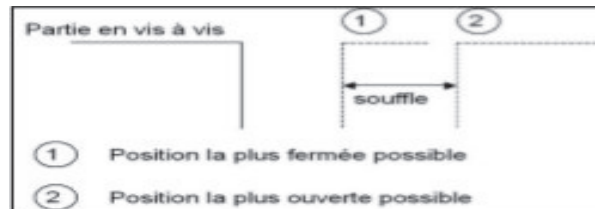


Figure VI. 5 Définition du souffle

#### VI.4.2.2. Détermination du souffle :

Selon le **RPOA** est la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait et le fluage et le séisme. On dimensionne le joint de chassée avec la combinaison suivante :

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

:

**W** : souffle total du joint ;

**WD** : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

**WT** : souffle thermique ;

**WS** : souffle sismique.

#### ➤ **Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta l}{L/2} = \alpha \times \Delta T$$

**L /2** : la moitié de la longueur de tablier qui est égale à **341 m**.

**$\alpha$** : Coefficient de dilatation =  $9,9 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (cas des ouvrages en béton armé).

**$\Delta T$**  : la variation de température.

On a deux cas :

## CHAPITRE VI. ETUDE DES EQUIPEMENTS

- 1)  $\Delta T > 0$  on prend  $\Delta T = 30^\circ$  donc :  $\Delta L = 10,12 \text{ cm}$ .
- 2)  $\Delta T < 0$  on prend  $\Delta T = -10^\circ$  donc :  $\Delta L = -3,41 \text{ cm}$ .

➤ **Retrait**

$\frac{\Delta l}{L/2} = 3,5 \times 10^{-4}$  Dans les zones où les températures sont considérables (**cas d'Oran**).

$$\Delta l_{\text{retrait}} = 11,935 \text{ cm.}$$

➤ **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On prend en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{L/2} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

$K_{fl}$ : Coefficient du fluage à  $t = 0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$  est de 2 à 3

$$\Delta l_{fl} = 341 \times 3 \times 10^{-4} = 10,23 \text{ cm.}$$

$$\Delta l_{fl} = 10,23 \text{ cm.}$$

➤ **Souffle sismique :**

a) **Evaluation de la raideur totale K :**

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

$$K_{A.APP} = G \times \frac{a \times b}{T}, K_{pile} = \frac{H}{h^3} \text{ et } K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{A.APP}}}$$

- **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui,  $G = 0,9 \text{ MPa}$  en cas statique, et  $1,2 \text{ MPa}$  en cas dynamique ;
- **fcj** : la résistance caractéristique du béton, vaut : **fc28 = 27 MPa**.

Tableau VI.3 Détermination de la raideur longitudinale de la structure

| Piles | k<br>(MN/m) | k Ap-d'appui<br>(MN/m) | nA-Apps | Kappuis<br>(MN/m) |
|-------|-------------|------------------------|---------|-------------------|
| P1    | 297,04      | 6,40                   | 4       | 297,04            |
| P2    | 156,12      | 6,40                   | 4       | 156,12            |
| P3    | 245,75      | 6,40                   | 4       | 245,75            |
| P4    | 842,24      | 6,40                   | 4       | 842,24            |
| P5    | 248,28      | 6,40                   | 4       | 248,28            |
| P6    | 6243,93     | 6,40                   | 4       | 25,50             |
| C1    | /           | 3,75                   | 2       | 7,50              |
| C2    | /           | 3,75                   | 2       | 7,50              |

✓ **La rigidité totale dans le sens longitudinal de l'ouvrage :**

D'après RPOA la raideur dans le sens longitudinal c'est la somme des raideurs totales des piles plus la raideur des appareils d'appui au niveau des culées.

$$K_{\text{structure}} = \sum K_i = K_c + K_p = 1\,829,92 \text{ MN/m}$$

Tableau VI. 4 Détermination de la raideur transversale de la structure

| Piles | $H_{\text{moy}}$ | $I$               | $k_{\text{pile}}$ |
|-------|------------------|-------------------|-------------------|
|       | (m)              | (m <sup>4</sup> ) | (MN/m)            |
| P1    | 27,6             | 24,39             | 459,30            |
| P2    | 34,2             | 24,39             | 241,40            |
| P3    | 29,4             | 24,39             | 380,00            |
| P4    | 19,5             | 24,39             | 1302,33           |
| P5    | 29,3             | 24,39             | 383,90            |
| P6    | 6,3              | 24,39             | 9654,77           |

✓ **La rigidité totale dans le sens transversale de l'ouvrage :**

D'après RPOA la raideur dans le sens transversale c'est la somme des raideurs totales des piles plus la raideur des appareils d'appui au niveau des piles et culées.

❖ **Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique**

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

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

**b) Méthode de calcul**

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 (analyse dynamique linéaire). L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

▪ **Critère n°1 : Masses modales**

La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation ". Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal. Autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : MT (MT = G+αQ).

- G : le poids propre du tablier ;
- Q : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 3 voies chargées) ;
- α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

$$1/2M_P = \rho \times \Sigma (s_i \times h_i) = 1292.0035t.$$

$$M_T = G + \alpha Q = 235935,28 + 0.2 \times 65,35 \times 682 = 24\ 484,90\ t.$$

$$M_P = 1302.8\ t \leq 0,43\ M_T = 5345.3 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

▪ **Critère n°2 : Angle de biais**

" L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis doit être supérieur à 70 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais ".

▪ **Critère n°3 : Angle de courbure**

" L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure ".

Il s'agit d'un pont courbe (angle=20 gr) < 30  $\Rightarrow$  **Condition Vérifiée**

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

" La distance entre le centre des masses et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal ".

$$e_o = |XM - XR| \leq 5\% L \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Après avoir analysé toutes les conditions on peut conclure que la méthode monomodale peut être utilisée.

c) **Evaluation de l'effort sismique longitudinal**

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

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

- $M_T$  : est la masse effective totale de la structure :  $M_T = 20\ 453,6\ t$  ;
- $S_a(T)$  : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale donner dans le RPOA 2008 équation (3.1) dans la page 19
- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S3 :

$$(T_1, T_2) = f(S_3) \Rightarrow (T_1, T_2) = (0.2 ; 0.50) \text{ et } S = 1.2 ;$$

- $g$  : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s<sup>2</sup> ;
- $\xi$  : taux d'amortissement 5 % ;
- $\eta$  : facteur de correction de l'amortissement :  $\eta=1$  ;
- $S$  : coefficient du site ;
- $A$  : coefficient d'accélération.
- $T$  : période fondamentale de l'ouvrage, vaut  $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \rightarrow T = 0,67\ s.$

$$T_2 < T < 3.00\ s \Rightarrow S_a(T ; \xi) = 2.5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T) \Rightarrow S_a = 4,37\ m/s^2 ;$$

---

## CHAPITRE VI. ETUDE DES EQUIPEMENTS

$$D'o\grave{u} : F = S_{ach} \times M$$

$$F = 4,37 \times 20453.6 \Rightarrow F = 91848,27 \text{ t.}$$

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

$$\text{raideurs : } F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

### ❖ Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier}}^{\text{longitudinal}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times Sa$$

$$d_{L(\text{Tablier})} = 5,019 \text{ cm.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VI. 5 l'effort sismique longitudinal

| Piles | $K_{\text{appui}}$<br>(MN/m) | $K_T$<br>(MN/m) | F<br>(kN) | $F_{\text{appui}}$<br>(kN) |
|-------|------------------------------|-----------------|-----------|----------------------------|
| C1    | 7,50                         | 1 829,92        | 91848,3   | 376,4                      |
| P1    | 297,04                       | 1 829,92        | 91848,3   | 14909,1                    |
| P2    | 156,12                       | 1 829,92        | 91848,3   | 7836,1                     |
| P3    | 245,75                       | 1 829,92        | 91848,3   | 12334,9                    |
| P4    | 842,24                       | 1 829,92        | 91848,3   | 42274,0                    |
| P5    | 248,28                       | 1 829,92        | 91848,3   | 12461,6                    |
| P6    | 6 243,93                     | 1 829,92        | 91848,3   | 313397,8                   |
| C2    | 7,50                         | 1 829,92        | 91848,3   | 376,4                      |

### d) Evaluation de l'effort sismique transversal

Tableau VI. 6 l'effort sismique transversal

| Appui | K<br>(MN/m) | M<br>Kg      | T<br>s | $S_a$<br>m/s <sup>2</sup> | $F_i$<br>KN |
|-------|-------------|--------------|--------|---------------------------|-------------|
| P1    | 459,30      | 3 695 340,00 | 0,56   | 5,22                      | 19 296,82   |
| P2    | 241,40      | 3 763 155,00 | 0,78   | 3,75                      | 14 117,54   |
| P3    | 380,00      | 3 713 835,00 | 0,62   | 4,74                      | 17 595,94   |
| P4    | 1302,33     | 3 612 112,50 | 0,33   | 8,89                      | 32 125,57   |
| P5    | 383,90      | 3 712 807,50 | 0,62   | 4,76                      | 17 683,65   |
| P6    | 25,5        | 3 429 007,50 | 2,30   | 1,67                      | 5 710,07    |
| C1/C2 | 15,00       | 56 103,75    | 0,38   | 59,79                     | 3 354,62    |

**e) Etude verticale**

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

**f) Combinaisons des efforts**

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Les efforts sismiques seront combinés comme préconisé dans le guide de conception courant en zone sismique :

$$E_{long} = E_x + 0.3 \times (E_y + E_z)$$

$$E_{trans} = E_y + 0.3 \times (E_x + E_z)$$

$$E_{vert} = E_z + 0.3 \times (E_x + E_y)$$

**Tableau VI. 7 Combinaisons des efforts**

| Appui     | EX(KN)   | EY(KN)    | EZ(KN) | E1(KN)   | E2(KN)    | E3(KN)    |
|-----------|----------|-----------|--------|----------|-----------|-----------|
| <b>C1</b> | 376,44   | 3 354,62  | 0      | 1 382,8  | 3 467,55  | 1 119,32  |
| <b>P1</b> | 14909,06 | 14 117,54 | 0      | 19 144,3 | 18 590,26 | 8 707,98  |
| <b>P2</b> | 7836,09  | 17 595,94 | 0      | 13 114,9 | 19 946,77 | 7 629,61  |
| <b>P3</b> | 12334,90 | 32 125,57 | 0      | 21 972,6 | 35 826,04 | 13 338,14 |
| <b>P4</b> | 42274,03 | 17 683,65 | 0      | 47 579,1 | 30 365,86 | 17 987,31 |
| <b>P5</b> | 12461,62 | 5 710,07  | 0      | 14 174,6 | 9 448,56  | 5 451,51  |
| <b>P6</b> | 313397,8 | 3 354,62  | 0      | 314 404  | 97 373,9  | 95 025,7  |
| <b>C2</b> | 376,44   | 3 354,62  | 0      | 1 382,8  | 3 467,55  | 1 119,32  |

Ce qui donne un souffle total de :  $W = W_D + 0.4 W_T + \frac{W_S}{3}$ .

$$W = (11,935 + 10,23) + (0,4 \times 10,12) + (1/3 \times 5) \Rightarrow W = 27,7 \text{ cm} = 277 \text{ mm}.$$

**VI.4.2.3. Type de joint choisi :**

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 **27,7cm** il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle, et peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0,03 rad. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



**Figure VI. 6 Joint du type Wd110 (souffle moyen).**

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais dimensions sont au mm.

## CHAPITRE VI. ETUDE DES EQUIPEMENTS

Tableau VI. 8 Différents modèles des joints Wd

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

Tableau VI. 9 Caractéristiques physiques des joints Wd.

| Type         | A <sub>min</sub> | A <sub>max</sub> | B <sub>min</sub> | B <sub>max</sub> | C <sub>min</sub> | C <sub>max</sub> | D <sub>min</sub> | D <sub>max</sub> | H          | E          | L          | F          | P(KN)*     | Nb**     |
|--------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|
| <b>Wd60</b>  | 65               | 125              | 185              | 245              | 125              | 185              | 20               | 80               | 55         | 200        | 200        | 52.5       | 65         | 5        |
| <b>Wd80</b>  | 90               | 170              | 220              | 300              | 155              | 235              | 30               | 110              | 57         | 200        | 200        | 62.5       | 65         | 6        |
| <b>Wd110</b> | 120              | 230              | 300              | 410              | 210              | 320              | 40               | 150              | 82         | 250        | 250        | 85         | 100        | 5        |
| <b>Wd160</b> | 170              | 330              | 400              | 560              | 290              | 450              | 50               | 210              | 98         | 300        | 280        | 120        | 190        | 4        |
| <b>Wd230</b> | <b>240</b>       | <b>470</b>       | <b>540</b>       | <b>770</b>       | <b>420</b>       | <b>650</b>       | <b>70</b>        | <b>300</b>       | <b>123</b> | <b>350</b> | <b>280</b> | <b>170</b> | <b>190</b> | <b>5</b> |

\*P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation.

Dimensions en mm

\*\* Nb= Nombre de fixations par élément.

Suivant le souffle total, **277 mm** se situe entre Dmin=70 mm et Dmax=300 mm

Donc : on choisit le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 40 à 150 mm.

### VI.5. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages. L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.



# **ETUDE D'INFRASTRUCTURE**

---



**ENSTP 2019-2020**

---

### **VII.1. Introduction :**

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

### **VII.2. Etude de la pile**

#### **VII.2.1. Structure des appuis**

Un appui peut être caractérisé par ces caractéristiques géométriques et mécaniques, elles doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique ...) qui sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

➤ Une superstructure (ou fût)

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre, de façon générale ils sont dimensionnés pour permettre l'implantation :

- Des appareils d'appui définitifs, lorsque le tablier n'est pas totalement encastré sur la pile.
- Des éventuels appareils d'appui provisoires
- Des niches à vérins pour le changement des appareils d'appui.

➤ Une fondation

C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente de charges puis la transmet aux semelles reposantes directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux reposantes réunis en tête par une semelle de liaison. Pour notre cas le type de la pile est une pile voile qui repose sur une fondation, cette fondation devra être dimensionnée de façon à assurer le transfert de la descente de charges aux sols.

#### **VII.2.2. Choix du type de pile**

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants. Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

#### **Pile de type voile :**

Elles sont plus nombreuses, parce qu'elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux ; aussi ils présentent moins de problèmes à la réalisation (L'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes). Sans oublier que la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, même leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

## CHAPITRE VII. ETUDE D'INFRASTRUCTURE

### VII.2.3. Prédimensionnement de la pile

La pile est constituée par une semelle horizontale reliant les pieux.

Épaisseur du voile « E » :  $e = \max [0,5m, \frac{4H+L}{100}0, 1m]$ .

H : est la hauteur de la pile.

L : la portée de travée centrale.

On a : H=34,20 m

L = 110 m

E = 2,46m on prend : E=2.5m.

### VII.2.4. Descend des charges

❖ Pile pris en considération dans le calcul

Pour la suite de calcul on va consacrer notre étude sur la pile qui présente une hauteur max.

La pile concernée par le calcul est la Pile P02 côté gauche.

#### VII.2.4.1. Efforts dus à la pile :

##### VII.2.4.1.1. Etude statique :

Tableau VII. 1 Effort dus à la pile

| Désig     | N (KN)   | H (KN)  | /FV/o (x/o) | /FH/O/a (y/a,o) | M <sub>FV/o</sub> | M <sub>FH/o</sub> |
|-----------|----------|---------|-------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| Semelle   | 14256,00 | /       | 0,00        | 1,50            | 0,00              | /                 |
| Pile2     | 8927,10  | /       | 0,00        | 20,10           | 0,00              | /                 |
| G Tablier | 33168,00 | /       | 0,00        | 37,20           | 0,00              | /                 |
| Hf+r      | /        | 1066,25 | /           | 37,20           | /                 | 39664,40          |
| HT°       | /        | 592,36  | /           | 37,20           | /                 | 22035,78          |
| Somme     | 56351,10 | 1421,66 | /           | /               | 0,00              | 61700,17          |
| (A1)      | 4726,48  | /       | 0,00        | /               | 0,00              | /                 |
| (Bc)      | 1781,36  | /       | 0,00        | /               | 0,00              | /                 |
| Mc120     | 1152,14  | /       | 0,00        | /               | 0,00              | /                 |
| D240      | 2406,93  | /       | 0,00        | /               | 0,00              | /                 |
| ST        | 369,90   | /       | 0,00        | /               | 0,00              | /                 |
| A1        | /        | 392,73  | /           | 37,20           | /                 | 14609,50          |
| Bc        | /        | 150,00  | /           | 37,20           | /                 | 5580,00           |

❖ Combinaison des efforts

Tableau VII. 2 Combinaison des efforts statiques (pile)

| Cas | Combinaisons      | N(KN)    | H(KN)   | M <sub>H</sub> (KN.m) | M <sub>V</sub> (KN.m) | ΔM(KN.m) |
|-----|-------------------|----------|---------|-----------------------|-----------------------|----------|
| ELS | G                 | 56351,10 | 1421,66 | 61700,17              | 0,00                  | 61700,17 |
|     | G+1.2A1+ST        | 62392,78 | 1892,94 | 79231,58              | 0,00                  | 79231,58 |
|     | G+1.2Bc+ST        | 58858,63 | 1601,66 | 68396,17              | 0,00                  | 68396,17 |
|     | G+Mc120           | 57503,24 | 1421,66 | 61700,17              | 0,00                  | 61700,17 |
|     | G+D240            | 58758,03 | 1421,66 | 61700,17              | 0,00                  | 61700,17 |
| ELU | 1,35G             | 76073,99 | 1972,56 | 73379,13              | 0,00                  | 73379,13 |
|     | 1.35G+1.6A1+1.6ST | 84228,19 | 2600,92 | 96754,34              | 0,00                  | 96754,34 |
|     | 1.35G+1.26B+1.6ST | 79516,00 | 2212,56 | 82307,13              | 0,00                  | 82307,13 |
|     | 1.36G+1.35Mc120   | 79323,34 | 1972,56 | 73379,13              | 0,00                  | 73379,13 |
|     | 1.35G+1.35D240    | 76573,35 | 1972,56 | 73379,13              | 0,00                  | 73379,13 |

### VII.2.4.1.2. Etude sismique :

#### VII.2.4.1.2.1. Evaluation des charges sismiques :

Pour une pile, en utilisant le spectre de réponse défini pour l'ouvrage et en calculant la fréquence propre de la pile comme celle d'une console de caractéristiques géométriques constantes présentant la même rigidité que l'appui vis-à-vis d'un effort horizontal en tête. Le calcul de la période propre s'effectue comme suit :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho \cdot A \cdot L^4}{EI}}$$

$\rho$  : Masse volumique du matériau de l'appui (en kg/m<sup>3</sup>).  $\rho=2500 \text{ kg/m}^3$

E : Module d'Young du matériau de l'appui (en Pa).  $E=33\,000 \text{ MPa}$

A : section équivalente (en m<sup>2</sup>) de l'appui pour retrouver la masse totale de l'appui.  $A=10,44 \text{ m}^2$

I : inertie (en m<sup>4</sup>) à ajuster pour retrouver la même flèche " d " en tête sous l'action d'une charge

$$F : I = FL^3/3Ed$$

$$I_{\text{tra}}=47.41 \text{ m}^4 ; I_{\text{long}}=15,77 \text{ m}^4$$

L : hauteur de la pile.  $L=34.20 \text{ m}$ .

D'où :  $T_{\text{Tran}}=0.270 \text{ s}$  ;  $T_{\text{Long}}= 0.467 \text{ s}$ .

- **Composantes horizontales :**

|  |       |  |                       |
|--|-------|--|-----------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ A =0,2</li> <li>▪ S =1,2</li> <li>▪ T<sub>1</sub>=0,20 s.</li> <li>▪ T<sub>2</sub>=0,50 s.</li> </ul> |       | $A \times S \times g \times \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \times (2.5\eta - 1) \quad 0 \leq T \leq T_1$ |                       |
|  | $S_a$ | $2.5 \times A \times \delta \times \eta \times S \times \frac{g}{T_2}$                                   | $T_1 \leq T \leq T_2$ |
|  |       | $2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{T}{T_1}\right)$                           | $T_2 \leq T \leq 3s$  |
| <p><u>Donc</u> : <math>S_{a\text{Tran}}=5,89 \text{ s}</math>.<br/><math>S_{a\text{Long}}=5,89 \text{ s}</math>.</p>                           | {     | $2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{3T_2}{T}\right)$                          | $T \geq 3s$           |

- **Composante verticale :**

Une pile étant toujours très raide vis-à-vis des efforts normaux, on se place sur le plateau du spectre

|   |                       |   |                       |
|---|-----------------------|---|-----------------------|
|   |                       | $\alpha A g \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) (2.5\eta - 1) \quad 0 \leq T \leq T_1$ |                       |
|   | $\eta$                | $2.5 \alpha A g \eta$   | $T_1 \leq T \leq T_2$ |
| <p><math>\eta=1</math> ; <math>\alpha=0,70</math> ;</p> | $S_{ae}(T)_{m/s^2} =$ | $2.5 \alpha A g \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)$                           | $T_2 \leq T \leq 3s$  |
|   |                       | $\{ 2.5 \alpha A g \eta \times \left(\frac{3T_2}{T^2}\right)$                     | $T \geq 3s$           |

Donc :  $S_{a\text{ver}}= 3,43 \text{ s}$ .

### VII.2.4.1.2.2 Effort à la base de la pile :

#### ➤ Evaluation des actions sismiques

Tableau VII. 3 Action sismique

| Dés               | N (MN) | V <sub>L</sub><br>(MN) | V <sub>T</sub> (MN) | /F <sub>V</sub> /o<br>(x/o) | /F <sub>H</sub> /O/a<br>(y/a,o) | M <sub>FV</sub> /o | M <sub>FHL</sub> /o | M <sub>FHT</sub> /o |
|-------------------|--------|------------------------|---------------------|-----------------------------|---------------------------------|--------------------|---------------------|---------------------|
| Pile              | 3,07   | 5,25                   | 5,25                | 0,00                        | 17,10                           | 0,00               | 89,9                | 89,85               |
| Séisme<br>Tablier | 69,25  | 31,60                  | 38,43               | 0,00                        | 34,20                           | 0,00               | 1080,78             | 1314,43             |

#### ➤ Combinaison des directions

- $E_1 = E_L + 0.3(E_T + E_V)$
- $E_2 = E_T + 0.3(E_L + E_V)$
- $E_3 = E_V + 0.3(E_L + E_T)$

Tableau VII. 4 Combinaison des directions

|                     | E <sub>L</sub> | E <sub>T</sub> | E <sub>V</sub> | E <sub>1</sub> | E <sub>2</sub> | E <sub>3</sub> |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| V <sub>L</sub> (MN) | 32,04          | 0,00           | 0,00           | 32,04          | 9,61           | 9,61           |
| V <sub>T</sub> (MN) | 0,00           | 38,79          | 0,00           | 11,64          | 38,79          | 11,64          |
| M <sub>L</sub>      | 1084,51        | 0,00           | 0,00           | 1084,51        | 325,35         | 325,35         |
| M <sub>T</sub>      | 0,00           | 1317,50        | 0,00           | 395,25         | 1317,50        | 395,25         |
| N (MN)              | 0,00           | 0,00           | 69,32          | 20,80          | 20,80          | 69,32          |

#### ▪ Effort provenant de tablier :

Tableau VII. 5 Effort provenant de tablier

|                       | R <sub>max</sub> | R <sub>min</sub> |
|-----------------------|------------------|------------------|
| N (MN)                | 34,19            | 33,40            |
| V(MN)                 | 1,38             | 1,33             |
| M <sub>L</sub> (MN.m) | 47,26            | 45,60            |

#### ➤ Combinaison d'action au pied de la pile :

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus.  
On a 6 combinaisons :

1 :  $E_1 + R_{max} + PP_p$

2 :  $E_2 + R_{max} + PP_p$

3 :  $E_3 + R_{max} + PP_p$

4 :  $-E_1 + R_{max} + PP_p$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

5 :  $-E_2 + R_{max} + PP_p$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

6 :  $-E_3 + R_{max} + PP_p$  (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

Où  $PP_p$  est le poids propre de la pile ;

$PP_p = 8,93 \text{ MN.}$

Tableau VII. 6 Combinaison d'action sismique au pied de la pile

|                           | E <sub>1</sub> | E <sub>2</sub> | E <sub>3</sub> | E <sub>4</sub> | E <sub>5</sub> | E <sub>6</sub> |
|---------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| <b>V<sub>L</sub> (MN)</b> | 33,42          | 10,99          | 10,99          | 30,70          | 8,28           | 8,28           |
| <b>V<sub>T</sub> (MN)</b> | 11,64          | 38,79          | 11,64          | 11,64          | 38,79          | 11,64          |
| <b>M<sub>L</sub></b>      | 1131,76        | 372,61         | 372,61         | 1038,91        | 279,76         | 279,76         |
| <b>M<sub>T</sub></b>      | 395,25         | 1317,50        | 395,25         | 395,25         | 1317,50        | 395,25         |
| <b>N (MN)</b>             | 63,91          | 63,91          | 112,43         | 22,32          | 22,32          | -26,21         |

➤ **Sollicitations les plus défavorables :**

- ❖ ELS: N<sub>max</sub> = 62 392,78 kN      M<sub>cors</sub> = 79 231,58 kN.m
- ❖ ELA: N<sub>max</sub> = 63 910 kN      M<sub>cors</sub> = 1 317 500 kN.m

### VII.2.5. Ferrailage :

La pile est soumise à la flexion Composée (un effort normal(N) et un moment de flexion autour de l'axe (XOX) « My ».

D'après les résultats de calcul on a :

- M<sub>xx</sub>=713.59 KN.m
- M<sub>yy</sub>=1662.81 KN.m
- N=50304.96 KN.

Sous combinaison ELA : **G+0.2AL+E3**.

▪ Pour la 1ère façade (b=4m et h=34.2m)

- ❖ Section d'acier : avec logiciel Robot expert on trouve As=855 cm<sup>2</sup>

On prend **107 HA32** avec st=32 cm.

- ❖ Armature longitudinale : On trouve As=40 cm<sup>2</sup>, On prend **13HA20** avec st= 31 cm.

▪ Pour la 1ère façade (b=5.22m et h=34.2m)

- ❖ Section d'acier : avec logiciel Robot expert on trouve As=1115.8 cm<sup>2</sup>

On prend **139 HA32** avec st=25 cm.

- ❖ Armature longitudinale : On trouve As=52.2 cm<sup>2</sup>, On prend **17HA20** avec st= 31 cm.

### VII.2.6. Vérification de la stabilité au flambement de la pile

On doit vérifier la condition suivante :  $\lambda \leq 50$  Avec  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

- L<sub>f</sub> : La longueur de flambement
- i : Le rayon de giration.

### ▪ La longueur de flambement

La longueur de flambement est donnée par :  $l_f = 2H \sqrt{1 - \frac{2 \times P_{pilot}}{\pi \times N}}$

- N : le poids transmis par le tablier
- i : le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Avec :  $I = 24,39 \text{ m}^4$ ,  $S = 6,73 \text{ m}^2$ ,  $H = 34,20 \text{ m}$ .

### AN :

$$l_f = 2 \times 34,20 \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,93}{\pi \times 33,168}} = 62,45 \text{ m}$$

### ▪ Le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{24,39}{6,73}} = 1,903$$

$$\lambda = \frac{6,45}{1,903} = 32,81 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée. Alors pas de risque de flambement.}$$

## VII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

### VII.3.1. Fonction des culées :

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

#### ➤ **Les fonctions mécaniques :**

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation, donc une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

#### ➤ **Les fonctions techniques :**

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

### VII.3.2. Choix de la morphologie :

Il existe différents types de culée :

- ✓ **Culée remblayée** : assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai mais sa hauteur doit être limitée à une dizaine de mètres. Utilisées lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier.
- ✓ **Culée enterrée** : sa structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elle assure principalement une fonction porteuse car elle est relativement peu sollicitée par les efforts de poussée des terres.
- ✓ **Culée creuse** : possède un aspect extérieur fermé, les fonctions porteuses et de soutènement sont dissociées. Les culées contrepoids et en terre armée sont d'un usage peu fréquent et leur conception varie d'un ouvrage à un autre.

Dans le cas de notre ouvrage, on a opté pour une culée enterrée, elle offre une plus grande simplicité de conception et de réalisation.

On peut diviser la culée en différents éléments :

- **Le mur de front** : sur lequel repose l'about du tablier.
- **Le mur garde grève** : séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.
- **Les murets-caches** : protéger les appareils d'appuis des terres.
- **Les murs en retour** : n'ont pas de rôle mécanique ou fonctionnel, leur présence résulte de l'intention de faire apparaître la structure des appuis d'extrémité.
- **Dalle de transition** : qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple (corps de chaussée) à un milieu rigide (pont).
- **Corbeau arrière** : sur lequel s'appuie la dalle de transition.

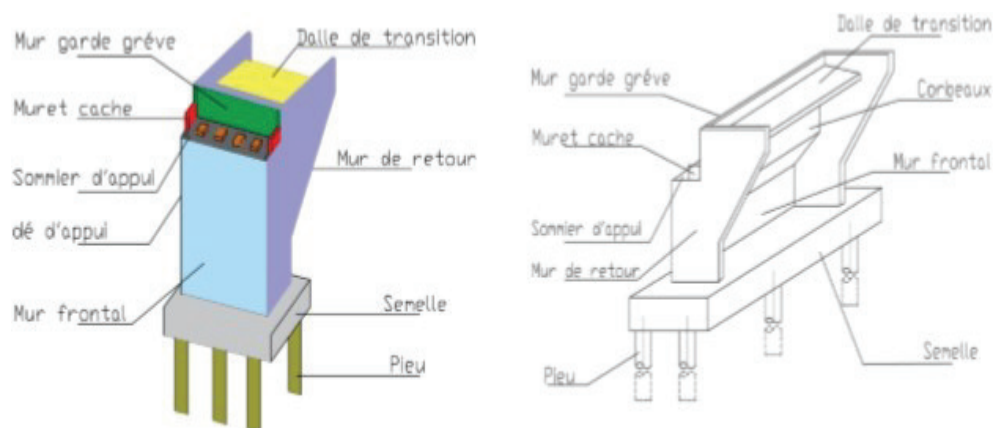


Figure VII. 1 Les éléments constitutifs d'une culée.

### VII.3.3. Prédimensionnement de la culée

Le prédimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A. Calgaro intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

#### VII.3.3.1. Mur de garde grève :

Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et Assurer la fixation du joint de chaussée.

##### a) La hauteur du mur garde grève « h » :

$$h = h_{\text{voussoir sur culée}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$$

$$h = 3.2 + 0.080 + 0.35 = 3.63 \text{ m.}$$

##### b) L'épaisseur du mur :

Selon SETRA :  $e = \text{Max} (0.30 \text{ m}, h/8) = \text{Max} (0.30 \text{ m} ; 0.454 \text{ m})$

$$e = 0.5 \text{ m}$$

##### c) La longueur du mur garde grève : $L = 14.20 \text{ m.}$

#### VII.3.3.2. Mur frontal

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur sur lequel s'appuient le tablier.

- La hauteur de mur frontale :  $h = h_{\text{culée}} - h_{\text{GG}} = 12.23 - 3.63 = 8.6 \text{ m.}$
- L'épaisseur de mur : On prend l'épaisseur  $e = 2,00 \text{ m.}$
- La longueur de mur frontale :  $L =$  la largeur de tablier, donc  $L = 14,20 \text{ m.}$

#### VII.3.3.3. Les murs latéraux (murs cachent) :

La hauteur du mur est :  $H_{\text{MGG}} - H_{\text{Corniche}}$  (à l'extrémité encastrée)  $H_{\text{MC}} = 3.63 - 0.79 = 2.84 \text{ m}$

L'épaisseur du mur latéral est :  $E_{\text{MC}} = 30 \text{ cm.}$  La longueur du mur latéral est :  $L_{\text{MC}} = 2.00 \text{ m.}$

#### VII.3.3.4. Les murs en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf en partie supérieure pour l'accrochage des corniches.

- La hauteur des murs en retour :  $h =$  est celle de la culée  $h = 12.23 \text{ m.}$
- L'épaisseur comprise entre 30 cm et 60 cm. On fixe  $e = 50 \text{ cm.}$
- La longueur supérieure du mur en retour  $L$  varie entre 6 et 8 m. On prend :  $L_{\text{MRS}} = 6.5 \text{ m.}$

#### VII.3.3.5. Dalle de transition :

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage

a. La longueur de la dalle :  $L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (4 \text{ m}, 0.6H)] = \text{min} (6 \text{ m} ; 7.33 \text{ m})$

Avec :  $H$  étant la hauteur du remblai  $= 12.23 \text{ m}$  ; Soit :  $L = 6,00 \text{ m.}$

### b. L'épaisseur de la dalle de transition :

Généralement  $e = 0,30 \text{ m}$  La dalle de transition suit une pente de  $P=3\%$ .

#### VII.3.3.6. Corbeau

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 130 cm, une petite base de 40 cm et une hauteur de 40 cm.

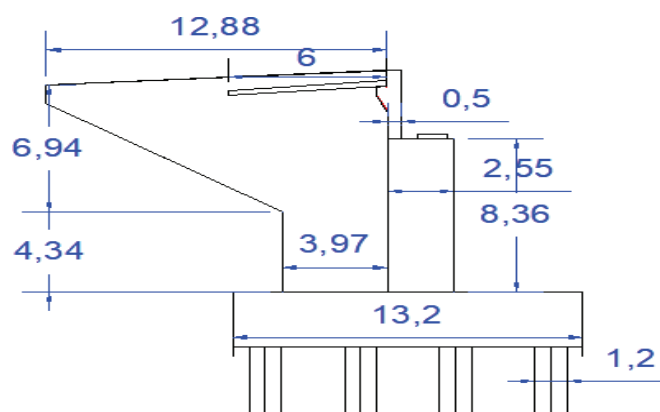
#### VII.3.3.7. Sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

- La longueur du sommier :  $L = \text{largeur du pont} - 2x (\text{épaisseur de mur cache}) = 14,2 - 2x0,30 = 13,60 \text{ m}$
- La largeur du sommier  $I = 2,50 \text{ m}$ .
- Les appareils d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on prend  $d = 50 \text{ cm}$ .

#### VII.3.3.8. La semelle :

- ✓ L'épaisseur de la semelle :  $e = 3 \text{ m}$ .
- ✓ La longueur de la semelle :  $L = 14,40 \text{ m}$ .
- ✓ La largeur de la semelle :  $B = 13,20 \text{ m}$ .



### VII.3.4. Stabilité et évaluation des efforts

Figure VII. 2 Les dimensions des éléments de la culée.

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

#### VII.3.4.1. Efforts dus à la culée

❖ **Calcul du coefficient de poussée :** Selon RPOA Ver-2008

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

## CHAPITRE VII. ETUDE D'INFRASTRUCTURE

- Remblais sur traverse : Poids volumique  $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Calcul de coefficient d'accélération sismique  $A_0 = 0.20 \text{ g}$
- Angle de frottement interne du sol  $\phi = 30.00^\circ$
- Angle d'inclinaison du voile  $\alpha = 0.00^\circ$
- Angle d'inclinaison moyen du talus  $\beta = 0.00^\circ$
- Angle de frottement de mur  $\delta = 0.00^\circ$

### Coefficient de poussée des terres d'après les spécifications du SETRA :

- Sous poussée minimale  $K_a \text{ min} = 0.25$
- Sous poussée maximale  $K_a \text{ max} = 0.50$ .

#### ➤ Étude statique :

- $K_0 = (1 - \sin \phi) = 0.500$
- $K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0.333$

#### ➤ Étude sismique :

Selon la norme RPOA 2008, Section 5.5.2.4 ;

- Coefficient sismique horizontal :  $k_h = A_0 = 0.20$
- Coefficient sismique vertical :  $k_v = 0.30 \times k_h = 0.060$

La poussée des terres agissant sur une hauteur  $h$  et sur une largeur  $L$  est donnée comme suit :

$$Fah = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm kv) H^2 kad$$

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

$$kad = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

$H$  : est la hauteur du mur ;

$\gamma$  : est le poids des terres ;

$\phi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale ;

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

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

Tableau VII. 7 Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$

| Action du séisme                | $k_H$ | $k_v$ | $\theta$ (°) | $K_{ad}$ |
|---------------------------------|-------|-------|--------------|----------|
| Condition normale               | 0     | 0     | /            | 0,333    |
| Séisme « horizontal ; $1+k_v$ » | 0,2   | 0,06  | 10,68        | 0,464    |
| Séisme « horizontal ; $1-k_v$ » | 0,2   | -0,06 | 12,01        | 0,484    |

## VII.3.4.1.1. CHARGES EN ÉTAT STATIQUE

Tableau VII. 8 Evaluation des charges statiques dus à la culée

| Désignation                     | N (KN)   | H (KN)  | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV/o</sub> | M <sub>FH/o</sub> |
|---------------------------------|----------|---------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Semelle                         | 14256,00 | /       | 0,00     | 1,50     | 0,00              | /                 |
| Mur F                           | 6106,00  | /       | 0,48     | 7,18     | 2930,88           | /                 |
| DDT                             | 307,13   | /       | 3,97     | 14,08    | 1219,29           | /                 |
| Mur en R                        | 1063,50  | /       | 5,13     | 10,35    | 5455,76           | /                 |
| Corbeau                         | 119,88   | /       | 0,95     | 13,69    | 113,88            | /                 |
| MGG                             | 644,33   | /       | 0,54     | 13,21    | 347,94            | /                 |
| Poids des Terres Amont          | 17820,96 | /       | 3,77     | 8,44     | 67185,02          | /                 |
| Poids des T sur DDT             | 521,97   | /       | 3,97     | 14,08    | 2072,22           | /                 |
| Poussée Mur Frontal             | /        | 3343,73 | /        | -5,87    | /                 | -19616,56         |
| Poussée Semelle                 | /        | 3763,58 | /        | -1,50    | /                 | -5645,38          |
| Poussée DDT                     | /        | 13,68   | /        | -13,88   | /                 | -189,87           |
| Poids Sur 10kN/m <sup>2</sup>   | 794,60   | /       | 3,65     | /        | 2900,29           | /                 |
| Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup> | /        | 681,77  | /        | -7,54    | /                 | -5140,52          |

### ➤ Combinaison de charges :

Tableau VII. 9 Combinaison des charges statique (culée)

| Cas | Combinaisons            | N(KN)     | H(KN)    | M <sub>H</sub> (KN.m) | M <sub>V</sub> (KN.m) | ΔM(KN.m) |
|-----|-------------------------|-----------|----------|-----------------------|-----------------------|----------|
| ELS | G+0.6T                  | 74007,76  | 8542,65  | -47083,62             | 48478,74              | 1395,12  |
|     | G+0.6T+1.2Q             | 74961,28  | 9360,77  | -53252,24             | 51959,09              | -1293,16 |
|     | G+0.6T+1.2A(I)+ST       | 80049,43  | 9013,93  | -52550,40             | 42791,18              | -9759,22 |
|     | G+0.6T+1.2Bc+ST         | 76515,29  | 8722,655 | -49171,62             | 46077,93              | -3093,68 |
|     | G+0.6T+Mc120            | 75159,89  | 8542,65  | -47083,62             | 47407,25              | 323,64   |
|     | G+0.6T+D240             | 76414,69  | 8542,65  | -47083,62             | 46240,29              | -843,32  |
| ELU | 1.35G+0.9T              | 99910,47  | 11585,90 | -57241,60             | 65446,30              | 8204,70  |
|     | 1.35G++0.9T+1.6Q        | 101181,83 | 16731,79 | -85500,99             | 92992,96              | 7491,97  |
|     | 1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST) | 143033,34 | 16269,33 | -84565,20             | 80769,09              | -3796,12 |
|     | 1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)   | 138321,15 | 15880,9  | -80060,16             | 85151,43              | 5091,27  |
|     | 1.35G+0.9T+1.35Mc120    | 136434,52 | 11585,90 | -57241,60             | 86905,99              | 29664,39 |
|     | 1.35G+0.9T+1.35D240     | 138128,49 | 11585,90 | -57241,60             | 85330,60              | 28089,00 |

## CHAPITRE VII. ETUDE D'INFRASTRUCTURE

### VII.3.4.1.2. CHARGES EN ÉTAT SISMIQUE

Tableau VII. 10 Evaluation des charges sismique(culée)

| Désignation            | N (KN)  | H (KN)  | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV</sub> /o | M <sub>FH</sub> /o |
|------------------------|---------|---------|----------|----------|--------------------|--------------------|
| Semelle                | 855,36  | 2851,20 | 0,00     | 1,50     | 0,00               | 4276,80            |
| Mur F                  | 366,36  | 1221,20 | 0,48     | 7,18     | 175,85             | 8768,22            |
| DDT                    | 18,43   | 61,43   | 3,97     | 14,08    | 73,16              | 864,86             |
| Mur en R               | 63,81   | 212,70  | 5,13     | 10,35    | 327,35             | 2201,45            |
| Corbeau                | 7,19    | 23,98   | 0,95     | 13,69    | 6,83               | 328,22             |
| MGG                    | 38,66   | 128,87  | 0,54     | 13,21    | 20,88              | 1702,31            |
| Poids des Terres Amont | 1069,26 | 3564,19 | 3,77     | 8,44     | 4031,10            | 30081,78           |
| Poids des T sur DDT    | 31,32   | 104,39  | 3,97     | 14,08    | 124,33             | 1469,87            |
| Somme                  | 2450,39 | 8167,95 | /        | /        | 4759,50            | 49693,50           |

#### ➤ Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique

Tableau VII. 11 Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique

|       | Nc (kN) | Vc (kN)  | Mc (KN.m) |
|-------|---------|----------|-----------|
| CAS 1 | 0,00    | 23482,84 | 126676,32 |
| CAS 2 | 0,00    | 22350,42 | 120984,02 |
| CAS 3 | 2450,39 | 0,00     | 4759,50   |

#### ➤ Evaluation des charges Sismique due au tablier

Tableau VII. 12 Evaluation des charges Sismique due au tablier

|       | N (kN)   | V (kN)   | M (Kn.m)  |
|-------|----------|----------|-----------|
| CAS 1 | 0,00     | 25090,63 | 162958,54 |
| CAS 2 | 0,00     | 24034,08 | 158574,04 |
| CAS 3 | 26082,56 | 0,00     | 23675,84  |

#### ➤ Combinaison d'action

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

- R max - H + 0,3V
- R min - H - 0,3V
- R max + V - 0,3H
- R min - V - 0,3H

Tableau VII. 13 Combinaison d'action sismique(culée)

|                  | N        | V        | M          |
|------------------|----------|----------|------------|
| P max - H + 0,3V | 49683,80 | 26472,36 | -123056,36 |
| P min - H - 0,3V | 33245,41 | 25367,27 | -134174,13 |
| P max + V - 0,3H | 67941,59 | 8908,92  | 7587,70    |
| P min - V - 0,3H | 14987,62 | 8543,42  | -39745,39  |

Le calcul des efforts sur la culée a été faite par rapport au point O située :

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

### VII.3.4.2. Le ferrailage de la culée :

#### VII.3.4.2.1. Ferrailage du mur garde grève

La mure garde grève est soumis aux poussées des terre de la face arrière, force de freinage et son poids propre.

Le mur garde grève est supposé encastré a la base dans les calculs de béton armé.

#### VII.3.4.2.1.1. Evaluation des efforts

➤ **Moment des poussées des terres :**

Le moment à l'encastrement est :  $M_p = P \times H/3$

Avec  $P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times L \times H^2$

- $K_{ah} = 0,33$
- $\gamma = 20 \text{ LN/m}^3$
- $H = 3,63 \text{ m}$
- $L = 1 \text{ m}$

Donc :  $P = 43,48 \text{ KN/ml}$

$M_p = 52,62 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{p\text{-ultime}} = 71,03 \text{ KN.m}$

$M_{p\text{-service}} = 52,62 \text{ KN.m}$

➤ **Moment due à la force de freinage Bc :**

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

$$M_f = \frac{2 \times \mu \times p \times h}{0.25 + 2h}$$

- $\mu$  : coefficient de pondération,  $\mu = 1.6$  à l'ELU et  $\mu = 1.2$  à l'ELS ;
- $P = 60 \text{ KN.}$

Donc :  $M_{F\text{-ultime}} = 92,80 \text{ KN.m}$

$M_{F\text{-service}} = 69,60 \text{ KN.m.}$

➤ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M'_p = \frac{12 \times K}{0.75 + 2h_0} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx \text{ Et } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma.$$

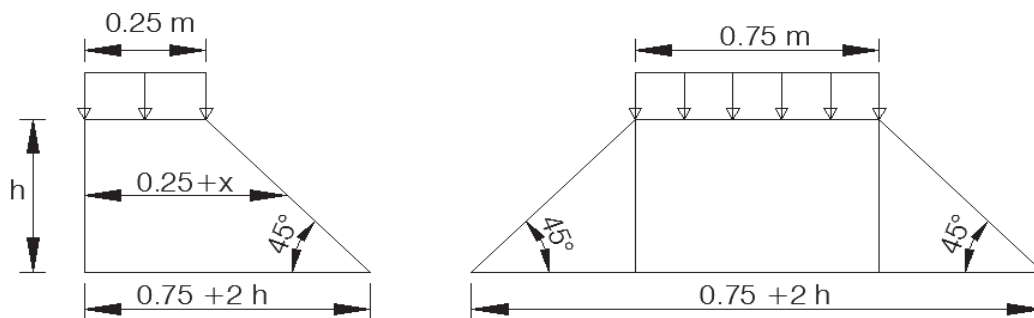
## CHAPITRE VII. ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Avec :

- $\gamma$  : coefficient de pondération.  $\gamma = 1,6$  à ELU et  $1,2$  à ELS ;
- $bc$  : coefficient de pondération du système Bc ;
- $\delta$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
- $h$  : hauteur de mur garde grève.

Tableau VII. 14 Rapport ( $M^p / K$ ) pour différentes valeurs de  $h$

| m)         | 0 | 5 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10  | 10  |
|------------|---|---|----|----|----|----|----|-----|-----|
| p/K (KN.m) | 3 | 0 | 1  | 1  | 5  | 6  | 9  | 5.8 | 5.9 |



Dans notre cas  $h = 3.63$  m par interpolation :

Figure VII. 3 Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

$$\frac{116.9 - 105.8}{4 - 3.5} = \frac{M^p / K - 105.8}{3.63 - 3.5} \rightarrow \frac{M^p}{K} = 108,68 \text{ KN.m}$$

- $K_a = 0,33$
- $bc = 1,2$
- $\delta = 1,04$
- $K_{ELS} = 0,49$
- $K_{ELU} = 0,66$

$$M_{Pc-ultimate} = 71,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{Pc-service} = 53,73 \text{ KN.m}$$

### VII.3.4.2.1.2. Combinaison des actions

▪ **E.L.U.:**

$$M_{ELU} = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q$$

$$M_{ELU} = 235,47 \text{ kN.m/ml}$$

▪ **E.L.S.:**

$$M_{ELS} = M_G + 1,2 \times M_Q$$

$$M_{ELS} = 175,95 \text{ kN.m/ml}$$

## CHAPITRE VII. ETUDE D'INFRASTRUCTURE

### VII.3.4.2.1.3. Ferrailage

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

- Section d'acier : Avec **Robot expert**  $A_s=17,3 \text{ cm}^2$  ; on prend **6HA20/ml**. Avec  $St=15\text{cm}$  ;
- Armature de constructions :  $A's = A_s/3=5,77 \text{ cm}^2$  ; Soit : **6HA12/ml** Avec  $St=15\text{cm}$  ;
- Armatures transversales :  $A_t = A_s/4=4,33 \text{ cm}^2$  ; Soit : **6HA10/ml** Avec  $St=15\text{cm}$  ;

### VII.3.4.2.2. Ferrailage du Mur frontal

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

### VII.3.4.2.2.1. Evaluation des efforts

- Evaluation des efforts dus au poids propre

Tableau VII. 15 Evaluations des efforts du mur frontale.

| Désig                           | N (KN)  | H (KN)   | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV</sub> /o | M <sub>FH</sub> /o |
|---------------------------------|---------|----------|----------|----------|--------------------|--------------------|
| Mur F                           | 6106    | /        | 0,48     | 4,18     | 2930,88            | /                  |
| DDT                             | 307,125 | /        | 3,97     | 11,08    | 1219,2863          | /                  |
| Corbeau                         | 119,875 | /        | 0,95     | 10,69    | 113,88125          | /                  |
| MGG                             | 644,325 | /        | 0,54     | 10,21    | 347,9355           | /                  |
| Poids des T sur DDT             | 521,97  | /        | 3,97     | 11,08    | 2072,2209          | /                  |
| Poussée Mur Frontal             | /       | 3343,732 | /        | -2,87    | /                  | -19616,6           |
| Poussée DDT                     | /       | 13,67603 | /        | -10,88   | /                  | -189,869           |
| Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup> | /       | 248,0742 | /        | -3,3     | /                  | -5140,52           |

- Efforts dus au tablier

Tableau VII. 16 Efforts dus au tablier (mur frontal)

|          |          |         |       |       |           |           |
|----------|----------|---------|-------|-------|-----------|-----------|
| Rg       | 33168,00 | /       | -0,93 | /     | -30846,24 | /         |
| R(Al)    | 4726,48  | /       | -0,93 | /     | -4395,63  | /         |
| Rbc      | 1781,36  | /       | -0,93 | /     | -1656,66  | /         |
| RMc120   | 1152,14  | /       | -0,93 | /     | -1071,49  | /         |
| RD240    | 2406,93  | /       | -0,93 | /     | -2238,44  | /         |
| RST      | 369,90   | /       | -0,93 | /     | -344,01   | /         |
| Hf+r     | /        | 1066,25 | /     | -8,60 | /         | -12368,47 |
| HT°      | /        | 592,36  | /     | -8,60 | /         | -6871,37  |
| Frein Al | /        | 392,73  | /     | -8,60 | /         | -4555,65  |
| Frein Bc | /        | 150,00  | /     | -8,60 | /         | -1740,00  |

### ➤ Combinaisons de charges

Tableau VII. 17 Combinaisons de charges (mur frontale).

| Cas | Combinaisons            | N(KN)    | H(KN)    | M <sub>II</sub> (KN.m) | M <sub>V</sub> (KN.m) | ΔM(KN.m)   |
|-----|-------------------------|----------|----------|------------------------|-----------------------|------------|
| ELS | G+0.6T                  | 40867,30 | 4779,07  | -36297,72              | -24162,04             | -60459,75  |
|     | G+0.6T+1.2Q             | 40867,30 | 5076,76  | -42466,34              | -24162,04             | -66628,38  |
|     | G+0.6T+1.2A(I)+ST       | 46908,97 | 5250,34  | -41764,50              | -29849,60             | -71614,10  |
|     | G+0.6T+1.2Bc+ST         | 43374,83 | 4959,071 | -38385,72              | -26562,84             | -64948,56  |
|     | G+0.6T+Mc120            | 42019,43 | 4779,07  | -36297,72              | -25233,52             | -61531,24  |
|     | G+0.6T+D240             | 43274,23 | 4779,07  | -36297,72              | -26400,48             | -62698,20  |
| ELU | 1.35G+0.9T              | 55170,85 | 6505,06  | -49620,34              | -32618,75             | -82239,09  |
|     | 1.35G++0.9T+1.6Q        | 55170,85 | 9178,75  | -75212,30              | -44035,31             | -119247,61 |
|     | 1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST) | 82634,85 | 9410,19  | -74276,50              | -51618,72             | -125895,23 |
|     | 1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)   | 77922,66 | 9021,83  | -69771,46              | -47236,39             | -117007,85 |
|     | 1.35G+0.9T+1.35Mc120    | 76036,03 | 6505,06  | -49620,34              | -45481,82             | -95102,16  |
|     | 1.35G+0.9T+1.35D240     | 77730,00 | 6505,06  | -49620,34              | -47057,21             | -96677,55  |

Le mur frontal est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, ferrailer à ELS.

#### Sollicitations les plus défavorables :

- ELS:  $M_{max} = -4257,73 \text{ kN/ml}$        $N_{cors} = 3303,45 \text{ kN.m/ml}$
- ELU:  $M_{max} = -5791,49 \text{ kN/ml}$        $M_{cors} = 5819,36 \text{ kN.m/ml}$

#### VII.3.4.2.2. Ferrailage mur frontal

- ❖ Ferrailage vertical: Avec logiciel de calcul on trouve  $A_s = 38,9 \text{ cm}^2$  on prend **8HA25/ml** avec  $St=15 \text{ cm}$ .
- ❖ Ferrailage horizontal:  $A_{st} = A_s/4=9.72 \text{ cm}^2$ ; Soit: **8HA14/ml** avec  $St=15 \text{ cm}$ .
- ❖ Armature de construction:  $A's = A_s/3=12,97 \text{ cm}^2$ ; Soit: **8HA16/ml** avec  $St=15 \text{ cm}$ .

#### VII.3.4.2.3. Dalle de transition

##### VII.3.4.2.3.1. Evaluation des efforts

Elle est soumise à son poids propre, au poids du revêtement, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémités.

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3-12 Les charges agissant sur la dalle de transition.

| Type de charge | Q (kN/ml) | M (kN.m/ml) | V (kN) |
|----------------|-----------|-------------|--------|
| Poids propre   | 7,5       | 33,75       | 22,5   |
| Revêtement     | 1,92      | 8,64        | 5,76   |
| Remblai        | 11        | 49,5        | 33     |
| Surcharges     | 10        | 45          | 30     |

**VII.3.4.2.3. Combinaison des actions**

▪ **E.L.U.**

$$M_{ult} = 1.35M_G + 1.6 M_Q = \mathbf{191,55 \text{ kN.m/ml}}$$

$$V_{ult} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = \mathbf{127,70 \text{ kN/ml}}$$

▪ **E.L.S.**

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q = \mathbf{145,89 \text{ kN.m/ml}}$$

$$V_{ser} = V_G + 1.2 V_Q = \mathbf{97,26 \text{ kN/ml}}$$

**VII.3.4.2.3.3. Ferrailage**

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

- ❖ Section d'acier : Avec Robot expert  $A_s = 27,30 \text{ cm}^2$ , On prend **9HA20/ml** Avec  $St=15\text{cm}$  ;
- ❖ Armature de constructions :  $A's = A_s/3=9,10 \text{ cm}^2$  ; Soit : **9HA12/ml** Avec  $St=15\text{cm}$  ;
- ❖ Armatures transversales :  $A_t = A_s/4=6,83 \text{ cm}^2$  ; Soit : **9HA10/ml** Avec  $St=15\text{cm}$  ;

**VII.3.4.2.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition**

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

**VII.3.4.2.4.1. Evaluation des efforts**

- Réaction due à la dalle de transition :  $R = \frac{P \times L}{2} = \frac{7,5 \times 6}{2} = 22.5 \text{ KN/ml}$
- Réaction des poids des terres :  $R = \frac{P \times L}{2} = \frac{6 \times 14}{2} = 33 \text{ KN/ml}$
- Réaction due au revêtement :  $R = \frac{P \times L}{2} = \frac{1,92 \times 6}{2} = 5,76 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corbeau :  $R_4 = 0,35 \times 25 \times 0,4 = 3.5 \text{ KN/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R = \frac{q \times L}{2} = \frac{10 \times 6}{2} = 30 \text{ KN/ml}$

**VII.3.4.2.4.2. Combinaison d'action :**

$$R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5) = \mathbf{135, 42 \text{ KN/ml}}$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5) = \mathbf{100, 76 \text{ KN/ml}}$$

### VII.3.4.2.4.3. Ferrailage :

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- ❖ Section d'acier : Avec Robot expert  $A_s = 11,2 \text{ cm}^2$ , On prend **6HA20/ml** Avec  $St = 15 \text{ cm}$
- ❖ Armature de constructions :  $A's = A_s/3$  ; Soit : **8HA12/ml** ( $A_s' = 9,05 \text{ cm}^2$ ). Avec  $St = 15 \text{ cm}$  ;

### VII.3.4.2.5. Mur en retour

#### VII.3.4.2.5.1. Evaluation des efforts

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot.

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres :  $P_{\text{terres}} = 0,5 \times (0,333 \times 20 \times 12,23^2 \times 1) = 149,57 \text{ KN/ml}$
- Poussée des surcharges de remblais :  $P_{\text{sr}} = 3,33 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids des équipements :  $P_{\text{eq}} = 11 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

#### VII.3.4.2.5.2. Combinaisons des efforts

- E.L.S :  
 $M_u = (M_t + M_{\text{pp}} + M_{\text{CCP}}) + 1,2 (M_{\text{sr}})$ .
- E.L.U :  
 $M_u = 1,35(M_t + M_{\text{pp}} + M_{\text{CCP}}) + 1,6 (M_{\text{sr}})$ .

### VII.3.4.2.5.3. Résultat et ferrailage :

Tableau VII.3-13 Résultats et ferrailage du mur en retour.

|                  |                 | Max ELS | As    | Armatures |
|------------------|-----------------|---------|-------|-----------|
| Sens verticale   | Coté remblais   | 35,57   | 53.30 | 11HA25    |
|                  | Coté extérieure | /       | 53.3  | 11HA25    |
| Sens horizontale | Coté remblais   | 84,20   | 39.20 | 8HA25     |
|                  | Coté extérieure | /       | 39.20 | 8HA25     |

## VII.4. LES FONDATIONS

La fondation est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre à la semelle reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

### VII.4.1. Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux d'environ **30m de profondeur**, et de diamètre  $\Phi = 1,20 \text{ m}$ . le type de pieu que nous avons optez sont les pieux forés qui sont le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs.

### VII.4.2. La semelle

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge. On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite (SETRA1977) :

- Dimension de la semelle :

1. Largeur de la semelle :  $B = (N - 1) \times L + 2 \Phi$

**B = 13.2 m**

N : étant le nombre des files des pieux (04).

L : la distance entre deux files ( $L = 3\Phi$ ).  $L = 1.2 \times 3 = 3.6$

$\Phi$  : diamètre des pieux (1,20m).

2. Longueur de la semelle :  $L_s = (N - 1) \times L + 2 \Phi$

**L<sub>s</sub> = 14.4 m**

N : étant le nombre des files des pieux (4).

3. Hauteur de la semelle :  $E = 1 / 2, 5 = 3, 6 / 2, 5 = 1,44\text{m}$

On prend **E = 3m**

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

### VII.4.3. Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe. Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général  $3\Phi$  car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique. Puisque la charge descendante est assez importante, on opte quatre files de quatre pieux au niveau des piles, deux files de quatre pieux au niveau des culées. Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$NP = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

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

### Sollicitations les plus défavorables :

Tableau VII. 18 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

| Etat | Sous la pile |         |          | Sous la culée |          |           |
|------|--------------|---------|----------|---------------|----------|-----------|
|      | N (KN)       | H (KN)  | M (KN.m) | N (KN)        | H (KN)   | M (KN.m)  |
| ELU  | 84228,19     | 2600,92 | 96754,34 | 143033,34     | 16731,79 | 29664,39  |
| ELS  | 62392,78     | 1892,94 | 79231,58 | 80049,43      | 9360,77  | -9759,22  |
| ELA  | 112430       |         | 395,25   | 49683,80      | 26472,36 | -39745,39 |

$$\text{Donc : } NP = \frac{N_{max}}{P} = \frac{80049.43}{6736} = 11.88 \text{ pieux}$$

D'après ce calcul ; nous pouvons prendre un nombre de pieux qui est égal à 12. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu et les dispositions des pieux par rapport à la semelle, on constate qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 24.

#### VII.4.4. Étude et ferrailage de la semelle :

##### VII.4.4.1. Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) : Chaque fut ramène un moment et un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{My \times X}{\sum X^2}$$

Admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ Semelle infiniment rigide.
- ✓ Pieux identiques.
- ✓ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

Tableau VII. 19 Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.

| État | Cas de la pile        |                       |        |
|------|-----------------------|-----------------------|--------|
|      | N <sub>Max</sub> (KN) | N <sub>min</sub> (KN) | QP(KN) |
| ELU  | 5525.22               | 2660.17               | 8000   |
| ELS  | 5206                  | 6.6                   | 6736   |
| ELA  | 8680                  | 710                   | 11397  |

#### Cas de la pile :

- N<sub>max-els</sub> = 3445.06 KN < 6736 KN ;
- N<sub>max-ela</sub> = 8680 KN < 11397 KN ⇒ pas de risque de poinçonnement.
- N<sub>min</sub> > 0. ⇒ Pas de risque de soulèvement.

### VII.4.4.2. Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ L > b \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

- $h = H - d'$ ,  $d' = 10$  cm ;
- $L$  : entraxe entre les pieux ;
- $b$  : épaisseur de mur frontal.

$$h = 3 - 0,1 = 2,9 \text{ m}$$
$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,3 \text{ m} < 1,9 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 65,89 \geq 45$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{2} \\ \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

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

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\sigma_a} \times \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_a = \frac{2}{3} f_e$$

$$N_{Max-ELS} = 5206 \text{ kN}$$

$$N_{Max-ELA} = 8680 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_a-ELS = 333,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a-ELA = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{S-ELS} = 70,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{S-ELA} = 77,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = 77,82 \text{ cm}^2$$

On prend **16HA25**.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur ( $L$ ) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 3 + 1,2 = 4,2$  m.

$$\text{Avec : } St = \frac{\Phi + H}{n-1} = 28 \text{ cm}, \text{ on opte pour un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales inférieure :

$$\ast A_{s1} = A_s/3 ; \text{ Soit : } \mathbf{9HA20}, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures transversales supérieure :

- ❖  $A_{s2} = A_s/4$  ; Soit : **10HA16**, avec un espacement de 25 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

- ❖  $A_{s3} = A_s/10$  ; Soit : **6HA14**, avec un espacement de 25 cm.

Armatures latérales :

- ❖  $A_{s4} = A_s/10$  ; Soit : **6HA14**, avec un espacement de 25 cm.

### VII.4.4.3. Étude et ferrailage des pieux :

#### VII.4.4.3.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{dx^4} + CU b y = 0$$

Avec :

- **b** : diamètre du pieu ;
- **CU** : module de réaction du sol ;
- **y** : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cub}}$$

- **$\alpha$**  : Longueur élastique du pieu ;
- **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER  $\lambda$**  :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCu}{4EI}}$$

Avec :

- **E** : module d'élasticité du béton ;
- **I** : moment d'inertie du pieu ;
- **b** : longueur du pieu.

### Application Numérique :

$$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$b = 1,20 \text{ m}$$

$$I = 0,1017 \text{ m}^4$$

$$\text{D'où : } \lambda = 0,228$$

D'où, en tire les valeurs de  $(X_\varphi^H, X_\varphi^M)$  pour  $\lambda \times L = 5,69$  à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 5,69 \longrightarrow X_\varphi^H = 1.4 \text{ et } X_\varphi^M = 1.63$$

#### ▪ Effort tranchant en tête du pieu :

|             |                                       |                                 |
|-------------|---------------------------------------|---------------------------------|
| <u>ELS:</u> | $H_{\text{Max}} = 1892,94 \text{ kN}$ | $\bar{P} = 78,87 \text{ kN}$    |
| <u>ELU:</u> | $H_{\text{Max}} = 2600,92 \text{ kN}$ | $\bar{P} = 108,37 \text{ kN}$   |
| <u>ELA:</u> | $H_{\text{Max}} = 33540 \text{ kN}$   | $\bar{P} = 1\,397,5 \text{ kN}$ |

#### ▪ Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

|             |                           |                             |
|-------------|---------------------------|-----------------------------|
| <u>ELS:</u> | $P = 78,87 \text{ kN}$    | $M = -301,08 \text{ kN.m}$  |
| <u>ELU:</u> | $P = 108,37 \text{ kN}$   | $M = -413,69 \text{ kN.m}$  |
| <u>ELA:</u> | $P = 1\,397,5 \text{ kN}$ | $M = -5339,71 \text{ kN.m}$ |

### VII.4.4.3.2. Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

$A_s = 231.5 \text{ cm}^2$  Donc : on prend **48HA25**.

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.

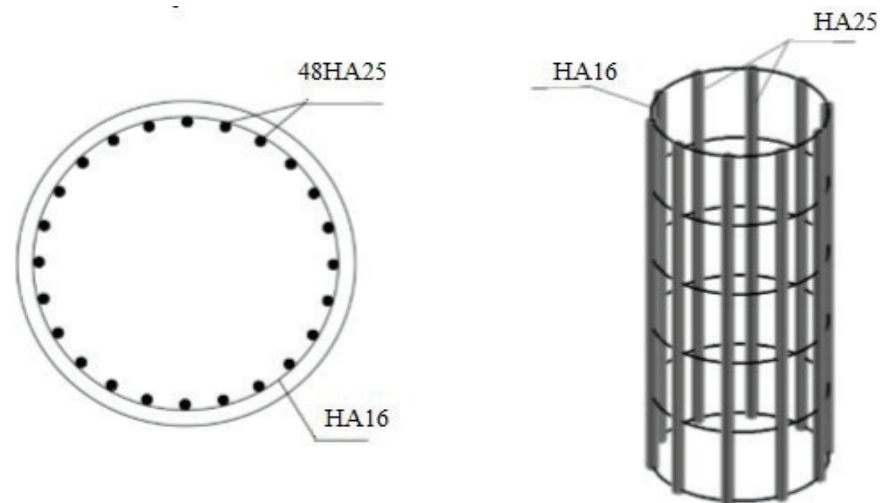


Figure VII. 4 Ferrailage des pieux

### VII.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 élevée Pour notre cas.

# CONCLUSION GENERALE

---



**ENSTP 2019-20**

---

## CHAPITRE VIII.CONCLUSION GENERALE

---

L'élaboration d'un projet de fin d'étude est une opportunité permettant à l'étudiant d'améliorer ses connaissances acquises durant son parcours universitaire et en même temps c'est un premier pas dans le domaine professionnel.

L'exécution de ce projet consiste à savoir la conception et la technique d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs préfabriqués, et de maîtriser les différentes phases reliées à l'implantation d'un ouvrage d'art. Ainsi l'instrument principale de cette approche est d'utiliser l'apprentissage supervisé pour exploiter au mieux les différentes données liées au site et bien apprécier toutes les méthodes de calculs, et souci de détail pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique.

Ce projet de fin d'études, nous 'a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, (Choix d'un pont construit en encorbellement successif avec voussoirs préfabriqués, découpage des voussoirs et Pré-dimensionnement de la section longitudinale et transversale, Etude détaillée de la précontrainte, dimensionnement des appuis et une étude sismique de l'ouvrage), et aussi comment appliquer tous les règlements (B.P.E.L, B.A.E.L SETRA, RPOA...etc) et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (Robot structural, Autocad, Excel ...etc.).

Enfin, ce projet est une expérience qui nous 'a permis d'améliorer nos compétences et de compléter les connaissances déjà acquises tout au long de notre formation au sein de l'ENSTP, et avoir un ordre de grandeur très important dans le domaine de travaux publics.



# **BIBLIOGRAPHIE**

---



**ENSTP 2019-2020**

---

## BIBLIOGRAPHIE

---

### Ouvrage :

- Les ponts : histoire et techniques : DAVID BENNETT, Traduit de l'anglais par Lynn Lempérière et Didier Don « Eyrolles, 2000 »;
- Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants: J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 2000»;
- Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A. CALGARO « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;
- Projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers de ponts : J.A CALGARO & M.VIRLOGEUX « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994 »;
- Bulletins techniques de la SETRA : « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 1972 »;
- Guide de conception de la SETRA : « Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003 »;
- Guide de conception de la SETRA : « Appuis des tabliers PP73, 1984 »;
- Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 »;
- Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint : J.MATHIVAT « Eyrolles, Paris, 1979 » ;
- Document technique réglementaire : "Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- Fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971) ;
- B.A.E.L 91 (Béton armé aux états limites) modifiée 99 et DTU associés : J.P MOUGIN « Eyrolles, 2000 » ;
- Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites) : Collectif Eyrolles « Eyrolles, 1993 ».
- Abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé prof ; Dr René Walther
- Règlement parasismique aux ouvrages d'arts (RPOA).

### Sites :

- [www.setra.fr](http://www.setra.fr)
- [www.freyssinet.com](http://www.freyssinet.com)
- [www.dywidag-systemes.fr](http://www.dywidag-systemes.fr)
- [www.techniques-ingenieur.fr](http://www.techniques-ingenieur.fr)

### Cours :

- Cours béton précontraint, (2018/2019).
- Cours de pont, (2015/2016).
- Cours de mécanique des sols, (2017/2018)
- Cours béton armé.

## BIBLIOGRAPHIE

---

### Thèses :

- Etude et dimensionnement d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par Mr: BENELHADJ T, Mr; BOUBRIT M encadré par Mr : MERAKEB (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin2016).
- Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par M<sup>elle</sup>: SADOUN N; encadré par Mr : KACHI (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion Septembre 2016).
- Etude d'un Viaduc caisson construit par encorbellement successif sur la RN73 (TIZI-OUZOU) étudié par Mr : HAMENI A, Mr : KEDDCHE A encadré par Mr : KIBBOUA ( Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics *Garidi. Kouba.* . (Promotion juin2014).
- Etude et dimensionnement d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, étudié par Mr : SAIM B, Mr NAIT ABDERRAHMANE A; encadré par Mr : KACHI (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin2016).
- Etude et conception d'un pont précontraint construit par encorbellement successifs, étudié par M<sup>elle</sup> : SLIMANI M; encadré par Mr : ADJERAD (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion Septembre 2016).
- Conception et étude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif étudié par Mr: SAAD Ali encadré par Mr Pr: BOUAFIA Youcef (soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion Septembre 2017).

### Logiciels :

- Autodesk ROBOT Structural 2014 : modélisation.
- AUTOCAD 2013 : dessin.
- Microsoft Word2016, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel2016, pour tout ce qui est calcul.
- Outil de Capture, pour le traitement des photos.

# ANNEXES

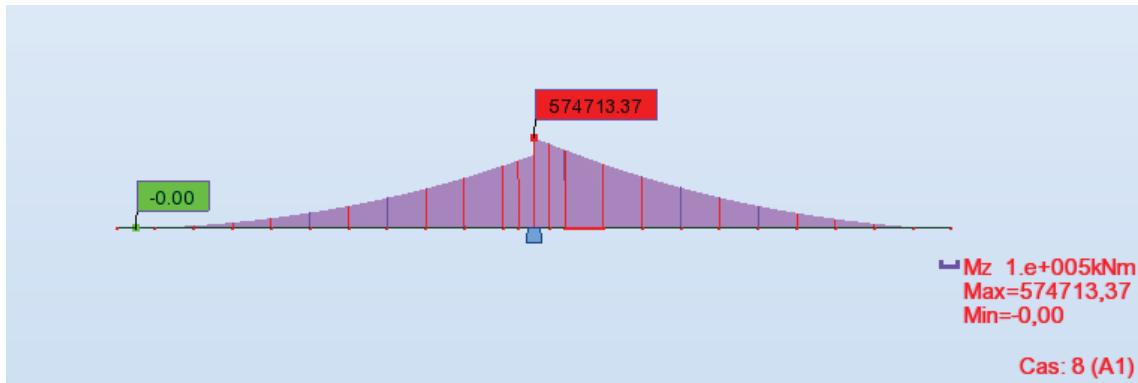
---



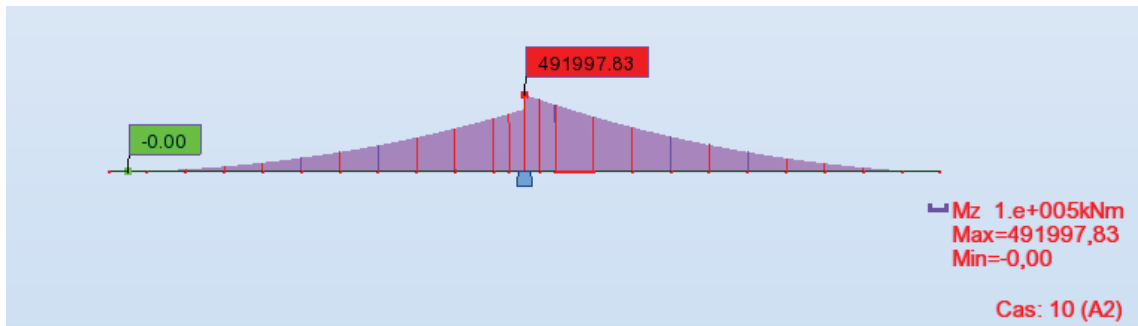
**ENSTP 2019-2020**

---

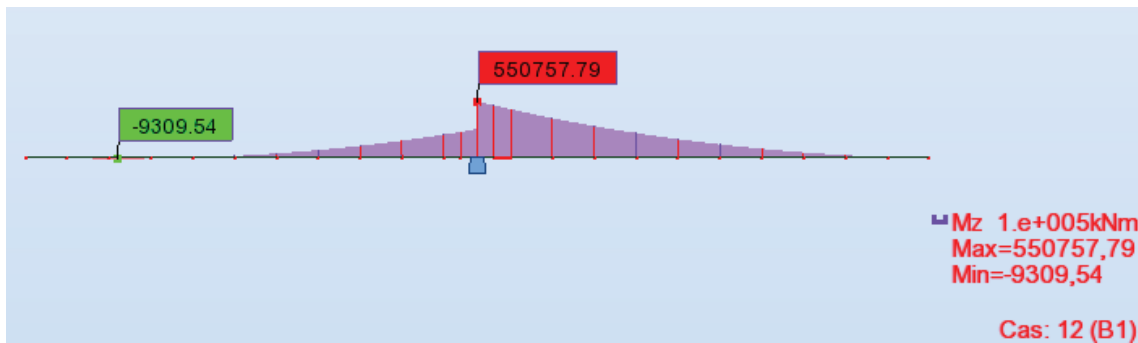
A. ANNEXES A.



Annexe A-1 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A1)

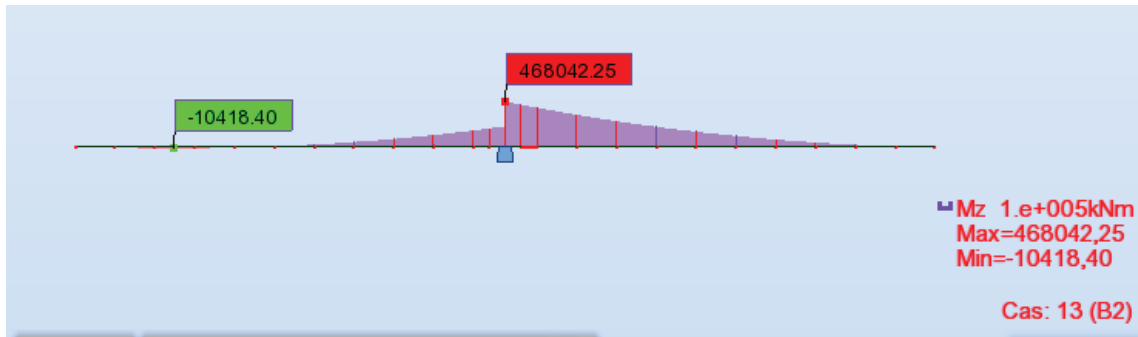


Annexe A-2 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons temporaire(A2)

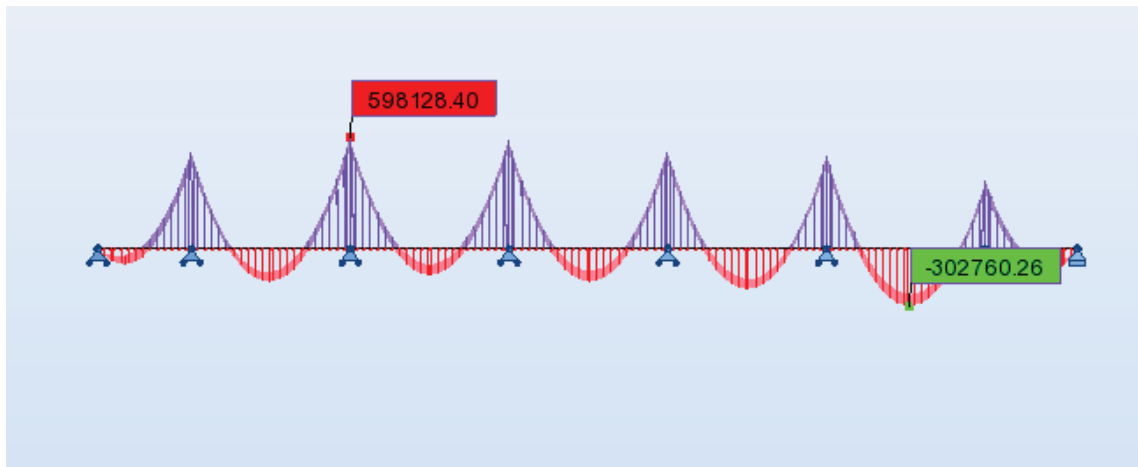


Annexe A-3 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons accidentelles(B1)

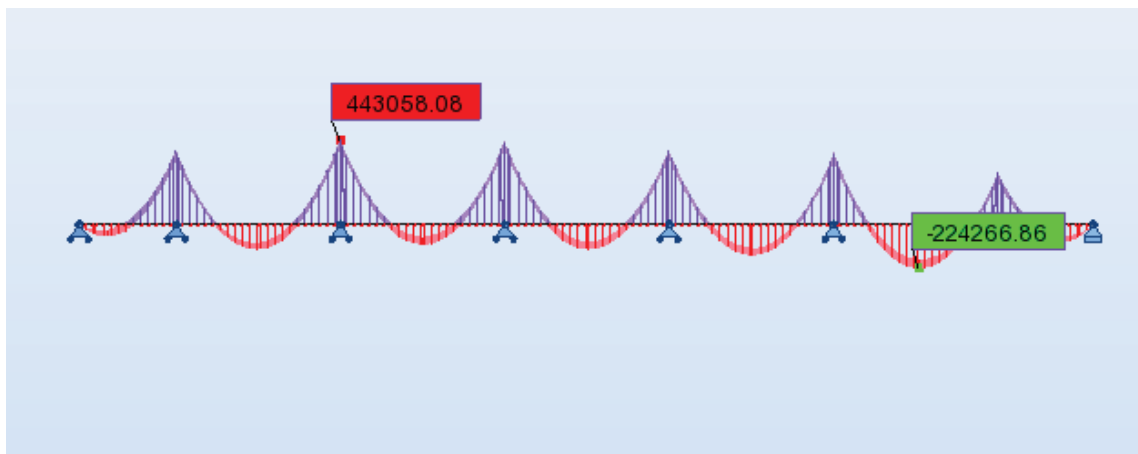
## ANNEXES A. RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



Annexe A-4 Diagrammes des moments sous l'effet des combinaisons accidentelles(B2)

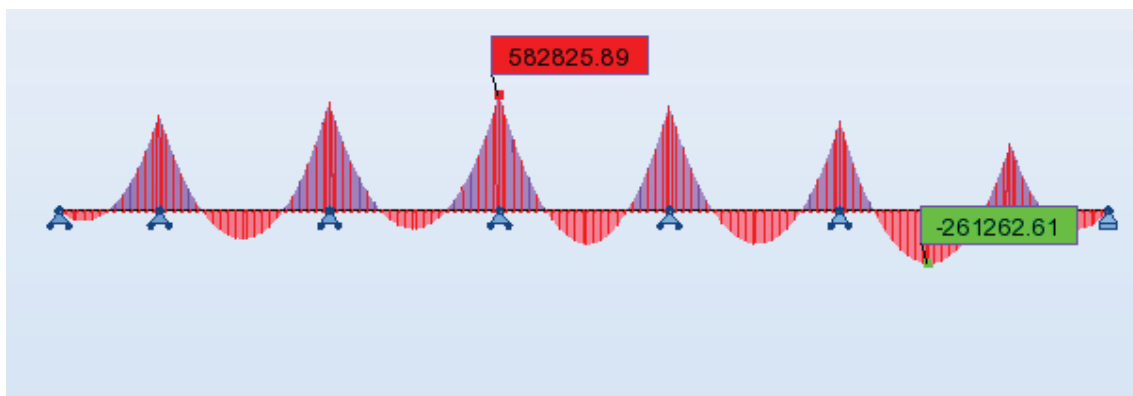


Annexe A-5 Moment longitudinal sous : 1.35G+ 1.5 D240

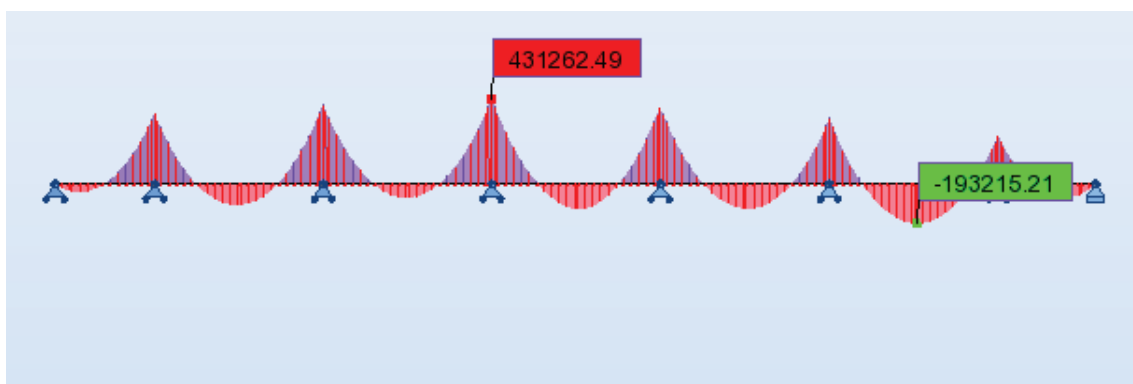


Annexe A-6 Moment longitudinal sous : G + D240 à l'ELS

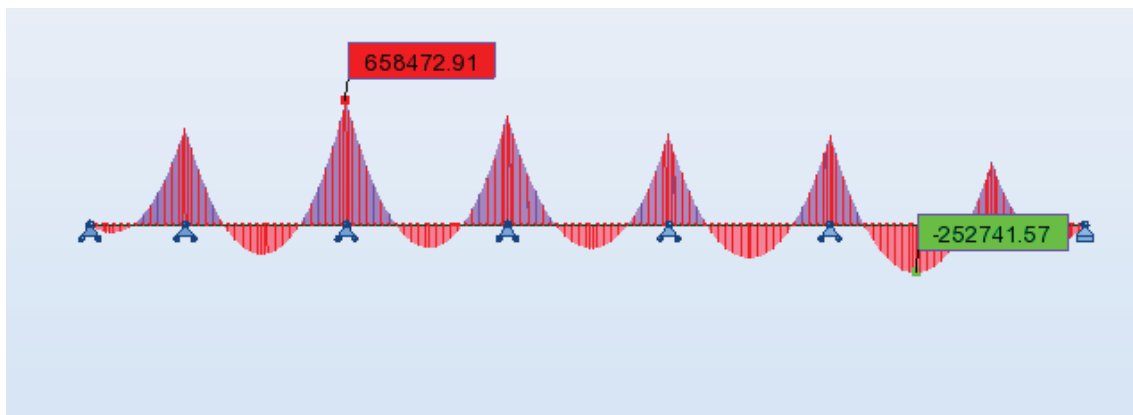
## ANNEXES A. RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



Annexe A-7 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $1.35G+1.35Bc+1.6St$

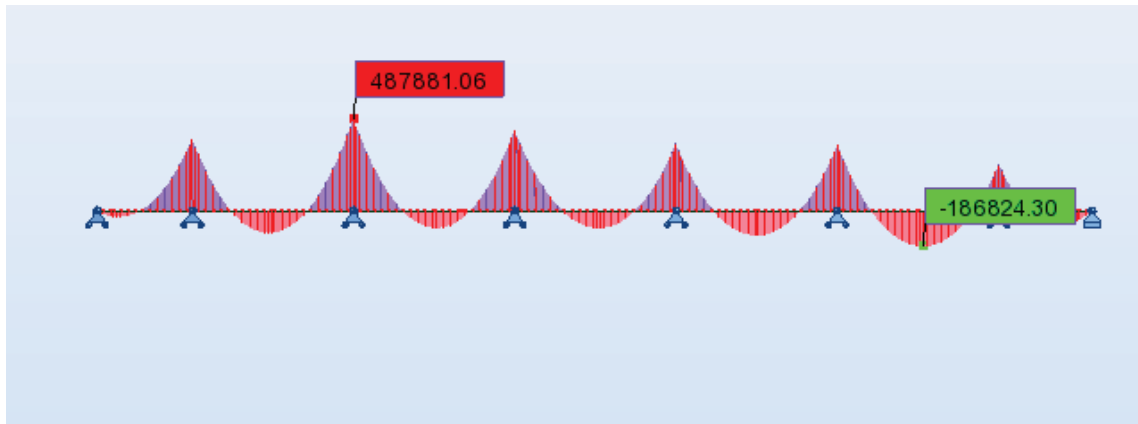


Annexe A-8 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+1.2Bc+St$ .

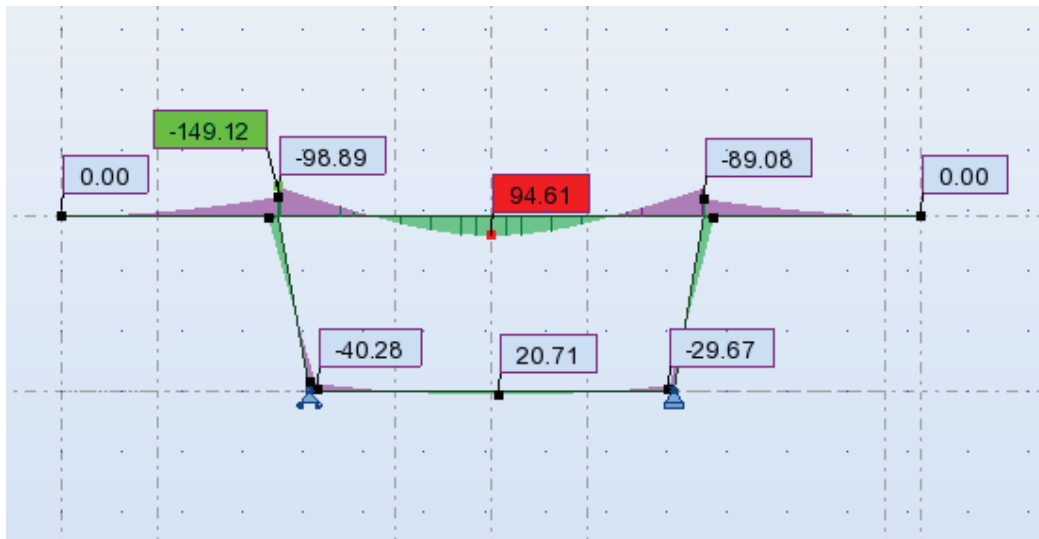


Annexe A-9 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $1.35G+1.35Al+1.6St$ .

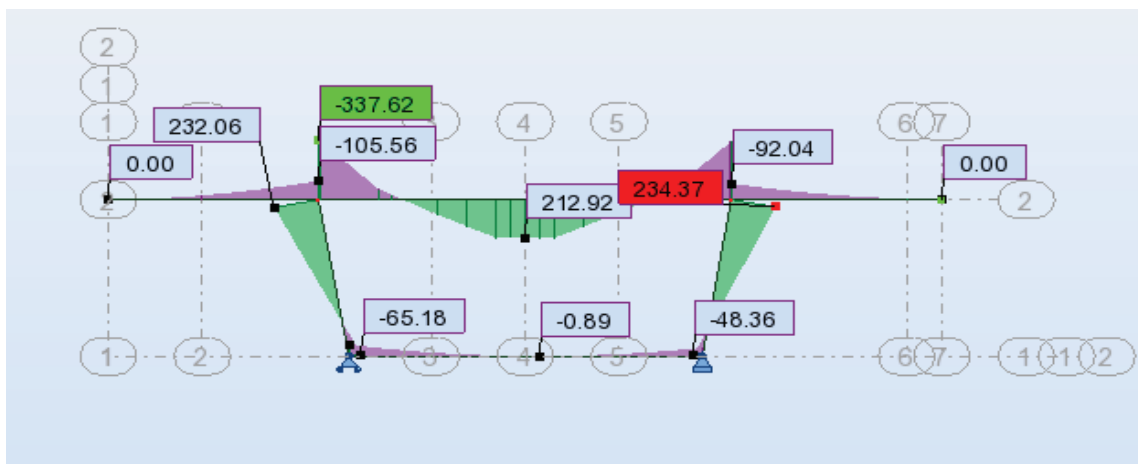
ANNEXES A. RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



Annexe A-10 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2AI+St.

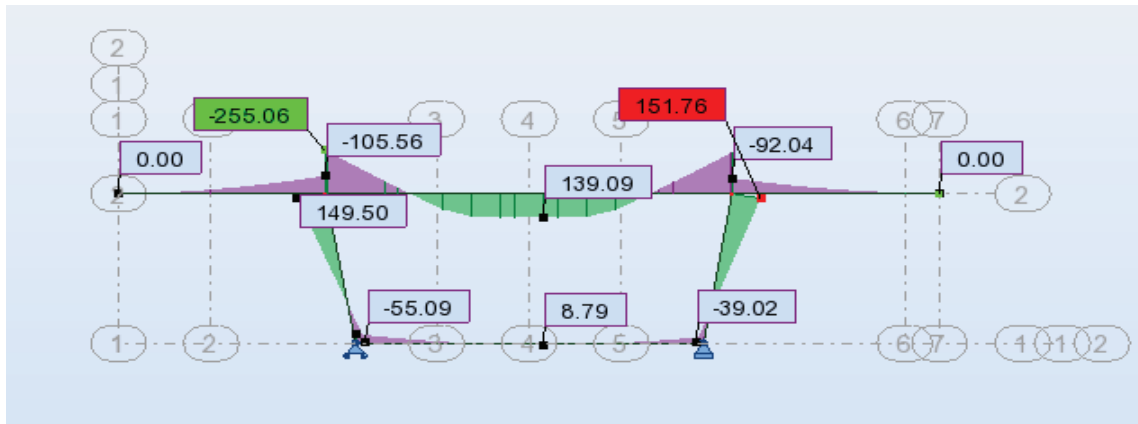


Annexe A-11 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240. (VSC)

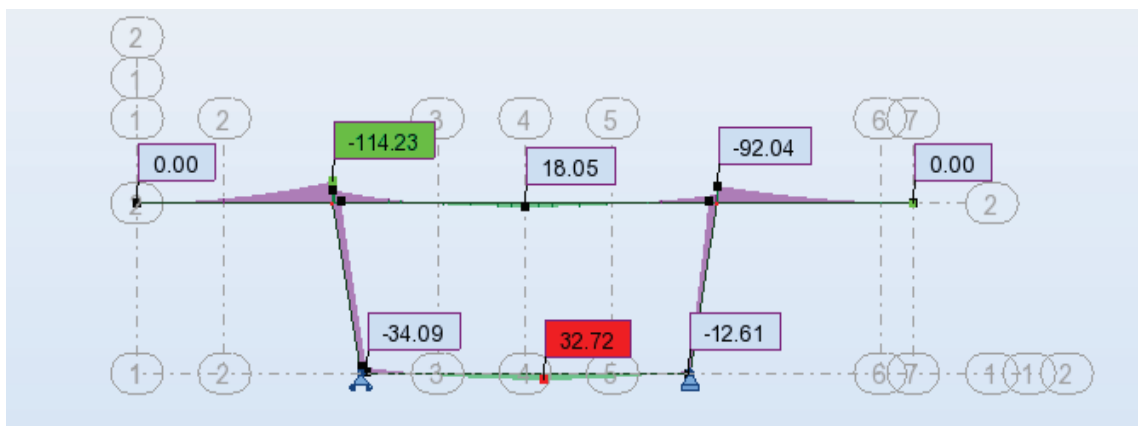


Annexe A-12 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt+St. (VSC)

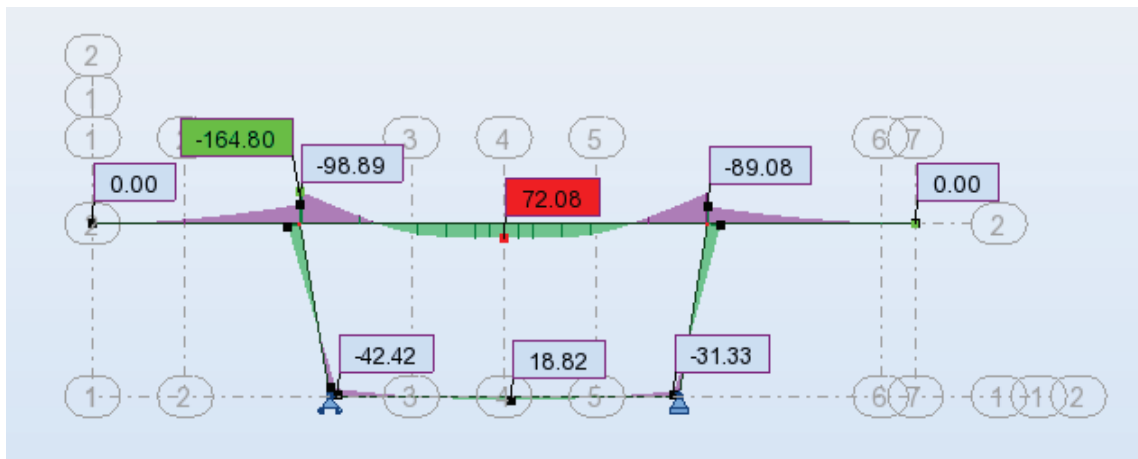
**ANNEXES A. RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE**



**Annexe A-13 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc+St. (VSC)**

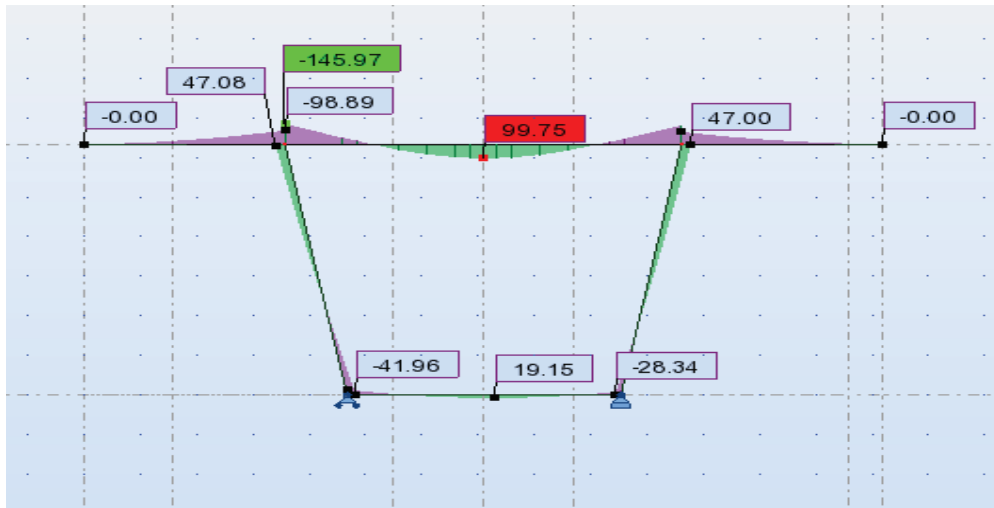


**Annexe A-14 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Ai+St. (VSC)**

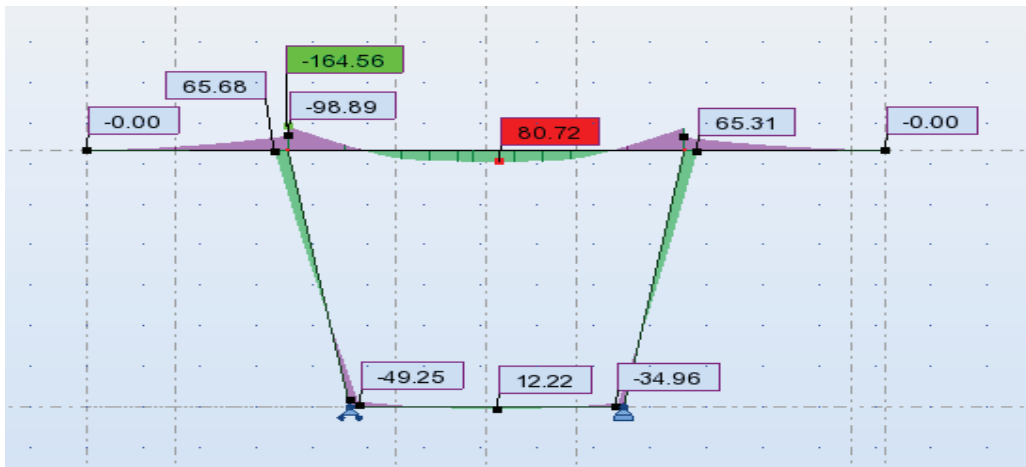


**Annexe A-15 Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+MC120. (VSC)**

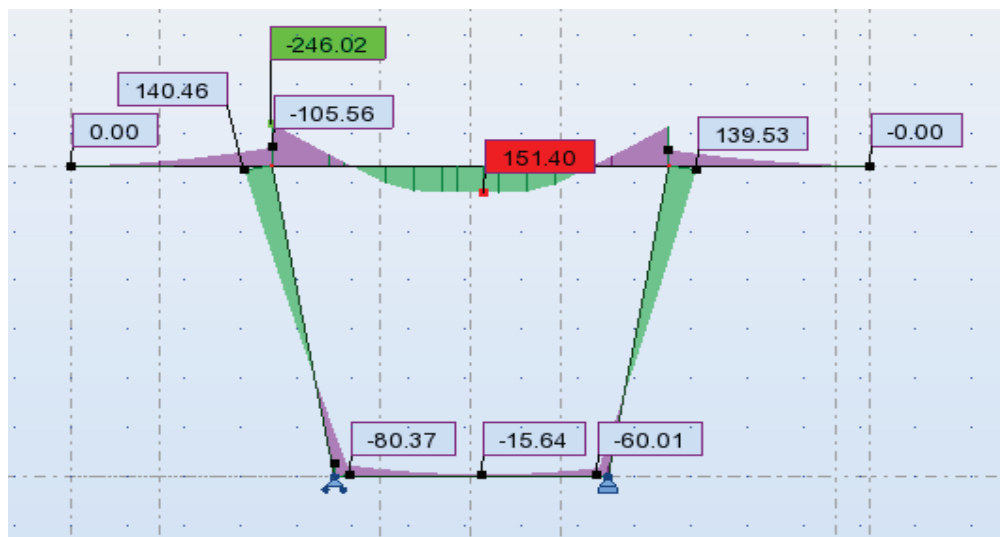
## ANNEXES A. RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



Annexe A-16 Moment transversal du voussoir sur pile (VSP) sous : G + D240

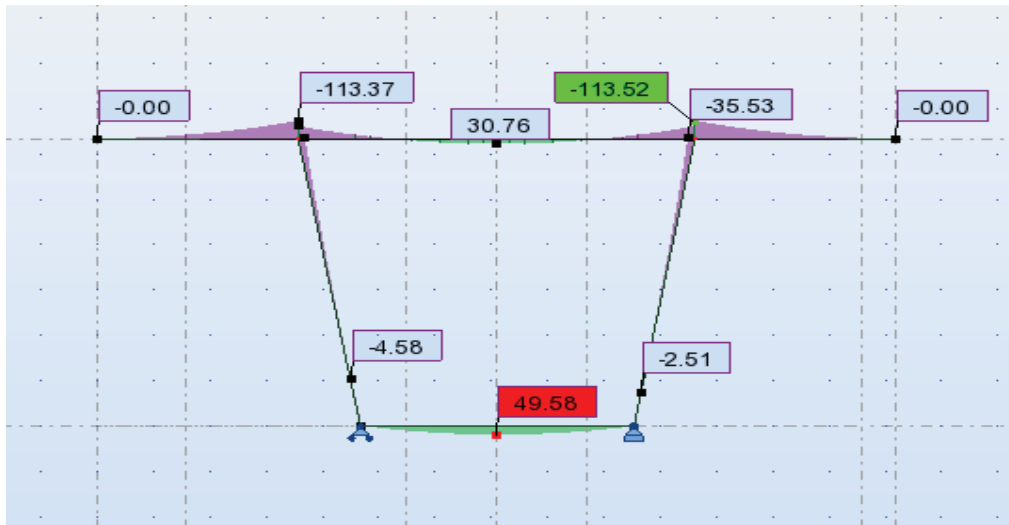


Annexe A-17 Moment transversal du voussoir sur pile (VSP) sous : G + MC120

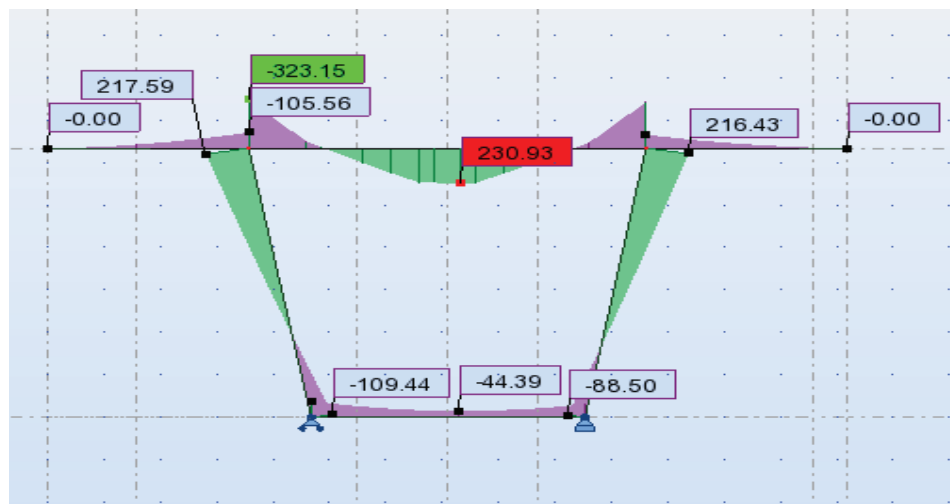


Annexe A-18 Moment transversal du voussoir sur pile (VSP) sous : G + ST+1.2BC

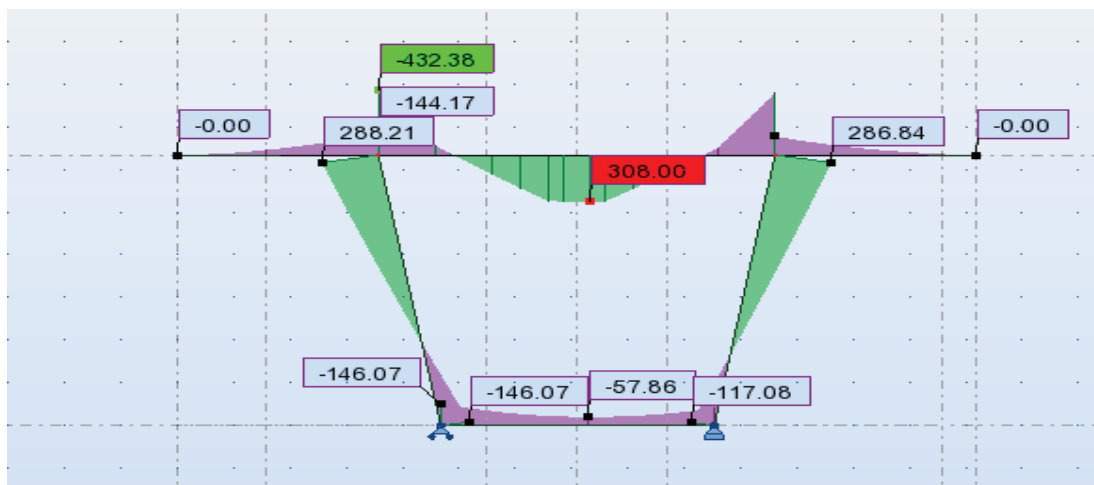
## ANNEXES A. RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



Annexe A-19 Moment transversal du vousoir sur pile (VSP) sous : G + ST+ 1,2 AL

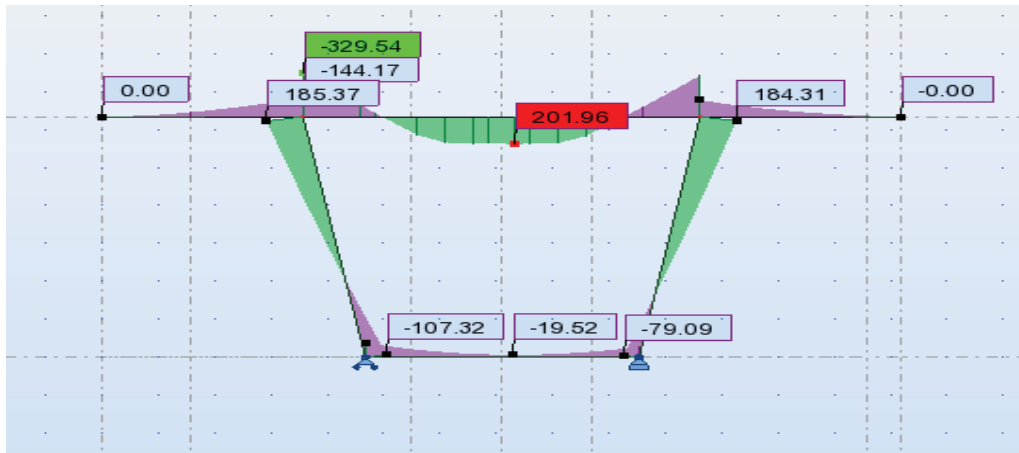


Annexe A-20 Moment transversal du vousoir sur pile (VSP) sous : G + ST+1.2BT

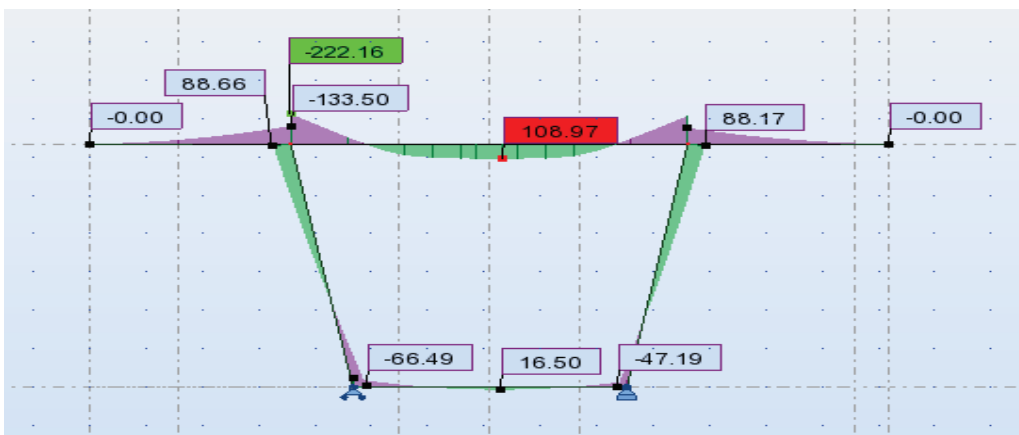


Annexe A-21 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (VSP) sous 1.35G+1.6Bt+1.6St

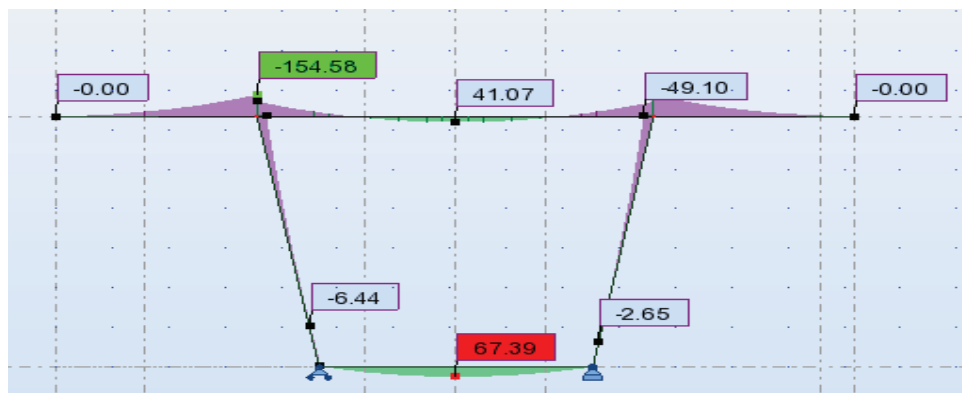
## ANNEXES A. RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



Annexe A-22 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (VSP) 1.35G+1.6Bc+1.6St.

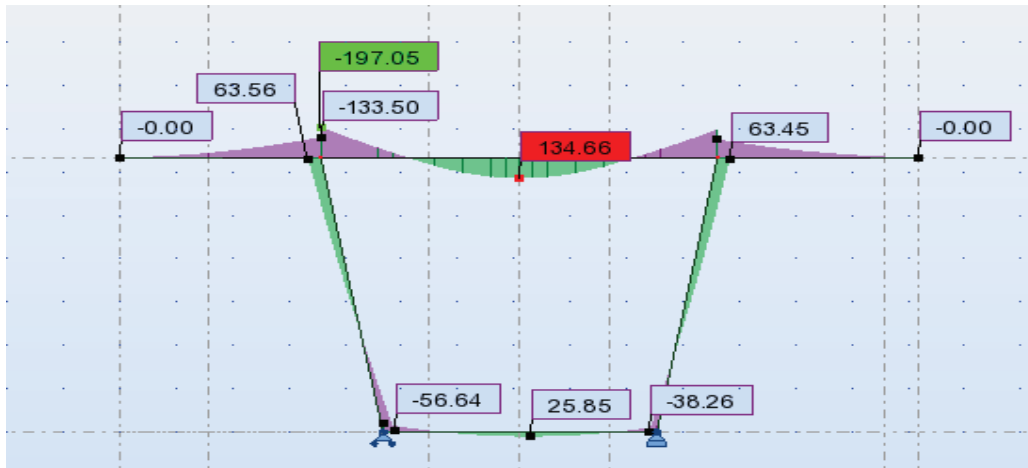


Annexe A-23 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (VSP) 1.35G+1.35MC120.

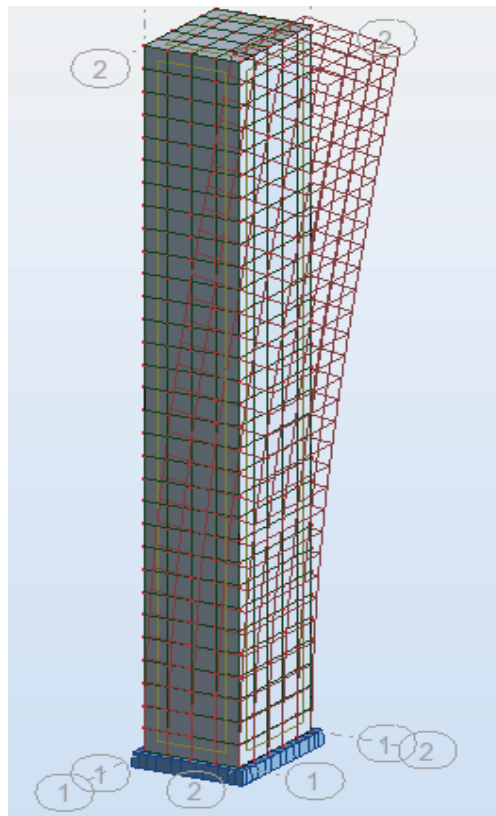


Annexe A-24 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (VSP) 1.35G+1.6Al+1.6St

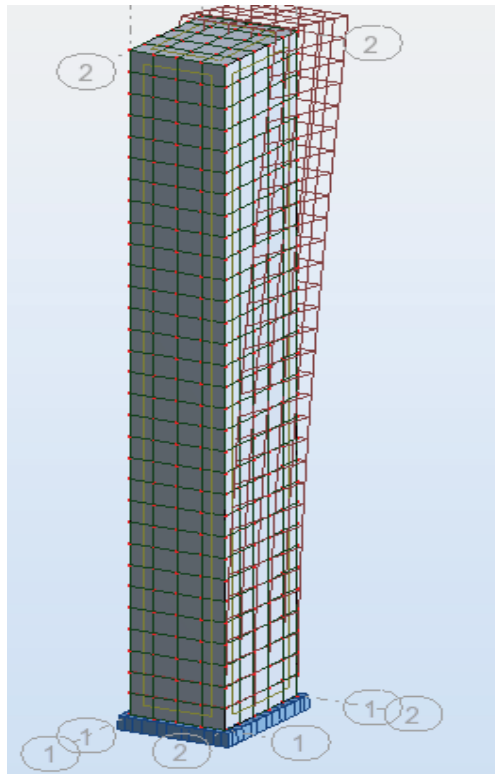
## ANNEXES A. RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



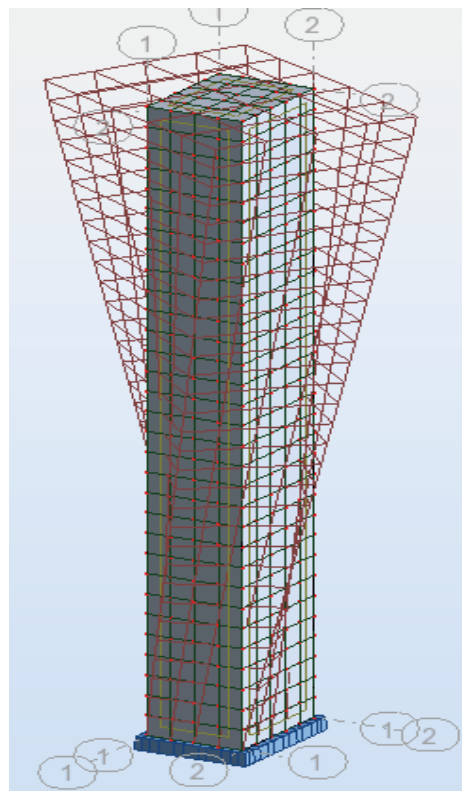
Annexe A-25 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (VSP) 1.35G+1.35D240.



Annexe A-26 Mode 1 translation



Annexe A-27 Mode 2 rotation



Annexe A-28 Mode 3 torsions

## B. ANNEXE B

Annexe B-1 Système de charge A1

| N des voies | L (m) | A(l) (kN/m2) | a <sub>1</sub> | a <sub>2</sub> | A(l)x <sub>a1</sub> x <sub>a2</sub> (KN/m <sup>2</sup> ) | L <sub>v</sub> (m) | A(l) (KN/ml) |
|-------------|-------|--------------|----------------|----------------|--|--------------------|--------------|
| 1 Cas       | 66    | 6,92         | 0,9            | 0,95           | 5,94   | 11,00              | 65,35        |
| 2 Cas       | 176   | 4,21         | 0,9            | 0,95           | 3,62   | 11,00              | 39,83        |
| 3 Cas       | 286   | 3,51         | 0,9            | 0,95           | 3,01   | 11,00              | 33,15        |
| 4 Cas       | 396   | 3,18         | 0,9            | 0,95           | 2,73   | 11,00              | 30,07        |
| 5 Cas       | 506   | 2,99         | 0,9            | 0,95           | 2,57   | 11,00              | 28,30        |
| 6 Cas       | 616   | 2,87         | 0,9            | 0,95           | 2,47   | 11,00              | 27,15        |
| 7 Cas       | 682   | 2,82         | 0,9            | 0,95           | 2,42   | 11,00              | 26,64        |
| 8 Cas       | 110   | 5,25         | 0,9            | 0,95           | 4,51   | 11,00              | 49,62        |
| 9 Cas       | 220   | 3,85         | 0,9            | 0,95           | 3,31   | 11,00              | 36,40        |
| 10 Cas      | 330   | 3,35         | 0,9            | 0,95           | 2,88   | 11,00              | 31,68        |
| 11 Cas      | 440   | 3,10         | 0,9            | 0,95           | 2,66   | 11,00              | 29,26        |
| 12 Cas      | 550   | 2,94         | 0,9            | 0,95           | 2,53   | 11,00              | 27,79        |
| 13 Cas      | 132   | 4,80         | 0,9            | 0,95           | 4,12   | 11,00              | 45,36        |
| 14 Cas      | 242   | 3,72         | 0,9            | 0,95           | 3,19   | 11,00              | 35,13        |
| 15 Cas      | 352   | 3,29         | 0,9            | 0,95           | 2,83   | 11,00              | 31,08        |
| 16 Cas      | 462   | 3,06         | 0,9            | 0,95           | 2,63   | 11,00              | 28,91        |
| 17 Cas      | 572   | 2,92         | 0,9            | 0,95           | 2,51   | 11,00              | 27,56        |
| 18 Cas      | 110   | 5,25         | 0,9            | 0,95           | 4,51   | 11,00              | 49,62        |
| 19 Cas      | 220   | 3,85         | 0,9            | 0,95           | 3,31   | 11,00              | 36,40        |
| 20 Cas      | 330   | 3,35         | 0,9            | 0,95           | 2,88   | 11,00              | 31,68        |
| 21 Cas      | 110   | 5,25         | 0,9            | 0,95           | 4,51   | 11,00              | 49,62        |
| 22 Cas      | 176   | 4,21         | 0,9            | 0,95           | 3,62   | 11,00              | 39,83        |
| 23 Cas      | 176   | 4,21         | 0,9            | 0,95           | 3,62   | 11,00              | 39,83        |
| 24 Cas      | 176   | 4,21         | 0,9            | 0,95           | 3,62   | 11,00              | 39,83        |
| 25 Cas      | 176   | 4,21         | 0,9            | 0,95           | 3,62   | 11,00              | 39,83        |
| 26 Cas      | 286   | 3,51         | 0,9            | 0,95           | 3,01   | 11,00              | 33,15        |
| 27 Cas      | 330   | 3,35         | 0,9            | 0,95           | 2,88   | 11,00              | 31,68        |
| 28 Cas      | 330   | 3,35         | 0,9            | 0,95           | 2,88   | 11,00              | 31,68        |
| 29 Cas      | 242   | 3,72         | 0,9            | 0,95           | 3,19   | 11,00              | 35,13        |
| 30 Cas      | 352   | 3,29         | 0,9            | 0,95           | 2,83   | 11,00              | 31,08        |
| 31 Cas      | 462   | 3,06         | 0,9            | 0,95           | 2,63   | 11,00              | 28,91        |
| 32 Cas      | 286   | 3,51         | 0,9            | 0,95           | 3,01   | 11,00              | 33,15        |
| 33 Cas      | 286   | 3,51         | 0,9            | 0,95           | 3,01   | 11,00              | 33,15        |
| 34 Cas      | 286   | 3,51         | 0,9            | 0,95           | 3,01   | 11,00              | 33,15        |
| 35 Cas      | 396   | 3,18         | 0,9            | 0,95           | 2,73   | 11,00              | 30,07        |
| 36 Cas      | 506   | 2,99         | 0,9            | 0,95           | 2,57   | 11,00              | 28,30        |

Annexe B-2 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.

| L (m) | G (kN)   | S (kN) | δ     |
|-------|----------|--------|-------|
| 66    | 19348,0  | 1710   | 1,041 |
| 176   | 52516,0  | 1710   | 1,016 |
| 286   | 85684,0  | 1710   | 1,010 |
| 396   | 118852,0 | 1710   | 1,007 |
| 506   | 152020,0 | 1710   | 1,006 |
| 616   | 185188,0 | 1710   | 1,005 |
| 682   | 204536,0 | 1710   | 1,004 |
| 110   | 33168,0  | 1710   | 1,025 |
| 220   | 66336,0  | 1710   | 1,013 |
| 330   | 99504,0  | 1710   | 1,009 |
| 440   | 131917,0 | 1710   | 1,006 |
| 550   | 166602,0 | 1710   | 1,005 |
| 132   | 38696,0  | 1710   | 1,021 |
| 242   | 71864,0  | 1710   | 1,012 |
| 352   | 105032,0 | 1710   | 1,008 |
| 462   | 138200,0 | 1710   | 1,006 |
| 572   | 170613,0 | 1710   | 1,005 |
| 110   | 33168,0  | 1710   | 1,025 |
| 220   | 66336,0  | 1710   | 1,013 |
| 330   | 99504,0  | 1710   | 1,009 |
| 110   | 33168,0  | 1710   | 1,025 |
| 176   | 52516,0  | 1710   | 1,016 |
| 176   | 52516,0  | 1710   | 1,016 |
| 176   | 52516,0  | 1710   | 1,016 |
| 176   | 52516,0  | 1710   | 1,016 |
| 286   | 85684,0  | 1710   | 1,010 |
| 330   | 99504,0  | 1710   | 1,009 |
| 330   | 99504,0  | 1710   | 1,009 |
| 242   | 71864,0  | 1710   | 1,012 |
| 352   | 105032,0 | 1710   | 1,008 |
| 462   | 138200,0 | 1710   | 1,006 |
| 286   | 85684,0  | 1710   | 1,010 |
| 286   | 85684,0  | 1710   | 1,010 |
| 286   | 85684,0  | 1710   | 1,010 |

|     |          |      |       |
|-----|----------|------|-------|
| 396 | 118852,0 | 1710 | 1,007 |
| 506 | 152020,0 | 1710 | 1,006 |

Annexe B-3 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

| L (m) | G (kN)   | S (kN) | $\delta$ |
|-------|----------|--------|----------|
| 66    | 19348,0  | 768    | 1,034    |
| 176   | 52516,0  | 768    | 1,013    |
| 286   | 85684,0  | 768    | 1,008    |
| 396   | 118852,0 | 768    | 1,006    |
| 506   | 152020,0 | 768    | 1,005    |
| 616   | 185188,0 | 768    | 1,004    |
| 682   | 204536,0 | 768    | 1,003    |
| 110   | 33168,0  | 768    | 1,021    |
| 220   | 66336,0  | 768    | 1,011    |
| 330   | 99504,0  | 768    | 1,007    |
| 440   | 131917,0 | 768    | 1,005    |
| 550   | 166602,0 | 768    | 1,004    |
| 132   | 38696,0  | 768    | 1,018    |
| 242   | 71864,0  | 768    | 1,010    |
| 352   | 105032,0 | 768    | 1,007    |
| 462   | 138200,0 | 768    | 1,005    |
| 572   | 170613,0 | 768    | 1,004    |
| 110   | 33168,0  | 768    | 1,021    |
| 220   | 66336,0  | 768    | 1,011    |
| 330   | 99504,0  | 768    | 1,007    |
| 110   | 33168,0  | 768    | 1,021    |
| 176   | 52516,0  | 768    | 1,013    |
| 176   | 52516,0  | 768    | 1,013    |
| 176   | 52516,0  | 768    | 1,013    |
| 176   | 52516,0  | 768    | 1,013    |
| 286   | 85684,0  | 768    | 1,008    |
| 330   | 99504,0  | 768    | 1,007    |
| 330   | 99504,0  | 768    | 1,007    |
| 242   | 71864,0  | 768    | 1,010    |
| 352   | 105032,0 | 768    | 1,007    |
| 462   | 138200,0 | 768    | 1,005    |
| 286   | 85684,0  | 768    | 1,008    |
| 286   | 85684,0  | 768    | 1,008    |
| 286   | 85684,0  | 768    | 1,008    |
| 396   | 118852,0 | 768    | 1,006    |
| 506   | 152020,0 | 768    | 1,005    |

Annexe B-4 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge MC210.

| L (m) | G (kN)   | S (kN) | $\delta$ |
|-------|----------|--------|----------|
| 66    | 19348,0  | 1100   | 1,037    |
| 176   | 52516,0  | 1100   | 1,014    |
| 286   | 85684,0  | 1100   | 1,009    |
| 396   | 118852,0 | 1100   | 1,006    |
| 506   | 152020,0 | 1100   | 1,005    |
| 616   | 185188,0 | 1100   | 1,004    |
| 682   | 204536,0 | 1100   | 1,004    |
| 110   | 33168,0  | 1100   | 1,022    |
| 220   | 66336,0  | 1100   | 1,011    |
| 330   | 99504,0  | 1100   | 1,008    |
| 440   | 131917,0 | 1100   | 1,006    |
| 550   | 166602,0 | 1100   | 1,005    |
| 132   | 38696,0  | 1100   | 1,019    |
| 242   | 71864,0  | 1100   | 1,010    |
| 352   | 105032,0 | 1100   | 1,007    |
| 462   | 138200,0 | 1100   | 1,005    |
| 572   | 170613,0 | 1100   | 1,004    |
| 110   | 33168,0  | 1100   | 1,022    |
| 220   | 66336,0  | 1100   | 1,011    |
| 330   | 99504,0  | 1100   | 1,008    |
| 110   | 33168,0  | 1100   | 1,022    |
| 176   | 52516,0  | 1100   | 1,014    |
| 176   | 52516,0  | 1100   | 1,014    |
| 176   | 52516,0  | 1100   | 1,014    |
| 176   | 52516,0  | 1100   | 1,014    |
| 286   | 85684,0  | 1100   | 1,009    |
| 330   | 99504,0  | 1100   | 1,008    |
| 330   | 99504,0  | 1100   | 1,008    |
| 242   | 71864,0  | 1100   | 1,010    |
| 352   | 105032,0 | 1100   | 1,007    |
| 462   | 138200,0 | 1100   | 1,005    |
| 286   | 85684,0  | 1100   | 1,009    |

**ANNEXES B. TABLEUX DE CALCUL**

|            |  |          |  |      |              |
|------------|--|----------|--|------|--------------|
| <b>286</b> |  | 85684,0  |  | 1100 | <b>1,009</b> |
| <b>286</b> |  | 85684,0  |  | 1100 | <b>1,009</b> |
| <b>396</b> |  | 118852,0 |  | 1100 | <b>1,006</b> |
| <b>506</b> |  | 152020,0 |  | 1100 | <b>1,005</b> |

**Annexe B-5 Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles.**

| X              | Câbles | L    | $\alpha_1$ | $\alpha_2$ | Axe VSP        | FIN VSP       | FIN V1        | FIN V2        | FIN V3        | FIN V4       | FIN V5       | FIN V6       | FIN V7       | FIN V8       | FIN V9       | FIN V10     |
|----------------|--------|------|------------|------------|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|
| 4              | C1     | 4,00 | 0,000      | 0,000      | 17,75          | 0,00          | -             | -             |               |              |              |              |              |              |              |             |
| 4              | C2     | 4,00 | 0,000      | 0,000      | 17,75          | 0,00          |               |               |               |              |              |              |              |              |              |             |
| 9              | C3     | 5,00 | 0,160      | 0,000      | 85,16          | 68,22         | 0,00          |               |               |              |              |              |              |              |              |             |
| 9,00           | C4     | 5,00 | 0,160      | 0,000      | 85,16          | 68,22         | 0,00          |               |               |              |              |              |              |              |              |             |
| 14,00          | C5     | 5,00 | 0,000      | 0,119      | 94,65          | 77,83         | 56,52         | 0,00          |               |              |              |              |              |              |              |             |
| 14,00          | C6     | 5,00 | 0,000      | 0,119      | 94,65          | 77,83         | 56,52         | 0,00          |               |              |              |              |              |              |              |             |
| 19,00          | C7     | 5,00 | 0,160      | 0,119      | 136,94         | 120,63        | 99,96         | 56,52         | 0,00          |              |              |              |              |              |              |             |
| 19,00          | C8     | 5,00 | 0,160      | 0,119      | 136,94         | 120,63        | 99,96         | 56,52         | 0,00          |              |              |              |              |              |              |             |
| 24,00          | C9     | 5,00 | 0,317      | 0,119      | 193,39         | 177,76        | 157,96        | 137,86        | 56,52         | 0,00         |              |              |              |              |              |             |
| 24,00          | C10    | 5,00 | 0,317      | 0,119      | 193,39         | 177,76        | 157,96        | 137,86        | 56,52         | 0,00         |              |              |              |              |              |             |
| 29,00          | C11    | 5,00 | 0,000      | 0,153      | 165,20         | 149,23        | 129,00        | 108,46        | 87,61         | 66,45        | 0,00         |              |              |              |              |             |
| 29,00          | C12    | 5,00 | 0,000      | 0,153      | 165,20         | 149,23        | 129,00        | 108,46        | 87,61         | 66,45        | 0,00         |              |              |              |              |             |
| 34,00          | C13    | 5,00 | 0,160      | 0,153      | 202,04         | 186,52        | 166,85        | 146,88        | 126,61        | 106,04       | 66,45        | 0,00         |              |              |              |             |
| 34,00          | C14    | 5,00 | 0,160      | 0,153      | 202,04         | 186,52        | 166,85        | 146,88        | 126,61        | 106,04       | 66,45        | 0,00         |              |              |              |             |
| 39,00          | C15    | 5,00 | 0,317      | 0,153      | 253,34         | 238,44        | 219,55        | 200,38        | 180,92        | 161,17       | 141,12       | 66,45        | 0,00         |              |              |             |
| 39,00          | C16    | 5,00 | 0,317      | 0,153      | 253,34         | 238,44        | 219,55        | 200,38        | 180,92        | 161,17       | 141,12       | 66,45        | 0,00         |              |              |             |
| 44,00          | C17    | 5,00 | 0,000      | 0,000      | 184,00         | 168,26        | 148,32        | 128,07        | 107,52        | 86,65        | 65,48        | 43,98        | 22,15        | 0,00         |              |             |
| 44,00          | C18    | 5,00 | 0,000      | 0,000      | 184,00         | 168,26        | 148,32        | 128,07        | 107,52        | 86,65        | 65,48        | 43,98        | 22,15        | 0,00         |              |             |
| 49,00          | C19    | 5,00 | 0,000      | 0,000      | 203,42         | 187,91        | 168,26        | 148,32        | 128,07        | 107,52       | 86,65        | 65,48        | 43,98        | 22,15        | 0,00         |             |
| 49,00          | C20    | 5,00 | 0,000      | 0,000      | 203,42         | 187,91        | 168,26        | 148,32        | 128,07        | 107,52       | 86,65        | 65,48        | 43,98        | 22,15        | 0,00         |             |
| 54,00          | C21    | 5,00 | 0,000      | 0,000      | 222,54         | 207,27        | 187,91        | 168,26        | 148,32        | 128,07       | 107,52       | 86,65        | 65,48        | 43,98        | 22,15        | 0,00        |
| 54,00          | C22    | 5,00 | 0,000      | 0,000      | 222,54         | 207,27        | 187,91        | 168,26        | 148,32        | 128,07       | 107,52       | 86,65        | 65,48        | 43,98        | 22,15        | 0,00        |
| <b>Moyenne</b> |        |      |            |            | <b>159,858</b> | <b>143,82</b> | <b>133,43</b> | <b>121,64</b> | <b>104,45</b> | <b>93,70</b> | <b>77,87</b> | <b>52,51</b> | <b>32,90</b> | <b>22,04</b> | <b>11,08</b> | <b>0,00</b> |
| <b>EN (%)</b>  |        |      |            |            | 10,74          | 9,67          | 8,97          | 8,17          | 7,02          | 6,30         | 5,23         | 3,53         | 2,21         | 1,48         | 0,74         | 0,00        |

**Annexe B-6 Pertes de contrainte par recul d'ancrage pour chaque câble.**

| X     | Câbles | L     | Thêta | 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 |
|-------|--------|-------|-------|-------|------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| 4,00  | C1     | 4,00  | 0,000 | 0,003 | 9,23 | 46,66   | 82,37   |        |        |        |        |        |        |        |        |        |         |
| 4,00  | C2     | 4,00  | 0,000 | 0,003 | 9,23 | 46,66   | 82,37   |        |        |        |        |        |        |        |        |        |         |
| 9,00  | C3     | 9,00  | 0,160 | 0,007 | 6,25 | -       | 24,26   | 121,70 |        |        |        |        |        |        |        |        |         |
| 9,00  | C4     | 9,00  | 0,160 | 0,007 | 6,25 | -       | 24,26   | 121,70 |        |        |        |        |        |        |        |        |         |
| 14,00 | C5     | 10,00 | 0,119 | 0,005 | 6,89 | -       | -       | 30,29  | 110,23 |        |        |        |        |        |        |        |         |
| 14,00 | C6     | 10,00 | 0,119 | 0,005 | 6,89 | -       | -       | 30,29  | 110,23 |        |        |        |        |        |        |        |         |
| 19,00 | C7     | 5,00  | 0,198 | 0,011 | 4,84 | -       | -       | -      | -      | 157,08 |        |        |        |        |        |        |         |
| 19,00 | C8     | 5,00  | 0,198 | 0,011 | 4,84 | -       | -       | -      | -      | 157,08 |        |        |        |        |        |        |         |
| 24,00 | C9     | 5,00  | 0,336 | 0,016 | 3,94 | -       | -       | -      | -      | -      | 192,85 |        |        |        |        |        |         |
| 24,00 | C10    | 5,00  | 0,336 | 0,016 | 3,94 | -       | -       | -      | -      | -      | 192,85 |        |        |        |        |        |         |
| 29,00 | C11    | 10,00 | 0,153 | 0,006 | 6,49 | -       | -       | -      | -      | -      | 26,86  | 117,15 |        |        |        |        |         |
| 29,00 | C12    | 10,00 | 0,153 | 0,006 | 6,49 | -       | -       | -      | -      | -      | 26,86  | 117,15 |        |        |        |        |         |
| 34,00 | C13    | 5,00  | 0,220 | 0,012 | 4,65 |         |         |        |        |        |        |        | 163,27 |        |        |        |         |
| 34,00 | C14    | 5,00  | 0,220 | 0,012 | 4,65 |         |         |        |        |        |        |        | 163,27 |        |        |        |         |
| 39,00 | C15    | 5,00  | 0,348 | 0,017 | 3,88 |         |         |        |        |        |        |        |        | 195,67 |        |        |         |
| 39,00 | C16    | 5,00  | 0,348 | 0,017 | 3,88 |         |         |        |        |        |        |        |        | 195,67 |        |        |         |
| 44,00 | C17    | 10,00 | 0,000 | 0,003 | 9,23 |         |         |        |        |        |        |        |        | 37,73  |        |        |         |
| 44,00 | C18    | 10,00 | 0,000 | 0,003 | 9,23 |         |         |        |        |        |        |        |        | 37,73  | 82,37  |        |         |
| 49,00 | C19    | 10,00 | 0,000 | 0,003 | 9,23 |         |         |        |        |        |        |        |        |        | 82,37  |        | 82,37   |



Annexe B-10 Tracé en élévation des câbles de fléau

| Vrs   | Câbles | L(m) | d <sub>0</sub> | d <sub>1</sub> | Ri(m)  | α(rad)  | Equation de la courbure Y(x) |
|-------|--------|------|----------------|----------------|--------|---------|------------------------------|
| F VSP | C1     |      |                |                |        |         |                              |
| F VSP | C2     |      |                |                |        |         |                              |
| V1    | C3     |      |                |                |        |         |                              |
| V1    | C4     |      |                |                |        |         |                              |
| V2    | C5     | 5    | 0,295          | 0,632          | 37,092 | 0,1186  | 0,30+0,013x <sup>2</sup>     |
| V2    | C6     | 5    | 0,295          | 0,632          | 37,092 | 0,12    | 0,30+0,013x <sup>2</sup>     |
| V3    | C7     | 5    | 0,295          | 0,632          | 37,092 | 0,12    | 0,30+0,013x <sup>2</sup>     |
| V3    | C8     | 5    | 0,295          | 0,632          | 37,092 | 0,12    | 0,30+0,013x <sup>2</sup>     |
| V4    | C9     | 5    | 0,295          | 0,632          | 37,092 | 0,12    | 0,30+0,013x <sup>2</sup>     |
| V4    | C10    | 5    | 0,295          | 0,632          | 37,092 | 0,12    | 0,30+0,013x <sup>2</sup>     |
| V5    | C11    | 5    | 0,15           | 0,632          | 25,934 | 0,15341 | 0,15+0,019x <sup>2</sup>     |
| V5    | C12    | 5    | 0,15           | 0,632          | 25,934 | 0,15    | 0,15+0,019x <sup>2</sup>     |
| V6    | C13    | 5    | 0,15           | 0,632          | 25,934 | 0,15    | 0,15+0,019x <sup>2</sup>     |
| V6    | C14    | 5    | 0,15           | 0,632          | 25,934 | 0,15    | 0,15+0,019x <sup>2</sup>     |
| V7    | C15    | 5    | 0,15           | 0,632          | 25,934 | 0,15    | 0,15+0,019x <sup>2</sup>     |
| V7    | C16    | 5    | 0,15           | 0,632          | 25,934 | 0,15    | 0,15+0,019x <sup>2</sup>     |
| V8    | C17    |      |                |                |        |         |                              |
| V8    | C18    |      |                |                |        |         |                              |
| V9    | C19    |      |                |                |        |         |                              |
| V9    | C20    |      |                |                |        |         |                              |
| V10   | C21    |      |                |                |        |         |                              |
| V10   | C22    |      |                |                |        |         |                              |

Annexe B-11 traces des câbles en plan.

| Vrs   | Câbles | L1,2 (m) | Zi (m) | Zi+1 (m) | Xi (m) | Xi+1 (m) | Ri (m) | Ri+1 (m) | βi (rad) | βi+1 (rad) | Equation de la 2eme courbure (m) |
|-------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|--------|----------|----------|------------|----------------------------------|
| F VSP | C1     |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| F VSP | C2     |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V1    | C3     | 2,5      | 0,2    | 0,1      | 2,5    | 2,5      | 31,25  | 31,25    | 0,0798   | 0,07983    | 0,2-0,016x <sup>2</sup>          |
| V1    | C4     | 2,5      | 0,2    | 0,1      | 2,5    | 2,5      | 31,25  | 31,25    | 0,0798   | 0,07983    | 0,2-0,016x <sup>2</sup>          |
| V2    | C5     |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V2    | C6     |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V3    | C7     | 2,5      | 0,2    | 0,1      | 2,5    | 2,5      | 31,25  | 31,25    | 0,0798   | 0,07983    | 0,2-0,016x <sup>2</sup>          |
| V3    | C8     | 2,5      | 0,2    | 0,1      | 2,5    | 2,5      | 31,25  | 31,25    | 0,0798   | 0,07983    | 0,2-0,016x <sup>2</sup>          |
| V4    | C9     | 2,5      | 0,4    | 0,2      | 2,5    | 2,5      | 15,625 | 15,625   | 0,1587   | 0,15866    | 0,4-0,032x <sup>2</sup>          |
| V4    | C10    | 2,5      | 0,4    | 0,2      | 2,5    | 2,5      | 15,625 | 15,625   | 0,1587   | 0,15866    | 0,4-0,032x <sup>2</sup>          |
| V5    | C11    |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V5    | C12    |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V6    | C13    | 2,5      | 0,2    | 0,1      | 2,5    | 2,5      | 31,25  | 31,25    | 0,0798   | 0,07983    | 0,2-0,016x <sup>2</sup>          |
| V6    | C14    | 2,5      | 0,2    | 0,1      | 2,5    | 2,5      | 31,25  | 31,25    | 0,0798   | 0,07983    | 0,2-0,016x <sup>2</sup>          |
| V7    | C15    | 2,5      | 0,4    | 0,2      | 2,5    | 2,5      | 15,625 | 15,625   | 0,1587   | 0,15866    | 0,4-0,032x <sup>2</sup>          |
| V7    | C16    | 2,5      | 0,4    | 0,2      | 2,5    | 2,5      | 15,625 | 15,625   | 0,1587   | 0,15866    | 0,4-0,032x <sup>2</sup>          |
| V8    | C17    |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V8    | C18    |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V9    | C19    |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V9    | C20    |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V10   | C21    |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |
| V10   | C22    |          |        |          |        |          |        |          |          |            |                                  |

Annexe B-12 Contraintes de demi-fléau en phase de construction

|         | x (m) | N° câbles | M (kN.m)  | v' (m) | v (m) | I (m4) | S (m2) | emoy (m) | P (MN) | σ <sub>Sup</sub> (MPa) | σ <sub>Inf</sub> (MPa) |
|---------|-------|-----------|-----------|--------|-------|--------|--------|----------|--------|------------------------|------------------------|
| Axe VSP | 0     | 44        | 574713,37 | 3,78   | 3,02  | 110,00 | 15,60  | 2,76     | 116,45 | 0,52                   | 16,16                  |
| Fin VSP | 4     | 40        | 495539,23 | 3,78   | 3,02  | 110,00 | 15,60  | 2,79     | 105,86 | 1,28                   | 13,67                  |
| Fin V01 | 9     | 36        | 406289,95 | 3,35   | 2,55  | 77,00  | 14,40  | 2,35     | 95,28  | 0,57                   | 14,54                  |
| Fin V02 | 14    | 32        | 326575,56 | 3,07   | 2,26  | 59,60  | 13,45  | 2,07     | 84,69  | 0,56                   | 14,12                  |
| Fin V03 | 19    | 28        | 256353,91 | 2,84   | 1,99  | 45,90  | 12,70  | 1,81     | 74,10  | 0,55                   | 13,38                  |
| Fin V04 | 24    | 24        | 194861,22 | 2,63   | 1,77  | 35,71  | 12,37  | 1,62     | 63,52  | 0,56                   | 11,92                  |
| Fin V05 | 29    | 20        | 141821,55 | 2,45   | 1,58  | 28,17  | 11,79  | 1,42     | 52,93  | 0,76                   | 10,27                  |
| Fin V06 | 34    | 16        | 96944,29  | 2,29   | 1,44  | 23,00  | 11,36  | 1,28     | 42,34  | 1,05                   | 7,99                   |
| Fin V07 | 39    | 12        | 59951,70  | 2,18   | 1,32  | 19,32  | 10,99  | 1,16     | 31,76  | 1,31                   | 5,49                   |
| Fin V08 | 44    | 8         | 30676,74  | 2,09   | 1,24  | 16,87  | 10,73  | 1,08     | 21,17  | 1,40                   | 2,94                   |
| Fin V09 | 49    | 4         | 8784,77   | 2,04   | 1,19  | 15,39  | 10,53  | 1,03     | 10,59  | 1,16                   | 0,73                   |
| Fin V10 | 54    | 4         | 0,00      | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,01     | 10,59  | 1,85                   | -0,44                  |

Annexe B-13 Détermination de nombre de câbles (Travée Principale)

|         | x (m) | M (kN.m)  | v' (m) | v (m) | I (m4) | S (m2) | e (m) | P (MN) | N câble | N retenus |
|---------|-------|-----------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|-----------|
| FIN V3  | 0     | -67148,81 | 2,84   | 1,99  | 45,90  | 12,70  | 2,69  | -16,94 | -5,01   | 2         |
| FIN V4  | 5     | 36031,81  | 2,63   | 1,77  | 35,71  | 12,37  | 2,48  | 10,07  | 2,98    | 6         |
| FIN V5  | 10    | 88672,26  | 2,45   | 1,58  | 28,17  | 11,79  | 2,30  | 27,07  | 8,01    | 10        |
| FIN V6  | 15    | 132490,34 | 2,29   | 1,44  | 23,00  | 11,36  | 2,14  | 43,79  | 12,96   | 14        |
| FIN V7  | 20    | 167641,17 | 2,18   | 1,32  | 19,32  | 10,99  | 2,03  | 59,14  | 17,50   | 18        |
| FIN V8  | 25    | 194177,09 | 2,09   | 1,24  | 16,87  | 10,73  | 1,94  | 72,13  | 21,34   | 22        |
| FIN V9  | 30    | 212316,93 | 2,04   | 1,19  | 15,39  | 10,53  | 1,89  | 81,36  | 24,08   | 24        |
| FIN V10 | 35    | 224266,86 | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 86,82  | 25,69   | 26        |
| FIN V10 | 35    | 224266,86 | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 86,82  | 25,69   | 26,00     |
| FIN V9  | 30    | 212316,93 | 2,04   | 1,19  | 15,39  | 10,53  | 1,89  | 81,36  | 24,08   | 24,00     |
| FIN V8  | 25    | 194177,09 | 2,09   | 1,24  | 16,87  | 10,73  | 1,94  | 72,13  | 21,34   | 22,00     |
| FIN V7  | 20    | 167641,17 | 2,18   | 1,32  | 19,32  | 10,99  | 2,03  | 59,14  | 17,50   | 18,00     |
| FIN V6  | 15    | 132490,34 | 2,29   | 1,44  | 23,00  | 11,36  | 2,14  | 43,79  | 12,96   | 14,00     |
| FIN V5  | 10    | 88672,26  | 2,45   | 1,58  | 28,17  | 11,79  | 2,30  | 27,07  | 8,01    | 10,00     |
| FIN V4  | 5     | 36031,81  | 2,63   | 1,77  | 35,71  | 12,37  | 2,48  | 10,07  | 2,98    | 6,00      |
| FIN V3  | 0     | -67148,81 | 2,84   | 1,99  | 45,90  | 12,70  | 2,69  | -16,94 | -5,01   | 2,00      |

Annexe B-14 Détermination de nombre de câbles (Travée de rive)

|            | x (m) | M (kN.m)  | v' (m) | v (m) | I (m4) | S (m2) | e (m) | P (MN) | N câble | N retenus |
|------------|-------|-----------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|-----------|
| FIN VSC1   | 0     | 0,00      | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 0,00   | 0,00    | 0         |
| FIN VSC2   | 5     | 29773,57  | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 11,53  | 3,41    | 4         |
| FIN VSC CL | 7     | 58925,51  | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 22,81  | 6,75    | 6         |
| FIN V10    | 12    | 68025,74  | 2,03   | 1,17  | 15,05  | 10,50  | 1,88  | 26,33  | 7,79    | 8         |
| FIN V9     | 17    | 84430,52  | 2,04   | 1,19  | 15,39  | 10,53  | 1,89  | 32,35  | 9,57    | 10        |
| FIN V8     | 22    | 92321,73  | 2,09   | 1,24  | 16,87  | 10,73  | 1,94  | 34,29  | 10,15   | 10        |
| FIN V7     | 27    | 90215,43  | 2,18   | 1,32  | 19,32  | 10,99  | 2,03  | 31,82  | 9,42    | 10        |
| FIN V6     | 32    | 79320,44  | 2,29   | 1,44  | 23,00  | 11,36  | 2,14  | 26,21  | 7,76    | 8         |
| FIN V5     | 37    | 59183,76  | 2,45   | 1,58  | 28,17  | 11,79  | 2,30  | 18,07  | 5,35    | 6         |
| FIN V4     | 42    | 29716,32  | 2,63   | 1,77  | 35,71  | 12,37  | 2,48  | 8,31   | 2,46    | 4         |
| FIN V3     | 47    | -46099,04 | 2,84   | 1,99  | 45,90  | 12,70  | 2,69  | -11,63 | -3,44   | 0         |

Annexe B-15 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

| Desg              | X (m) | M (KN.m) | n câbles féau | n câbles Cont | P F    | P C   | s (m2) | i (m4) | v (m) | v' (m) | ef (m) | ec (m) | σSup (MPa) | σInf (MPa) |
|-------------------|-------|----------|---------------|---------------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|------------|------------|
| début VC 01       | -     | 0,00     | 0             | 0             | 0,00   | 0,00  | 10,50  | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0,00   | 0,00   | 0,00       | 0,00       |
| début VC 02       | 5,00  | -14,11   | 0             | 2             | 0,00   | 5,34  | 10,50  | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0,00   | 1,88   | 0,51       | -0,04      |
| début VSC C01-P01 | 10,00 | -26,25   | 0             | 4             | 0,00   | 10,67 | 10,50  | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0,00   | 1,88   | 1,02       | 0,18       |
| début V 01        | 12,00 | -29,35   | 0             | 6             | 0,00   | 16,01 | 10,50  | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0,00   | 1,88   | 1,52       | 1,62       |
| début V 02        | 17,00 | -32,70   | 4             | 8             | 10,67  | 21,34 | 10,53  | 15,39  | 1,19  | 2,04   | 1,04   | 1,89   | 3,04       | 2,58       |
| début V 03        | 22,00 | -29,78   | 8             | 10            | 21,34  | 26,68 | 10,73  | 16,87  | 1,24  | 2,09   | 1,09   | 1,94   | 4,48       | 4,32       |
| début V 04        | 27,00 | -20,34   | 12            | 10            | 32,01  | 26,68 | 10,99  | 19,32  | 1,32  | 2,18   | 1,17   | 2,03   | 5,34       | 4,93       |
| début V 05        | 32,00 | -4,11    | 16            | 10            | 42,69  | 26,68 | 11,36  | 23,00  | 1,44  | 2,29   | 1,29   | 2,14   | 6,11       | 5,90       |
| début V 06        | 37,00 | 19,06    | 20            | 8             | 53,36  | 21,34 | 11,79  | 28,17  | 1,58  | 2,45   | 1,43   | 2,30   | 6,34       | 5,63       |
| début V 07        | 42,00 | 49,44    | 24            | 6             | 64,03  | 16,01 | 12,37  | 35,71  | 1,77  | 2,63   | 1,62   | 2,48   | 6,47       | 5,40       |
| début V 08        | 47,00 | 87,25    | 28            | 4             | 74,70  | 10,67 | 12,70  | 45,90  | 1,99  | 2,84   | 1,84   | 2,69   | 6,72       | 5,39       |
| début V 09        | 52,00 | 132,85   | 32            | 0             | 85,37  | 0,00  | 13,45  | 59,60  | 2,26  | 3,07   | 2,11   | 2,92   | 6,35       | 3,91       |
| début V 10        | 57,00 | 186,88   | 36            | 0             | 96,04  | 0,00  | 14,40  | 77,00  | 2,55  | 3,35   | 2,40   | 3,20   | 6,67       | 4,77       |
| début VSP P 01    | 62,00 | 249,76   | 40            | 0             | 106,72 | 0,00  | 15,60  | 110,00 | 3,02  | 3,78   | 2,87   | 3,63   | 6,84       | 4,90       |

ANNEXES B. TABLEUX DE CALCUL

|                     |        |        |    |    |        |       |       |        |      |      |      |      |      |       |
|---------------------|--------|--------|----|----|--------|-------|-------|--------|------|------|------|------|------|-------|
| <b>AXE VSP P 01</b> |        | 306,25 | 44 | 0  | 117,39 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,86 | 3,63 | 7,53 | 6,51  |
| début V 11          | 66,00  | 245,20 | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 4,74  |
| début V 12          | 70,00  | 177,32 | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 4,36  |
| début V 13          | 75,00  | 118,07 | 32 | 2  | 85,37  | 5,34  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 2,92 | 6,75 | 4,35  |
| début V 14          | 80,00  | 67,23  | 28 | 6  | 74,70  | 16,01 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 7,14 | 5,46  |
| début V 15          | 85,00  | 24,14  | 24 | 10 | 64,03  | 26,68 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 7,33 | 6,34  |
| début V 16          | 90,00  | -11,51 | 20 | 14 | 53,36  | 37,35 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 7,69 | 7,53  |
| début V 17          | 95,00  | -39,96 | 16 | 18 | 42,69  | 48,02 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 7,98 | 8,76  |
| début V 18          | 100,00 | -61,46 | 12 | 22 | 32,01  | 58,69 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 8,25 | 10,54 |
| début V 19          | 105,00 | -76,16 | 8  | 24 | 21,34  | 64,03 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 7,95 | 11,03 |
| début V 20          | 110,00 | -84,36 | 4  | 26 | 10,67  | 69,37 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 7,60 | 12,32 |
| début VSC P01-P02   | 115,00 | -86,40 | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 6,60 | 12,54 |
| début V 21          | 120,00 | -85,29 | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,80 | 6,60 | 11,97 |
| début V 22          | 122,00 | -78,42 | 4  | 24 | 10,67  | 64,03 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,75 | 7,09 | 10,07 |
| début V 23          | 127,00 | -65,27 | 8  | 22 | 21,34  | 58,69 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,76 | 7,46 | 9,31  |
| début V 24          | 132,00 | -45,62 | 12 | 18 | 32,01  | 48,02 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 1,77 | 7,28 | 7,50  |
| début V 25          | 137,00 | -19,16 | 16 | 14 | 42,69  | 37,35 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 1,88 | 7,05 | 6,65  |
| début V 26          | 142,00 | 14,24  | 20 | 10 | 53,36  | 26,68 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,04 | 6,79 | 6,12  |
| début V 27          | 147,00 | 54,83  | 24 | 6  | 64,03  | 16,01 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,22 | 6,47 | 5,49  |
| début V 28          | 152,00 | 102,87 | 28 | 2  | 74,70  | 5,34  | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,43 | 6,30 | 4,96  |
| début V 29          | 157,00 | 158,69 | 32 | 0  | 85,37  | 0,00  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 0,00 | 6,35 | 5,24  |
| début V 30          | 162,00 | 222,93 | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 6,34  |
| début VSP P 02      | 167,00 | 296,01 | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 6,49  |
| <b>AXE VSP P 02</b> | 172,00 | 360,59 | 44 | 0  | 117,39 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,86 | 0,00 | 7,52 | 8,37  |
| début V 31          | 176,00 | 297,33 | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 6,53  |
| début V 32          | 180,00 | 226,73 | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 6,51  |
| début V 33          | 185,00 | 164,71 | 32 | 2  | 85,37  | 5,34  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 2,92 | 6,74 | 6,75  |
| début V 34          | 190,00 | 111,09 | 28 | 6  | 74,70  | 16,01 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 7,14 | 8,18  |
| début V 35          | 195,00 | 65,20  | 24 | 10 | 64,03  | 26,68 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 7,33 | 9,37  |
| début V 36          | 200,00 | 26,77  | 20 | 14 | 53,36  | 37,35 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 7,69 | 10,86 |
| début V 37          | 205,00 | -4,47  | 16 | 18 | 42,69  | 48,02 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 7,98 | 12,29 |
| début V 38          | 210,00 | -28,76 | 12 | 22 | 32,01  | 58,69 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 8,25 | 14,23 |
| début V 39          | 215,00 | -46,26 | 8  | 24 | 21,34  | 64,03 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 7,95 | 14,73 |
| début V 40          | 220,00 | -57,25 | 4  | 26 | 10,67  | 69,37 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 7,60 | 15,92 |
| début VSC P02-P03   | 225,00 | -61,96 | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 6,60 | 15,84 |
| début V 41          | 230,00 | -62,15 | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 6,60 | 15,81 |
| début V 42          | 232,00 | -58,00 | 4  | 24 | 10,67  | 64,03 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 7,09 | 13,98 |
| début V 43          | 237,00 | -47,64 | 8  | 22 | 21,34  | 58,69 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 7,46 | 12,78 |
| début V 44          | 242,00 | -30,78 | 12 | 18 | 32,01  | 48,02 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 7,28 | 10,58 |
| début V 45          | 247,00 | -7,12  | 16 | 14 | 42,69  | 37,35 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 7,04 | 8,81  |
| début V 46          | 252,00 | 23,49  | 20 | 10 | 53,36  | 26,68 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 6,79 | 7,53  |
| début V 47          | 257,00 | 61,30  | 24 | 6  | 64,03  | 16,01 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 6,47 | 6,27  |
|                     | 262,00 |        |    |    |        |       |       |        |      |      |      |      |      |       |

ANNEXES B. TABLEUX DE CALCUL

|                   |        |         |    |    |        |       |       |        |      |      |      |      |      |       |
|-------------------|--------|---------|----|----|--------|-------|-------|--------|------|------|------|------|------|-------|
| début V 48        | 267,00 | 106,55  | 28 | 2  | 74,70  | 5,34  | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 6,30 | 5,28  |
| début V 49        | 272,00 | 159,58  | 32 | 0  | 85,37  | 0,00  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 0,00 | 6,35 | 5,29  |
| début V 50        | 277,00 | 221,03  | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 6,26  |
| début VSP P 03    | 282,00 | 291,32  | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 6,33  |
| AXE VSP P 03      | 286,00 | 353,67  | 44 | 0  | 117,39 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,86 | 0,00 | 7,52 | 8,14  |
| début V 51        | 290,00 | 289,30  | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 6,26  |
| début V 52        | 295,00 | 217,30  | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 6,10  |
| début V 53        | 300,00 | 153,88  | 32 | 2  | 85,37  | 5,34  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 2,92 | 6,74 | 6,19  |
| début V 54        | 305,00 | 98,86   | 28 | 6  | 74,70  | 16,01 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 7,14 | 7,42  |
| début V 55        | 310,00 | 51,59   | 24 | 10 | 64,03  | 26,68 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 7,33 | 8,37  |
| début V 56        | 315,00 | 11,76   | 20 | 14 | 53,36  | 37,35 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 7,69 | 9,55  |
| début V 57        | 320,00 | -20,87  | 16 | 18 | 42,69  | 48,02 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 7,98 | 10,66 |
| début V 58        | 325,00 | -46,56  | 12 | 22 | 32,01  | 58,69 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 8,25 | 12,22 |
| début V 59        | 330,00 | -65,45  | 8  | 24 | 21,34  | 64,03 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 7,95 | 12,35 |
| début V 60        | 335,00 | -77,83  | 4  | 26 | 10,67  | 69,37 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 7,60 | 13,19 |
| début VSC P03-P04 | 340,00 | -83,94  | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 6,60 | 12,87 |
| début V 61        | 342,00 | -84,62  | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 6,60 | 12,78 |
| début V 62        | 347,00 | -81,93  | 4  | 24 | 10,67  | 64,03 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 7,09 | 10,80 |
| début V 63        | 352,00 | -72,97  | 8  | 22 | 21,34  | 58,69 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 7,46 | 9,64  |
| début V 64        | 357,00 | -57,50  | 12 | 18 | 32,01  | 48,02 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 7,28 | 7,57  |
| début V 65        | 362,00 | -35,23  | 16 | 14 | 42,69  | 37,35 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 7,05 | 6,01  |
| début V 66        | 367,00 | -6,01   | 20 | 10 | 53,36  | 26,68 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 6,79 | 4,97  |
| début V 67        | 372,00 | 30,40   | 24 | 6  | 64,03  | 16,01 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 6,47 | 3,99  |
| début V 68        | 377,00 | 74,26   | 28 | 2  | 74,70  | 5,34  | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 6,30 | 3,28  |
| début V 69        | 382,00 | 125,89  | 32 | 0  | 85,37  | 0,00  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 0,00 | 6,35 | 3,55  |
| début V 70        | 387,00 | 185,96  | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 4,73  |
| début VSP P 04    | 392,00 | 254,87  | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 5,07  |
| AXE VSP P 04      | 396,00 | 316,18  | 44 | 0  | 117,39 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,86 | 0,00 | 7,53 | 6,85  |
| début V 71        | 400,00 | 252,60  | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 5,00  |
| début V 72        | 405,00 | 181,58  | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 4,54  |
| début V 73        | 410,00 | 119,16  | 32 | 2  | 85,37  | 5,34  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 2,92 | 6,75 | 4,41  |
| début V 74        | 415,00 | 65,17   | 28 | 6  | 74,70  | 16,01 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 7,14 | 5,33  |
| début V 75        | 420,00 | 18,91   | 24 | 10 | 64,03  | 26,68 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 7,33 | 5,96  |
| début V 76        | 425,00 | -19,89  | 20 | 14 | 53,36  | 37,35 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 7,69 | 6,80  |
| début V 77        | 430,00 | -51,50  | 16 | 18 | 42,69  | 48,02 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 7,99 | 7,61  |
| début V 78        | 435,00 | -76,17  | 12 | 22 | 32,01  | 58,69 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 8,25 | 8,88  |
| début V 79        | 440,00 | -94,03  | 8  | 24 | 21,34  | 64,03 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 7,96 | 8,81  |
| début V 80        | 445,00 | -105,40 | 4  | 26 | 10,67  | 69,37 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 7,60 | 9,54  |
| début VSC P04-P05 | 450,00 | -110,47 | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 6,60 | 9,29  |
| début V 81        | 452,00 | -110,78 | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 6,60 | 9,25  |
| début V 82        | 457,00 | -107,04 | 4  | 24 | 10,67  | 64,03 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 7,09 | 7,48  |
| début V 83        | 462,00 | -97,04  | 8  | 22 | 21,34  | 58,69 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 7,46 | 6,66  |

## ANNEXES B. TABLEUX DE CALCUL

|                   |        |         |    |    |        |       |       |        |      |      |      |      |      |       |
|-------------------|--------|---------|----|----|--------|-------|-------|--------|------|------|------|------|------|-------|
| début V 84        | 467,00 | -80,54  | 12 | 18 | 32,01  | 48,02 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 7,28 | 4,97  |
| début V 85        | 472,00 | -57,23  | 16 | 14 | 42,69  | 37,35 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 7,05 | 3,82  |
| début V 86        | 477,00 | -26,98  | 20 | 10 | 53,36  | 26,68 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 6,79 | 3,14  |
| début V 87        | 482,00 | 10,47   | 24 | 6  | 64,03  | 16,01 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 6,47 | 2,53  |
| début V 88        | 487,00 | 55,36   | 28 | 2  | 74,70  | 5,34  | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 6,31 | 2,11  |
| début V 89        | 492,00 | 108,03  | 32 | 0  | 85,37  | 0,00  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 0,00 | 6,35 | 2,63  |
| début V 90        | 497,00 | 169,14  | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 4,00  |
| début VSP P 05    | 502,00 | 238,75  | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 4,52  |
| AXE VSP P 05      | 506,00 | 301,23  | 44 | 0  | 117,39 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,86 | 0,00 | 7,53 | 6,33  |
| début V 91        | 510,00 | 235,04  | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 4,39  |
| début V 92        | 515,00 | 160,70  | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 3,63  |
| début V 93        | 520,00 | 94,99   | 32 | 2  | 85,37  | 5,34  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 2,92 | 6,75 | 3,16  |
| début V 94        | 525,00 | 37,69   | 28 | 6  | 74,70  | 16,01 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 7,14 | 3,63  |
| début V 95        | 530,00 | -11,86  | 24 | 10 | 64,03  | 26,68 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 7,34 | 3,69  |
| début V 96        | 535,00 | -53,97  | 20 | 14 | 53,36  | 37,35 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 7,70 | 3,84  |
| début V 97        | 540,00 | -88,87  | 16 | 18 | 42,69  | 48,02 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 7,99 | 3,89  |
| début V 98        | 545,00 | -116,83 | 12 | 22 | 32,01  | 58,69 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 8,26 | 4,29  |
| début V 99        | 550,00 | -137,99 | 8  | 24 | 21,34  | 64,03 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 7,96 | 3,37  |
| début V 100       | 555,00 | -152,64 | 4  | 26 | 10,67  | 69,37 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 7,60 | 3,27  |
| début VSC P05-P06 | 559,00 | -161,01 | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 6,61 | 2,48  |
| début V 101       | 563,00 | -162,60 | 0  | 26 | 0,00   | 69,37 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 6,61 | 2,26  |
| début V 102       | 568,00 | -162,16 | 4  | 24 | 10,67  | 64,03 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 7,10 | 0,17  |
| début V 103       | 573,00 | -155,44 | 8  | 22 | 21,34  | 58,69 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 7,46 | -0,57 |
| début V 104       | 578,00 | -142,20 | 12 | 18 | 32,01  | 48,02 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 7,29 | -1,99 |
| début V 105       | 583,00 | -122,16 | 16 | 14 | 42,69  | 37,35 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 7,05 | -2,64 |
| début V 106       | 588,00 | -95,18  | 20 | 10 | 53,36  | 26,68 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 6,79 | -2,79 |
| début V 107       | 593,00 | -60,99  | 24 | 6  | 64,03  | 16,01 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 6,48 | -2,74 |
| début V 108       | 598,00 | -19,36  | 28 | 2  | 74,70  | 5,34  | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 6,31 | -2,51 |
| début V 109       | 603,00 | 30,04   | 32 | 0  | 85,37  | 0,00  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 0,00 | 6,35 | -1,38 |
| début V 110       | 608,00 | 87,91   | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 0,47  |
| début VSP P 06    | 613,00 | 154,43  | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 1,62  |
| AXE VSP P 06      | 617,00 | 214,27  | 44 | 0  | 117,39 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,86 | 0,00 | 7,53 | 3,35  |
| début V 111       | 621,00 | 163,06  | 40 | 0  | 106,72 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 6,84 | 1,92  |
| début V 112       | 626,00 | 107,43  | 36 | 0  | 96,04  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 6,67 | 1,32  |
| début V 113       | 631,00 | 60,50   | 32 | 4  | 85,37  | 10,67 | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 2,92 | 7,14 | 2,58  |
| début V 114       | 636,00 | 22,01   | 28 | 6  | 74,70  | 16,01 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 7,15 | 2,66  |
| début V 115       | 641,00 | -8,72   | 24 | 8  | 64,03  | 21,34 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 6,90 | 2,52  |
| début V 116       | 646,00 | -32,00  | 20 | 10 | 53,36  | 26,68 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 6,79 | 2,71  |
| début V 117       | 651,00 | -48,09  | 16 | 10 | 42,69  | 26,68 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 6,11 | 1,52  |
| début V 118       | 656,00 | -57,23  | 12 | 10 | 32,01  | 26,68 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 5,34 | 0,77  |
| début V 119       | 661,00 | -59,65  | 8  | 8  | 21,34  | 21,34 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 3,98 | -1,16 |
| début V 120       | 666,00 | -55,41  | 4  | 6  | 10,67  | 16,01 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 2,54 | -2,27 |

**ANNEXES B. TABLEUX DE CALCUL**

|                   |        |        |   |   |      |       |       |       |      |      |      |      |      |       |
|-------------------|--------|--------|---|---|------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|-------|
| début VSC P06-C02 | 670,00 | -44,97 | 0 | 4 | 0,00 | 10,67 | 10,50 | 15,05 | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 1,02 | -2,34 |
| début VC 03       | 672,00 | -39,03 | 0 | 2 | 0,00 | 5,34  | 10,50 | 15,05 | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 0,51 | -3,40 |
| début VC 04       | 677,00 | -19,79 | 0 | 2 | 0,00 | 5,34  | 10,50 | 15,05 | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,89 | 0,51 | -0,80 |
| FIN VC04          | 682,00 | 0,00   | 0 | 0 | 0,00 | 0,00  | 10,50 | 15,05 | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00  |

**Annexe B-16 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.**

| Desg              | X (m)  | Mmax (MN.m) | Mmin (MN.m) | n cables fleau | n cables Cont | P F   | P C   | s (m2) | i (m4) | v (m) | v' (m) | ef (m) | ec (m) | σSupmax (MPa) | σInfmax (MPa) | σSupmin (MPa) | σInfmin (MPa) |
|-------------------|--------|-------------|-------------|----------------|---------------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| début VSC 01      | -      | 0,00        | 0           | 0              | 0             | 0,00  | 0,00  | 10,50  | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0,00   | 0,00   | 0,00          | 0,00          | 0,00          | 0,00          |
| début VSC 02      | 5,00   | -23,00      | -28,471     | 0              | 2             | 0,00  | 4,27  | 10,50  | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0,00   | 1,88   | 0,41          | 0,40          | 2,00          | -0,95         |
| début VSC C01-P01 | 10,00  | -45,34      | -56,43      | 0              | 4             | 0,00  | 8,54  | 10,50  | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0,00   | 1,88   | 0,82          | 0,81          | 3,95          | -1,05         |
| début V 01        | 12,00  | -52,23      | -65,18      | 0              | 6             | 0,00  | 12,81 | 10,50  | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0,00   | 1,88   | 1,22          | 1,22          | 4,41          | -0,99         |
| début V 02        | 17,00  | -64,32      | -80,98      | 4              | 8             | 8,54  | 17,08 | 10,53  | 15,39  | 1,19  | 2,04   | 1,04   | 1,89   | 2,44          | 2,43          | 6,89          | -0,85         |
| début V 03        | 22,00  | -69,16      | -88,10      | 8              | 10            | 17,08 | 21,36 | 10,73  | 16,87  | 1,24  | 2,09   | 1,09   | 1,94   | 3,59          | 3,58          | 8,38          | -1,20         |
| début V 04        | 27,00  | -66,30      | -86,29      | 12             | 10            | 25,63 | 21,36 | 10,99  | 19,32  | 1,32  | 2,18   | 1,17   | 2,03   | 4,28          | 4,27          | 9,26          | -0,78         |
| début V 05        | 32,00  | -55,67      | -75,29      | 16             | 10            | 34,17 | 21,36 | 11,36  | 23,00  | 1,44  | 2,29   | 1,29   | 2,14   | 4,89          | 4,88          | 9,50          | -1,80         |
| début V 06        | 37,00  | -37,06      | -54,94      | 20             | 8             | 42,71 | 17,08 | 11,79  | 28,17  | 1,58  | 2,45   | 1,43   | 2,30   | 5,08          | 5,07          | 9,37          | -1,60         |
| début V 07        | 42,00  | -10,20      | -24,99      | 24             | 6             | 51,25 | 12,81 | 12,37  | 35,71  | 1,77  | 2,63   | 1,62   | 2,48   | 5,18          | 5,17          | 8,96          | -0,44         |
| début V 08        | 47,00  | -25,14      | 14,81       | 28             | 4             | 59,80 | 8,54  | 12,70  | 45,90  | 1,99  | 2,84   | 1,84   | 2,69   | 5,39          | 5,37          | 8,51          | 0,91          |
| début V 09        | 52,00  | -69,28      | 64,77       | 32             | 0             | 68,34 | 0,00  | 13,45  | 59,60  | 2,26  | 3,07   | 2,11   | 2,92   | 5,09          | 5,07          | 8,09          | 0,99          |
| début V 10        | 57,00  | -122,89     | 125,56      | 36             | 0             | 76,88 | 0,00  | 14,40  | 77,00  | 2,55  | 3,35   | 2,40   | 3,20   | 5,35          | 5,33          | 7,29          | 2,77          |
| début VSP P 01    | 62,00  | -186,22     | 197,41      | 40             | 0             | 85,42 | 0,00  | 15,60  | 110,00 | 3,02  | 3,78   | 2,87   | 3,63   | 5,49          | 5,46          | 6,79          | 3,83          |
| AXE VSP P 01      | 66     | -244,345    | 263,319     | 44             | 0             | 93,97 | 0     | 15,6   | 110    | 3,02  | 3,78   | 2,8615 | 3,63   | 6,04          | 6,01          | 6,18          | 5,83          |
| début V 11        | 70,00  | 176,40      | 194,37      | 40             | 0             | 85,42 | 0,00  | 15,60  | 110,00 | 3,02  | 3,78   | 2,87   | 0,00   | 5,48          | 5,47          | 6,87          | 3,73          |
| début V 12        | 75,00  | 100,88      | 117,42      | 36             | 0             | 76,88 | 0,00  | 14,40  | 77,00  | 2,55  | 3,35   | 2,40   | 0,00   | 5,34          | 5,34          | 7,56          | 2,42          |
| début V 13        | 80,00  | 34,63       | 50,10       | 32             | 2             | 68,34 | 4,27  | 13,45  | 59,60  | 2,26  | 3,07   | 2,11   | 2,92   | 5,40          | 5,39          | 8,49          | 1,19          |
| début V 14        | 85,00  | -21,93      | -7,73       | 28             | 6             | 59,80 | 12,81 | 12,70  | 45,90  | 1,99  | 2,84   | 1,84   | 2,69   | 5,72          | 5,71          | 9,33          | 0,56          |
| début V 15        | 90,00  | -69,67      | -50,74      | 24             | 10            | 51,25 | 21,36 | 12,37  | 35,71  | 1,77  | 2,63   | 1,62   | 2,48   | 5,87          | 5,86          | 9,88          | -0,08         |
| début V 16        | 95,00  | -108,93     | -97,26      | 20             | 14            | 42,71 | 29,90 | 11,79  | 28,17  | 1,58  | 2,45   | 1,43   | 2,30   | 6,16          | 6,15          | 11,18         | -1,63         |
| début V 17        | 100,00 | -139,94     | -129,54     | 16             | 18            | 34,17 | 38,44 | 11,36  | 23,00  | 1,44  | 2,29   | 1,29   | 2,14   | 6,40          | 6,38          | 12,11         | -1,53         |
| début V 18        | 105,00 | -162,96     | -153,84     | 12             | 22            | 25,63 | 46,98 | 10,99  | 19,32  | 1,32  | 2,18   | 1,17   | 2,03   | 6,61          | 6,60          | 12,65         | -1,23         |
| début V 19        | 110,00 | -178,14     | -170,28     | 8              | 24            | 17,08 | 51,25 | 10,73  | 16,87  | 1,24  | 2,09   | 1,09   | 1,94   | 6,38          | 6,36          | 12,95         | -0,95         |
| début V 20        | 115,00 | -185,76     | -179,17     | 4              | 26            | 8,54  | 55,53 | 10,53  | 15,39  | 1,19  | 2,04   | 1,04   | 1,89   | 6,09          | 6,07          | 12,51         | -1,65         |
| début VSC P01-P02 | 120    | -186,051    | -181,045    | 0              | 26            | 0     | 55,53 | 10,5   | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0      | 1,88   | 5,29          | 5,28          | 11,25         | -0,64         |
| début V 21        | 122,00 | -184,11     | -179,30     | 0              | 26            | 0,00  | 55,53 | 10,50  | 15,05  | 1,17  | 2,03   | 0,00   | 1,80   | 5,29          | 5,28          | 11,44         | -1,96         |
| début V 22        | 127,00 | -174,13     | -170,60     | 4              | 24            | 8,54  | 51,25 | 10,53  | 15,39  | 1,19  | 2,04   | 1,04   | 1,75   | 5,69          | 5,67          | 12,63         | -1,47         |
| début V 23        | 132,00 | -156,83     | -154,57     | 8              | 22            | 17,08 | 46,98 | 10,73  | 16,87  | 1,24  | 2,09   | 1,09   | 1,76   | 5,98          | 5,96          | 12,61         | -0,62         |
| début V 24        | 137,00 | -131,98     | -130,99     | 12             | 18            | 25,63 | 38,44 | 10,99  | 19,32  | 1,32  | 2,18   | 1,17   | 1,77   | 5,84          | 5,82          | 12,18         | -1,30         |
| début V 25        | 142,00 | -99,28      | -99,56      | 16             | 14            | 34,17 | 29,90 | 11,36  | 23,00  | 1,44  | 2,29   | 1,29   | 1,88   | 5,65          | 5,63          | 11,11         | -1,15         |
| début V 26        | 147,00 | -58,60      | -60,15      | 20             | 10            | 42,71 | 21,36 | 11,79  | 28,17  | 1,58  | 2,45   | 1,43   | 2,04   | 5,44          | 5,43          | 9,79          | -1,32         |
| début V 27        | 152,00 | -9,78       | -12,50      | 24             | 6             | 51,25 | 12,81 | 12,37  | 35,71  | 1,77  | 2,63   | 1,62   | 2,22   | 5,18          | 5,17          | 8,50          | 0,24          |
| début V 28        | 157,00 | 47,73       | 43,64       | 28             | 2             | 59,80 | 4,27  | 12,70  | 45,90  | 1,99  | 2,84   | 1,84   | 2,43   | 5,05          | 5,04          | 7,47          | 1,58          |
| début V 29        | 162,00 | 113,93      | 108,57      | 32             | 0             | 68,34 | 0,00  | 13,45  | 59,60  | 2,26  | 3,07   | 2,11   | 0,00   | 5,08          | 5,08          | 6,43          | 3,25          |

ANNEXES B. TABLEUX DE CALCUL

|                  |        |          |          |    |    |        |       |       |        |      |      |        |      |      |       |      |       |
|------------------|--------|----------|----------|----|----|--------|-------|-------|--------|------|------|--------|------|------|-------|------|-------|
| début V 30       | 167,00 | 189,58   | 182,95   | 36 | 0  | 76,88  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40   | 0,00 | 5,34 | 5,34  | 5,39 | 5,27  |
| début VSP P 02   | 172,00 | 274,84   | 266,95   | 40 | 0  | 85,42  | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87   | 0,00 | 5,48 | 5,48  | 4,88 | 6,22  |
| AXE VSP P 02     | 176    | 350,535  | 341,636  | 44 | 0  | 93,966 | 0     | 15,6  | 110    | 3,02 | 3,78 | 2,8615 | 0    | 6,02 | 6,03  | 4,03 | 8,52  |
| début V 31       | 180,00 | 278,82   | 270,66   | 40 | 0  | 85,42  | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87   | 0,00 | 5,47 | 5,48  | 4,78 | 6,35  |
| début V 32       | 185,00 | 198,63   | 191,39   | 36 | 0  | 76,88  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40   | 0,00 | 5,34 | 5,34  | 5,11 | 5,64  |
| début V 33       | 190,00 | 127,92   | 121,62   | 32 | 2  | 68,34  | 4,27  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11   | 2,92 | 5,40 | 5,40  | 5,78 | 4,88  |
| début V 34       | 195,00 | 66,68    | 61,32    | 28 | 6  | 59,80  | 12,81 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84   | 2,69 | 5,72 | 5,72  | 6,33 | 4,84  |
| début V 35       | 200,00 | 14,27    | 9,84     | 24 | 10 | 51,25  | 21,36 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62   | 2,48 | 5,87 | 5,87  | 6,87 | 4,38  |
| début V 36       | 205,00 | -29,66   | -33,16   | 20 | 14 | 42,71  | 29,90 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43   | 2,30 | 6,16 | 6,16  | 7,59 | 3,94  |
| début V 37       | 210,00 | -65,35   | -67,91   | 16 | 18 | 34,17  | 38,44 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29   | 2,14 | 6,39 | 6,39  | 8,25 | 3,43  |
| début V 38       | 215,00 | -93,06   | -94,68   | 12 | 22 | 25,63  | 46,98 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17   | 2,03 | 6,61 | 6,60  | 8,61 | 3,30  |
| début V 39       | 220,00 | -112,91  | -113,60  | 8  | 24 | 17,08  | 51,25 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09   | 1,94 | 6,37 | 6,36  | 8,78 | 2,31  |
| début V 40       | 225,00 | -125,22  | -124,97  | 4  | 26 | 8,54   | 55,53 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04   | 1,89 | 6,09 | 6,08  | 8,32 | 2,25  |
| début VSC P02-03 | 230    | -130,327 | -129,034 | 0  | 26 | 0      | 55,53 | 10,5  | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0      | 1,88 | 5,29 | 5,28  | 7,20 | 1,96  |
| début V 41       | 232,00 | -130,14  | -128,59  | 0  | 26 | 0,00   | 55,53 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00   | 1,88 | 5,29 | 5,28  | 7,17 | 2,02  |
| début V 42       | 237,00 | -124,87  | -122,38  | 4  | 24 | 8,54   | 51,25 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04   | 1,89 | 5,68 | 5,67  | 8,34 | 1,12  |
| début V 43       | 242,00 | -112,28  | -108,85  | 8  | 22 | 17,08  | 46,98 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09   | 1,94 | 5,97 | 5,97  | 8,64 | 1,47  |
| début V 44       | 247,00 | -92,14   | -87,77   | 12 | 18 | 25,63  | 38,44 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17   | 2,03 | 5,83 | 5,82  | 8,54 | 1,35  |
| début V 45       | 252,00 | -64,15   | -58,85   | 16 | 14 | 34,17  | 29,90 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29   | 2,14 | 5,64 | 5,64  | 8,08 | 1,76  |
| début V 46       | 257,00 | -28,19   | -21,95   | 20 | 10 | 42,71  | 21,36 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43   | 2,30 | 5,44 | 5,43  | 7,34 | 2,48  |
| début V 47       | 262,00 | 16,03    | -23,20   | 24 | 6  | 51,25  | 12,81 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62   | 2,48 | 5,18 | 5,18  | 8,87 | -0,30 |
| début V 48       | 267,00 | 68,72    | 76,83    | 28 | 2  | 59,80  | 4,27  | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84   | 2,69 | 5,05 | 5,04  | 5,99 | 3,70  |
| début V 49       | 272,00 | 130,21   | 139,25   | 32 | 0  | 68,34  | 0,00  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11   | 0,00 | 5,08 | 5,08  | 5,27 | 4,83  |
| début V 50       | 277,00 | 201,14   | 211,11   | 36 | 0  | 76,88  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40   | 0,00 | 5,34 | 5,34  | 4,46 | 6,50  |
| début VSP P03    | 282,00 | 281,68   | 292,57   | 40 | 0  | 85,42  | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87   | 0,00 | 5,47 | 5,48  | 4,17 | 7,10  |
| AXE VSP P03      | 286    | 353,623  | 365,252  | 44 | 0  | 93,97  | 0     | 15,6  | 110    | 3,02 | 3,78 | 2,8615 | 0    | 6,02 | 6,026 | 3,38 | 9,34  |
| début V 51       | 290,00 | 284,97   | 295,38   | 40 | 0  | 85,42  | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87   | 0,00 | 5,47 | 5,48  | 4,10 | 7,20  |
| début V 52       | 295,00 | 207,72   | 216,59   | 36 | 0  | 76,88  | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40   | 0,00 | 5,34 | 5,34  | 4,28 | 6,73  |
| début V 53       | 300,00 | 140,35   | 147,68   | 32 | 2  | 68,34  | 4,27  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11   | 2,92 | 5,40 | 5,40  | 4,79 | 6,22  |
| début V 54       | 305,00 | 82,45    | 88,23    | 28 | 6  | 59,80  | 12,81 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84   | 2,69 | 5,72 | 5,72  | 5,17 | 6,50  |
| début V 55       | 310,00 | 33,37    | 37,61    | 24 | 10 | 51,25  | 21,36 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62   | 2,48 | 5,87 | 5,87  | 5,50 | 6,43  |
| début V 56       | 315,00 | -7,23    | -4,53    | 20 | 14 | 42,71  | 29,90 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43   | 2,30 | 6,16 | 6,16  | 5,98 | 6,43  |
| début V 57       | 320,00 | -39,58   | -38,43   | 16 | 18 | 34,17  | 38,44 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29   | 2,14 | 6,39 | 6,39  | 6,41 | 6,37  |
| début V 58       | 325,00 | -63,95   | -64,35   | 12 | 22 | 25,63  | 46,98 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17   | 2,03 | 6,61 | 6,61  | 6,54 | 6,73  |
| début V 59       | 330,00 | -80,48   | -82,42   | 8  | 24 | 17,08  | 51,25 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09   | 1,94 | 6,37 | 6,37  | 6,49 | 6,17  |
| début V 60       | 335,00 | -89,46   | -92,94   | 4  | 26 | 8,54   | 55,53 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04   | 1,89 | 6,08 | 6,09  | 5,84 | 6,50  |
| début VSC P03-04 | 340    | -91,117  | -96,145  | 0  | 26 | 0      | 55,53 | 10,5  | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0      | 1,88 | 5,29 | 5,29  | 4,65 | 6,40  |
| début V 61       | 342,00 | -89,73   | -95,38   | 0  | 26 | 0,00   | 55,53 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00   | 1,88 | 5,29 | 5,29  | 4,59 | 6,50  |
| début V 62       | 347,00 | -81,14   | -88,33   | 4  | 24 | 8,54   | 51,25 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04   | 1,89 | 5,68 | 5,68  | 5,71 | 5,63  |
| début V 63       | 352,00 | -65,22   | -73,96   | 8  | 22 | 17,08  | 46,98 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09   | 1,94 | 5,97 | 5,97  | 6,08 | 5,79  |
| début V 64       | 357,00 | -41,76   | -52,04   | 12 | 18 | 25,63  | 38,44 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17   | 2,03 | 5,83 | 5,83  | 6,10 | 5,38  |
| début V 65       | 362,00 | -10,46   | -22,29   | 16 | 14 | 34,17  | 29,90 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29   | 2,14 | 5,64 | 5,64  | 5,79 | 5,40  |

ANNEXES B. TABLEUX DE CALCUL

|                  |        |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
|------------------|--------|----------|---------|----|----|-------|-------|-------|--------|------|------|--------|------|-------------|------|------|-------|
| début V 66       |        | 28,82    | 15,45   | 20 | 10 | 42,71 | 21,36 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43   | 2,30 | 5,43        | 5,44 | 5,24 | 5,74  |
|                  | 367,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 67       |        | 76,35    | 61,44   | 24 | 6  | 51,25 | 12,81 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62   | 2,48 | 5,18        | 5,18 | 4,67 | 5,93  |
|                  | 372,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 68       |        | 132,37   | 115,91  | 28 | 2  | 59,80 | 4,27  | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84   | 2,69 | 5,04        | 5,05 | 4,29 | 6,12  |
|                  | 377,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 69       |        | 197,16   | 179,16  | 32 | 0  | 68,34 | 0,00  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11   | 0,00 | 5,08        | 5,08 | 3,76 | 6,88  |
|                  | 382,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 70       |        | 271,38   | 251,85  | 36 | 0  | 76,88 | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40   | 0,00 | 5,34        | 5,34 | 3,11 | 8,27  |
|                  | 387,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début VSP P04    |        | 355,15   | 334,10  | 40 | 0  | 85,42 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87   | 0,00 | 5,47        | 5,48 | 3,03 | 8,53  |
|                  | 392,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| AXE VSP P04      | 396    | 429,721  | 407,443 | 44 | 0  | 93,97 | 0     | 15,6  | 110    | 3,02 | 3,78 | 2,8615 | 0    | 6,02        | 6,03 | 2,22 | 10,78 |
| début V 71       |        | 351,39   | 336,14  | 40 | 0  | 85,42 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87   | 0,00 | 5,47        | 5,48 | 2,98 | 8,60  |
|                  | 400,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 72       |        | 262,66   | 255,49  | 36 | 0  | 76,88 | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40   | 0,00 | 5,34        | 5,34 | 2,99 | 8,43  |
|                  | 405,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 73       |        | 184,99   | 184,71  | 32 | 2  | 68,34 | 4,27  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11   | 2,92 | 5,40        | 5,40 | 3,39 | 8,13  |
|                  | 410,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 74       |        | 117,86   | 123,38  | 28 | 6  | 59,80 | 12,81 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84   | 2,69 | 5,72        | 5,72 | 3,64 | 8,68  |
|                  | 415,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 75       |        | 60,65    | 70,88   | 24 | 10 | 51,25 | 21,36 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62   | 2,48 | 5,87        | 5,87 | 3,85 | 8,88  |
|                  | 420,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 76       |        | 13,01    | 26,86   | 20 | 14 | 42,71 | 29,90 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43   | 2,30 | 6,16        | 6,16 | 4,22 | 9,16  |
|                  | 425,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 77       |        | -25,29   | -8,91   | 16 | 18 | 34,17 | 38,44 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29   | 2,14 | 6,39        | 6,39 | 4,56 | 9,31  |
|                  | 430,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 78       |        | -54,52   | -36,70  | 12 | 22 | 25,63 | 46,98 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17   | 2,03 | 6,61        | 6,61 | 4,65 | 9,84  |
|                  | 435,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 79       |        | -74,81   | -56,65  | 8  | 24 | 17,08 | 51,25 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09   | 1,94 | 6,37        | 6,37 | 4,59 | 9,36  |
|                  | 440,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 80       |        | -86,46   | -69,05  | 4  | 26 | 8,54  | 55,53 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04   | 1,89 | 6,08        | 6,09 | 4,00 | 9,66  |
|                  | 445,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début VSC P04-05 | 450    | -89,698  | -74,129 | 0  | 26 | 0     | 55,53 | 10,5  | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0      | 1,88 | 5,29        | 5,29 | 2,94 | 9,37  |
| début V 81       |        | -88,64   | -74,11  | 0  | 26 | 0,00  | 55,53 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00   | 1,88 | 5,29        | 5,29 | 2,93 | 9,37  |
|                  | 452,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 82       |        | -80,10   | -68,94  | 4  | 24 | 8,54  | 51,25 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04   | 1,89 | 5,68        | 5,68 | 4,21 | 8,20  |
|                  | 457,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 83       |        | -63,15   | -56,45  | 8  | 22 | 17,08 | 46,98 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09   | 1,94 | 5,97        | 5,97 | 4,79 | 7,96  |
|                  | 462,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 84       |        | -37,55   | -36,41  | 12 | 18 | 25,63 | 38,44 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17   | 2,03 | 5,83        | 5,83 | 5,03 | 7,14  |
|                  | 467,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 85       |        | -3,09    | -8,53   | 16 | 14 | 34,17 | 29,90 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29   | 2,14 | 5,64        | 5,64 | 4,93 | 6,77  |
|                  | 472,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 86       |        | 40,57    | 27,34   | 20 | 10 | 42,71 | 21,36 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43   | 2,30 | 5,43        | 5,44 | 4,57 | 6,77  |
|                  | 477,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 87       |        | 93,50    | 71,44   | 24 | 6  | 51,25 | 12,81 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62   | 2,48 | 5,18        | 5,18 | 4,18 | 6,67  |
|                  | 482,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 88       |        | 156,02   | 124,04  | 28 | 2  | 59,80 | 4,27  | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84   | 2,69 | 5,04        | 5,05 | 3,94 | 6,62  |
|                  | 487,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 89       |        | 228,39   | 185,41  | 32 | 0  | 68,34 | 0,00  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11   | 0,00 | 5,08        | 5,09 | 3,52 | 7,20  |
|                  | 492,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 90       |        | 311,28   | 256,22  | 36 | 0  | 76,88 | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40   | 0,00 | 5,33        | 5,34 | 2,96 | 8,46  |
|                  | 497,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début VSP P05    |        | 404,75   | 336,60  | 40 | 0  | 85,42 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87   | 0,00 | 5,47        | 5,48 | 2,97 | 8,62  |
|                  | 502,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| AXE VSP P05      | 506    | 487,881  | 408,44  | 44 | 0  | 93,97 | 0     | 15,6  | 110    | 3,02 | 3,78 | 2,8615 | 0    | 6,017431815 | 6,03 | 2,19 | 10,82 |
| début V 91       |        | 403,50   | 335,58  | 40 | 0  | 85,42 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87   | 0,00 | 5,47        | 5,48 | 2,99 | 8,58  |
|                  | 510,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 92       |        | 307,34   | 252,99  | 36 | 0  | 76,88 | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40   | 0,00 | 5,33        | 5,34 | 3,07 | 8,32  |
|                  | 515,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 93       |        | 222,12   | 180,26  | 32 | 2  | 68,34 | 4,27  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11   | 2,92 | 5,40        | 5,40 | 3,56 | 7,90  |
|                  | 520,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 94       |        | 147,43   | 116,99  | 28 | 6  | 59,80 | 12,81 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84   | 2,69 | 5,71        | 5,72 | 3,92 | 8,28  |
|                  | 525,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 95       |        | 82,66    | 62,55   | 24 | 10 | 51,25 | 21,36 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62   | 2,48 | 5,87        | 5,87 | 4,26 | 8,26  |
|                  | 530,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 96       |        | 27,46    | 16,59   | 20 | 14 | 42,71 | 29,90 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43   | 2,30 | 6,16        | 6,16 | 4,80 | 8,27  |
|                  | 535,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 97       |        | -18,40   | -21,13  | 16 | 18 | 34,17 | 38,44 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29   | 2,14 | 6,39        | 6,39 | 5,32 | 8,09  |
|                  | 540,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 98       |        | -55,19   | -50,86  | 12 | 22 | 25,63 | 46,98 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17   | 2,03 | 6,61        | 6,61 | 5,61 | 8,25  |
|                  | 545,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 99       |        | -83,04   | -72,75  | 8  | 24 | 17,08 | 51,25 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09   | 1,94 | 6,37        | 6,37 | 5,78 | 7,37  |
|                  | 550,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début V 100      |        | -102,25  | -87,10  | 4  | 26 | 8,54  | 55,53 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04   | 1,89 | 6,08        | 6,08 | 5,39 | 7,27  |
|                  | 555,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |
| début VSC P05-06 | 559    | -113,049 | -94,122 | 0  | 26 | 0     | 55,53 | 10,5  | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0      | 1,88 | 5,288788104 | 5,29 | 4,49 | 6,67  |
| début V 101      |        | -115,01  | -94,89  | 0  | 26 | 0,00  | 55,53 | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00   | 1,88 | 5,29        | 5,29 | 4,55 | 6,57  |
|                  | 563,00 |          |         |    |    |       |       |       |        |      |      |        |      |             |      |      |       |

**ANNEXES B. TABLEUX DE CALCUL**

|                   |        |         |         |    |    |       |       |       |        |      |      |      |      |      |       |      |       |
|-------------------|--------|---------|---------|----|----|-------|-------|-------|--------|------|------|------|------|------|-------|------|-------|
| début V 102       | 568,00 | -114,03 | -91,65  | 4  | 24 | 8,54  | 51,25 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 5,68 | 5,68  | 5,96 | 5,19  |
| début V 103       | 573,00 | -104,64 | -81,10  | 8  | 22 | 17,08 | 46,98 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 5,97 | 5,97  | 6,60 | 4,91  |
| début V 104       | 578,00 | -86,61  | -63,01  | 12 | 18 | 25,63 | 38,44 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 5,83 | 5,83  | 6,85 | 4,14  |
| début V 105       | 583,00 | -59,64  | -37,07  | 16 | 14 | 34,17 | 29,90 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 5,64 | 5,64  | 6,71 | 3,93  |
| début V 106       | 588,00 | -23,60  | -3,15   | 20 | 10 | 42,71 | 21,36 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 5,44 | 5,43  | 6,28 | 4,12  |
| début V 107       | 593,00 | 21,77   | 39,01   | 24 | 6  | 51,25 | 12,81 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 5,18 | 5,18  | 5,79 | 4,28  |
| début V 108       | 598,00 | 76,73   | 89,67   | 28 | 2  | 59,80 | 4,27  | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 5,05 | 5,04  | 5,43 | 4,50  |
| début V 109       | 603,00 | 141,56  | 149,10  | 32 | 0  | 68,34 | 0,00  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 0,00 | 5,08 | 5,08  | 4,89 | 5,33  |
| début V 110       | 608,00 | 216,93  | 217,98  | 36 | 0  | 76,88 | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 5,34 | 5,34  | 4,23 | 6,80  |
| début VSP P06     | 613,00 | 309,30  | 296,47  | 40 | 0  | 85,42 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 5,47 | 5,48  | 4,07 | 7,24  |
| AXE VSP P06       | 617    | 380,115 | 366,779 | 44 | 0  | 93,97 | 0     | 15,6  | 110    | 3,02 | 3,78 | 2,86 | 0    | 6,02 | 6,03  | 3,34 | 9,39  |
| début V 111       | 621,00 | 314,12  | 294,95  | 40 | 0  | 85,42 | 0,00  | 15,60 | 110,00 | 3,02 | 3,78 | 2,87 | 0,00 | 5,47 | 5,48  | 4,11 | 7,19  |
| début V 112       | 626,00 | 240,15  | 214,93  | 36 | 0  | 76,88 | 0,00  | 14,40 | 77,00  | 2,55 | 3,35 | 2,40 | 0,00 | 5,34 | 5,34  | 4,33 | 6,66  |
| début V 113       | 631,00 | 176,07  | 146,16  | 32 | 4  | 68,34 | 8,54  | 13,45 | 59,60  | 2,26 | 3,07 | 2,11 | 2,92 | 5,71 | 5,72  | 4,70 | 7,10  |
| début V 114       | 636,00 | 121,44  | 88,21   | 28 | 6  | 59,80 | 12,81 | 12,70 | 45,90  | 1,99 | 2,84 | 1,84 | 2,69 | 5,72 | 5,72  | 5,17 | 6,50  |
| début V 115       | 641,00 | 75,64   | 40,44   | 24 | 8  | 51,25 | 17,08 | 12,37 | 35,71  | 1,77 | 2,63 | 1,62 | 2,48 | 5,52 | 5,53  | 5,54 | 5,51  |
| début V 116       | 646,00 | 38,32   | 2,52    | 20 | 10 | 42,71 | 21,36 | 11,79 | 28,17  | 1,58 | 2,45 | 1,43 | 2,30 | 5,43 | 5,44  | 5,96 | 4,61  |
| début V 117       | 651,00 | 9,24    | -25,80  | 16 | 10 | 34,17 | 21,36 | 11,36 | 23,00  | 1,44 | 2,29 | 1,29 | 2,14 | 4,89 | 4,89  | 6,40 | 2,48  |
| début V 118       | 656,00 | -11,85  | -44,77  | 12 | 10 | 25,63 | 21,36 | 10,99 | 19,32  | 1,32 | 2,18 | 1,17 | 2,03 | 4,27 | 4,28  | 6,42 | 0,73  |
| début V 119       | 661,00 | -25,10  | -54,54  | 8  | 8  | 17,08 | 17,08 | 10,73 | 16,87  | 1,24 | 2,09 | 1,09 | 1,94 | 3,19 | 3,18  | 6,13 | -1,77 |
| début V 120       | 666,00 | -30,80  | -55,41  | 4  | 6  | 8,54  | 12,81 | 10,53 | 15,39  | 1,19 | 2,04 | 1,04 | 1,89 | 2,03 | 2,03  | 5,13 | -3,28 |
| début VSC P06-C02 | 670    | -29,185 | -47,588 | 0  | 4  | 0     | 8,54  | 10,5  | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0    | 1,88 | 0,81 | 0,812 | 3,26 | -3,44 |
| début VC 03       | 672,00 | -26,49  | -42,03  | 0  | 2  | 0,00  | 4,27  | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,88 | 0,41 | 0,40  | 3,05 | -4,18 |
| début VC 04       | 677,00 | -14,62  | -22,06  | 0  | 2  | 0,00  | 4,27  | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 1,89 | 0,41 | 0,41  | 1,49 | -1,48 |
| FIN Pont          | 682,00 | 0,00    | 0,00    | 0  | 0  | 0,00  | 0,00  | 10,50 | 15,05  | 1,17 | 2,03 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00  | 0,00 | 0,00  |

**Annexe B-17 de la raideur transversale de la structure**

| Piles | H <sub>moy</sub> | I                 | k <sub>pile</sub> |
|-------|------------------|-------------------|-------------------|
|       | (m)              | (m <sup>4</sup> ) | (MN/m)            |
| P1    | 27,6             | 24,39             | 459,30            |
| P2    | 34,2             | 24,39             | 241,40            |
| P3    | 29,4             | 24,39             | 380,00            |
| P4    | 19,5             | 24,39             | 1302,33           |
| P5    | 29,3             | 24,39             | 383,90            |
| P6    | 6,3              | 24,39             | 9654,77           |

**Annexe B-18 la raideur longitudinale de la structure**

| Piles | k       | k <sub>Ap-d'appui</sub> | n <sub>A-Apps</sub> | K <sub>appui</sub> |
|-------|---------|-------------------------|---------------------|--------------------|
|       | (MN/m)  | (MN/m)                  |                     | (MN/m)             |
| P1    | 297,04  | 6,40                    | 4                   | 297,04             |
| P2    | 156,12  | 6,40                    | 4                   | 156,12             |
| P3    | 245,75  | 6,40                    | 4                   | 245,75             |
| P4    | 842,24  | 6,40                    | 4                   | 842,24             |
| P5    | 248,28  | 6,40                    | 4                   | 248,28             |
| P6    | 6243,93 | 6,40                    | 4                   | 25,50              |
| C1    | /       | 3,75                    | 2                   | 7,50               |
| C2    | /       | 3,75                    | 2                   | 7,50               |

Annexe B-19 l'effort sismique longitudinal

| Piles | $K_{appui}$ | $K_r$    | F       | $F_{appui}$ |
|-------|-------------|----------|---------|-------------|
|       | (MN/m)      | (MN/m)   | (kN)    | (kN)        |
| C1    | 7,50        | 1 829,92 | 91848,3 | 376,4       |
| P1    | 297,04      | 1 829,92 | 91848,3 | 14909,1     |
| P2    | 156,12      | 1 829,92 | 91848,3 | 7836,1      |
| P3    | 245,75      | 1 829,92 | 91848,3 | 12334,9     |
| P4    | 842,24      | 1 829,92 | 91848,3 | 42274,0     |
| P5    | 248,28      | 1 829,92 | 91848,3 | 12461,6     |
| P6    | 6 243,93    | 1 829,92 | 91848,3 | 313397,8    |
| C2    | 7,50        | 1 829,92 | 91848,3 | 376,4       |

Annexe B-20 l'effort sismique transversal

| Appui | K       | M            | T    | $S_a$   | Fi        |
|-------|---------|--------------|------|---------|-----------|
|       | (MN/m)  | Kg           | s    | $m/s^2$ | KN        |
| P1    | 459,30  | 3 695 340,00 | 0,56 | 5,22    | 19 296,82 |
| P2    | 241,40  | 3 763 155,00 | 0,78 | 3,75    | 14 117,54 |
| P3    | 380,00  | 3 713 835,00 | 0,62 | 4,74    | 17 595,94 |
| P4    | 1302,33 | 3 612 112,50 | 0,33 | 8,89    | 32 125,57 |
| P5    | 383,90  | 3 712 807,50 | 0,62 | 4,76    | 17 683,65 |
| P6    | 25,5    | 3 429 007,50 | 2,30 | 1,67    | 5 710,07  |
| C1/C2 | 15,00   | 56 103,75    | 0,38 | 59,79   | 3 354,62  |

Annexe B-21 combinaisons des efforts

| Appui | EX(KN)   | EY(KN)    | EZ(KN) | E1(KN)   | E2(KN)    | E3(KN)    |
|-------|----------|-----------|--------|----------|-----------|-----------|
| C1    | 376,44   | 3 354,62  | 0      | 1 382,8  | 3 467,55  | 1 119,32  |
| P1    | 14909,06 | 14 117,54 | 0      | 19 144,3 | 18 590,26 | 8 707,98  |
| P2    | 7836,09  | 17 595,94 | 0      | 13 114,9 | 19 946,77 | 7 629,61  |
| P3    | 12334,90 | 32 125,57 | 0      | 21 972,6 | 35 826,04 | 13 338,14 |
| P4    | 42274,03 | 17 683,65 | 0      | 47 579,1 | 30 365,86 | 17 987,31 |
| P5    | 12461,62 | 5 710,07  | 0      | 14 174,6 | 9 448,56  | 5 451,51  |
| P6    | 313397,8 | 3 354,62  | 0      | 314 404  | 97 373,9  | 95 025,7  |
| C2    | 376,44   | 3 354,62  | 0      | 1 382,8  | 3 467,55  | 1 119,32  |

Annexe B-22 Effort dus à la pile

| Désig     | N (KN)   | H (KN)  | $f_{V/O}$ (x/o) | $f_{H/O/a}$ (y/a,o) | $M_{FV/o}$ | $M_{FH/o}$ |
|-----------|----------|---------|-----------------|---------------------|------------|------------|
| Semelle   | 14256,00 | /       | 0,00            | 1,50                | 0,00       | /          |
| Pile2     | 8927,10  | /       | 0,00            | 20,10               | 0,00       | /          |
| G Tablier | 33168,00 | /       | 0,00            | 37,20               | 0,00       | /          |
| Hf+r      | /        | 1066,25 | /               | 37,20               | /          | 39664,40   |
| HT°       | /        | 592,36  | /               | 37,20               | /          | 22035,78   |
| Somme     | 56351,10 | 1421,66 | /               | /                   | 0,00       | 61700,17   |
| (Al)      | 4726,48  | /       | 0,00            | /                   | 0,00       | /          |
| (Be)      | 1781,36  | /       | 0,00            | /                   | 0,00       | /          |
| Mc120     | 1152,14  | /       | 0,00            | /                   | 0,00       | /          |
| D240      | 2406,93  | /       | 0,00            | /                   | 0,00       | /          |
| ST        | 369,90   | /       | 0,00            | /                   | 0,00       | /          |
| Al        | /        | 392,73  | /               | 37,20               | /          | 14609,50   |
| Be        | /        | 150,00  | /               | 37,20               | /          | 5580,00    |

Annexe B-23 combinaison des efforts statiques (pile)

| Cas | Combinaisons      | N(KN)    | H(KN)   | M <sub>H</sub> (KN.m) | M <sub>V</sub> (KN.m) | ΔM(KN.m) |
|-----|-------------------|----------|---------|-----------------------|-----------------------|----------|
| ELS | G                 | 56351,10 | 1421,66 | 61700,17              | 0,00                  | 61700,17 |
|     | G+1.2A1+ST        | 62392,78 | 1892,94 | 79231,58              | 0,00                  | 79231,58 |
|     | G+1.2Bc+ST        | 58858,63 | 1601,66 | 68396,17              | 0,00                  | 68396,17 |
|     | G+Mc120           | 57503,24 | 1421,66 | 61700,17              | 0,00                  | 61700,17 |
|     | G+D240            | 58758,03 | 1421,66 | 61700,17              | 0,00                  | 61700,17 |
| ELU | 1.35G             | 76073,99 | 1972,56 | 73379,13              | 0,00                  | 73379,13 |
|     | 1.35G+1.6A1+1.6ST | 84228,19 | 2600,92 | 96754,34              | 0,00                  | 96754,34 |
|     | 1.35G+1.26B+1.6ST | 79516,00 | 2212,56 | 82307,13              | 0,00                  | 82307,13 |
|     | 1.36G+1.35Mc120   | 79323,34 | 1972,56 | 73379,13              | 0,00                  | 73379,13 |
|     | 1.35G+1.35D240    | 76573,35 | 1972,56 | 73379,13              | 0,00                  | 73379,13 |

Annexe B-24 Effort à la base de la pile

| Dés            | N (MN) | V <sub>L</sub> (MN) | V <sub>T</sub> (MN) | /F <sub>V</sub> /o (x/o) | /F <sub>H</sub> /O/a (y/a,o) | M <sub>FV</sub> /o | M <sub>FHL</sub> /o | M <sub>FHT</sub> /o |
|----------------|--------|---------------------|---------------------|--------------------------|------------------------------|--------------------|---------------------|---------------------|
| Pile           | 3,07   | 5,25                | 5,25                | 0,00                     | 17,10                        | 0,00               | 89,9                | 89,85               |
| Séisme Tablier | 69,25  | 31,60               | 38,43               | 0,00                     | 34,20                        | 0,00               | 1080,78             | 1314,43             |

Annexe B-25 combinaisons des directions(pile)

|                     | E <sub>L</sub> | E <sub>T</sub> | E <sub>V</sub> | E <sub>1</sub> | E <sub>2</sub> | E <sub>3</sub> |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| V <sub>L</sub> (MN) | 32,04          | 0,00           | 0,00           | 32,04          | 9,61           | 9,61           |
| V <sub>T</sub> (MN) | 0,00           | 38,79          | 0,00           | 11,64          | 38,79          | 11,64          |
| M <sub>L</sub>      | 1084,51        | 0,00           | 0,00           | 1084,51        | 325,35         | 325,35         |
| M <sub>T</sub>      | 0,00           | 1317,50        | 0,00           | 395,25         | 1317,50        | 395,25         |
| N (MN)              | 0,00           | 0,00           | 69,32          | 20,80          | 20,80          | 69,32          |

Annexe B-26 efforts provenant de tablier

|                       | R <sub>max</sub> | R <sub>min</sub> |
|-----------------------|------------------|------------------|
| N (MN)                | 34,19            | 33,40            |
| V(MN)                 | 1,38             | 1,33             |
| M <sub>L</sub> (MN.m) | 47,26            | 45,60            |

Annexe B-27 combinaisons d'action sismique au pied de la pile

|                     | E <sub>1</sub> | E <sub>2</sub> | E <sub>3</sub> | E <sub>4</sub> | E <sub>5</sub> | E <sub>6</sub> |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| V <sub>L</sub> (MN) | 33,42          | 10,99          | 10,99          | 30,70          | 8,28           | 8,28           |
| V <sub>T</sub> (MN) | 11,64          | 38,79          | 11,64          | 11,64          | 38,79          | 11,64          |
| M <sub>L</sub>      | 1131,76        | 372,61         | 372,61         | 1038,91        | 279,76         | 279,76         |
| M <sub>T</sub>      | 395,25         | 1317,50        | 395,25         | 395,25         | 1317,50        | 395,25         |
| N (MN)              | 63,91          | 63,91          | 112,43         | 22,32          | 22,32          | -26,21         |

Annexe B-28 Géométrie de la culée

|          | H(m) | Long(m) | Ep(m)/L |
|----------|------|---------|---------|
| Semelle  | 3,00 | 14,40   | 13,20   |
| Mur F    | 8,60 | 14,20   | 2,00    |
| DDT      | 0,30 | 13,65   | 6,00    |
| Mur en R |      |         | 0,50    |
| Corbeau  |      | 13,70   |         |
| MGG      | 3,63 | 14,20   | 0,50    |

Annexe B-29 Evaluation des charges statiques dus à la culée

| Désignation                     | N (KN)   | H (KN)  | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV/o</sub> | M <sub>FH/o</sub> |
|---------------------------------|----------|---------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Semelle                         | 14256,00 | /       | 0,00     | 1,50     | 0,00              | /                 |
| Mur F                           | 6106,00  | /       | 0,48     | 7,18     | 2930,88           | /                 |
| DDT                             | 307,13   | /       | 3,97     | 14,08    | 1219,29           | /                 |
| Mur en R                        | 1063,50  | /       | 5,13     | 10,35    | 5455,76           | /                 |
| Corbeau                         | 119,88   | /       | 0,95     | 13,69    | 113,88            | /                 |
| MGG                             | 644,33   | /       | 0,54     | 13,21    | 347,94            | /                 |
| Poids des Terres Amot           | 17820,96 | /       | 3,77     | 8,44     | 67185,02          | /                 |
| Poids des T sur DDT             | 521,97   | /       | 3,97     | 14,08    | 2072,22           | /                 |
| Poussée Mur Frontal             | /        | 3343,73 | /        | -5,87    | /                 | -19616,56         |
| Poussée Semelle                 | /        | 3763,58 | /        | -1,50    | /                 | -5645,38          |
| Poussée DDT                     | /        | 13,68   | /        | -13,88   | /                 | -189,87           |
| Poids Sur 10kN/m <sup>2</sup>   | 794,60   | /       | 3,65     | /        | 2900,29           | /                 |
| Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup> | /        | 681,77  | /        | -7,54    | /                 | -5140,52          |

Annexe B-30 Combinaison des charges statique (culée)

| Cas | Combinaisons            | N(KN)     | H(KN)    | M <sub>H</sub> (KN.m) | M <sub>V</sub> (KN.m) | ΔM(KN.m) |
|-----|-------------------------|-----------|----------|-----------------------|-----------------------|----------|
| ELS | G+0.6T                  | 74007,76  | 8542,65  | -47083,62             | 48478,74              | 1395,12  |
|     | G+0.6T+1.2Q             | 74961,28  | 9360,77  | -53252,24             | 51959,09              | -1293,16 |
|     | G+0.6T+1.2A(I)+ST       | 80049,43  | 9013,93  | -52550,40             | 42791,18              | -9759,22 |
|     | G+0.6T+1.2Bc+ST         | 76515,29  | 8722,655 | -49171,62             | 46077,93              | -3093,68 |
|     | G+0.6T+Mc120            | 75159,89  | 8542,65  | -47083,62             | 47407,25              | 323,64   |
|     | G+0.6T+D240             | 76414,69  | 8542,65  | -47083,62             | 46240,29              | -843,32  |
| ELU | 1.35G+0.9T              | 99910,47  | 11585,90 | -57241,60             | 65446,30              | 8204,70  |
|     | 1.35G++0.9T+1.6Q        | 101181,83 | 16731,79 | -85500,99             | 92992,96              | 7491,97  |
|     | 1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST) | 143033,34 | 16269,33 | -84565,20             | 80769,09              | -3796,12 |
|     | 1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)   | 138321,15 | 15880,9  | -80060,16             | 85151,43              | 5091,27  |
|     | 1.35G+0.9T+1.35Mc120    | 136434,52 | 11585,90 | -57241,60             | 86905,99              | 29664,39 |
|     | 1.35G+0.9T+1.35D240     | 138128,49 | 11585,90 | -57241,60             | 85330,60              | 28089,00 |

Annexe B-31 Evaluation des charges sismique(culée)

| Désignation            | N (KN)  | H (KN)  | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV/o</sub> | M <sub>FH/o</sub> |
|------------------------|---------|---------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Semelle                | 855,36  | 2851,20 | 0,00     | 1,50     | 0,00              | 4276,80           |
| Mur F                  | 366,36  | 1221,20 | 0,48     | 7,18     | 175,85            | 8768,22           |
| DDT                    | 18,43   | 61,43   | 3,97     | 14,08    | 73,16             | 864,86            |
| Mur en R               | 63,81   | 212,70  | 5,13     | 10,35    | 327,35            | 2201,45           |
| Corbeau                | 7,19    | 23,98   | 0,95     | 13,69    | 6,83              | 328,22            |
| MGG                    | 38,66   | 128,87  | 0,54     | 13,21    | 20,88             | 1702,31           |
| Poids des Terres Amont | 1069,26 | 3564,19 | 3,77     | 8,44     | 4031,10           | 30081,78          |
| Poids des T sur DDT    | 31,32   | 104,39  | 3,97     | 14,08    | 124,33            | 1469,87           |
| Somme                  | 2450,39 | 8167,95 | /        | /        | 4759,50           | 49693,50          |

Annexe B-32 Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique

|       | Nc (kN) | Vc (kN)  | Mc (KN.m) |
|-------|---------|----------|-----------|
| CAS 1 | 0,00    | 23482,84 | 126676,32 |
| CAS 2 | 0,00    | 22350,42 | 120984,02 |
| CAS 3 | 2450,39 | 0,00     | 4759,50   |

Annexe B-33 Evaluation des charges Sismique due au tablier

|       | N (kN)   | V (kN)   | M (Kn.m)  |
|-------|----------|----------|-----------|
| CAS 1 | 0,00     | 25090,63 | 162958,54 |
| CAS 2 | 0,00     | 24034,08 | 158574,04 |
| CAS 3 | 26082,56 | 0,00     | 23675,84  |

Annexe B-34 Combinaison d'action sismique(culée)

|                         | N        | V        | M          |
|-------------------------|----------|----------|------------|
| <b>P max - H + 0,3V</b> | 49683,80 | 26472,36 | -123056,36 |
| <b>P min - H - 0,3V</b> | 33245,41 | 25367,27 | -134174,13 |
| <b>P max + V - 0,3H</b> | 67941,59 | 8908,92  | 7587,70    |
| <b>P min - V - 0,3H</b> | 14987,62 | 8543,42  | -39745,39  |

Annexe B-35 Evaluations des efforts du mur frontale.

| Désig                                 | N (KN)  | H (KN)   | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV</sub> /o | M <sub>FH</sub> /o |
|---------------------------------------|---------|----------|----------|----------|--------------------|--------------------|
| <b>Mur F</b>                          | 6106    | /        | 0,48     | 4,18     | 2930,88            | /                  |
| <b>DDT</b>                            | 307,125 | /        | 3,97     | 11,08    | 1219,2863          | /                  |
| <b>Corbeau</b>                        | 119,875 | /        | 0,95     | 10,69    | 113,88125          | /                  |
| <b>MGG</b>                            | 644,325 | /        | 0,54     | 10,21    | 347,9355           | /                  |
| <b>Poids des T sur DDT</b>            | 521,97  | /        | 3,97     | 11,08    | 2072,2209          | /                  |
| <b>Poussée Mur Frontal</b>            | /       | 3343,732 | /        | -2,87    | /                  | -19616,6           |
| <b>Poussée DDT</b>                    | /       | 13,67603 | /        | -10,88   | /                  | -189,869           |
| <b>Poussée Sur 10kN/m<sup>2</sup></b> | /       | 248,0742 | /        | -3,3     | /                  | -5140,52           |

Annexe B-36 Efforts dus au tablier (mur frontal)

|                 |          |         |       |       |           |           |
|-----------------|----------|---------|-------|-------|-----------|-----------|
| <b>Rg</b>       | 33168,00 | /       | -0,93 | /     | -30846,24 | /         |
| <b>R(Al)</b>    | 4726,48  | /       | -0,93 | /     | -4395,63  | /         |
| <b>Rbc</b>      | 1781,36  | /       | -0,93 | /     | -1656,66  | /         |
| <b>RMc120</b>   | 1152,14  | /       | -0,93 | /     | -1071,49  | /         |
| <b>RD240</b>    | 2406,93  | /       | -0,93 | /     | -2238,44  | /         |
| <b>RST</b>      | 369,90   | /       | -0,93 | /     | -344,01   | /         |
| <b>Hf+r</b>     | /        | 1066,25 | /     | -8,60 | /         | -12368,47 |
| <b>HT°</b>      | /        | 592,36  | /     | -8,60 | /         | -6871,37  |
| <b>Frein Al</b> | /        | 392,73  | /     | -8,60 | /         | -4555,65  |
| <b>Frein Bc</b> | /        | 150,00  | /     | -8,60 | /         | -1740,00  |

Annexe B-37 Combinaisons de charges (mur frontale).

| Cas | Combinaisons                   | N(KN)    | H(KN)    | M <sub>H</sub> (KN.m) | M <sub>V</sub> (KN.m) | ΔM(KN.m)   |
|-----|--------------------------------|----------|----------|-----------------------|-----------------------|------------|
| ELS | <b>G+0.6T</b>                  | 40867,30 | 4779,07  | -36297,72             | -24162,04             | -60459,75  |
|     | <b>G+0.6T+1.2Q</b>             | 40867,30 | 5076,76  | -42466,34             | -24162,04             | -66628,38  |
|     | <b>G+0.6T+1.2A(I)+ST</b>       | 46908,97 | 5250,34  | -41764,50             | -29849,60             | -71614,10  |
|     | <b>G+0.6T+1.2Bc+ST</b>         | 43374,83 | 4959,071 | -38385,72             | -26562,84             | -64948,56  |
|     | <b>G+0.6T+Mc120</b>            | 42019,43 | 4779,07  | -36297,72             | -25233,52             | -61531,24  |
|     | <b>G+0.6T+D240</b>             | 43274,23 | 4779,07  | -36297,72             | -26400,48             | -62698,20  |
| ELU | <b>1.35G+0.9T</b>              | 55170,85 | 6505,06  | -49620,34             | -32618,75             | -82239,09  |
|     | <b>1.35G++0.9T+1.6Q</b>        | 55170,85 | 9178,75  | -75212,30             | -44035,31             | -119247,61 |
|     | <b>1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)</b> | 82634,85 | 9410,19  | -74276,50             | -51618,72             | -125895,23 |
|     | <b>1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)</b>   | 77922,66 | 9021,83  | -69771,46             | -47236,39             | -117007,85 |
|     | <b>1.35G+0.9T+1.35Mc120</b>    | 76036,03 | 6505,06  | -49620,34             | -45481,82             | -95102,16  |
|     | <b>1.35G+0.9T+1.35D240</b>     | 77730,00 | 6505,06  | -49620,34             | -47057,21             | -96677,55  |

Annexe B-38 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

| Etat       | Sous la pile |         |          | Sous la culée |          |           |
|------------|--------------|---------|----------|---------------|----------|-----------|
|            | N (KN)       | H (KN)  | M (KN.m) | N (KN)        | H (KN)   | M (KN.m)  |
| <b>ELU</b> | 84228,19     | 2600,92 | 96754,34 | 143033,34     | 16731,79 | 29664,39  |
| <b>ELS</b> | 62392,78     | 1892,94 | 79231,58 | 80049,43      | 9360,77  | -9759,22  |
| <b>ELA</b> | 112430       |         | 395,25   | 49683,80      | 26472,36 | -39745,39 |

## FERRAILLAGE DE VOUSOIR

### Hourdi inferieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

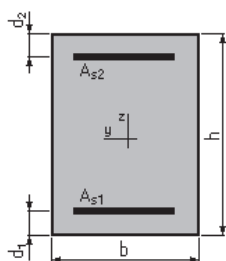
#### 1. Hypothèses :

Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (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 Limite Ultime ( fondamental ) | 146,07           | 0,00             |
| Etat Limite de Service             | 109,44           | 0,00             |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00             | 0,00             |

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

|                   |                                       |                   |                                   |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 8,4$ (cm <sup>2</sup> )     | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> ) |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 8,4$ (cm <sup>2</sup> ) |                   |                                   |
| théorique         | $r = 0,13$ (%)                        |                   |                                   |
| minimum           | $r_{\min} = 0,13$ (%)                 |                   |                                   |

##### Analyse par Cas:

Cas ELU  $M_{max} = 146,07$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,60 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 64,2$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,32$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

**Cas ELS**  $M_{\max} = 109,44 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,17

Position de l'axe neutre:  $y = 11,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 61,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 1,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } s_s = 16,3 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier:

$$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Soit **8HA12**.

### Hourdi inferieur nappe inferieur Calcul de Section en Flexion Simple

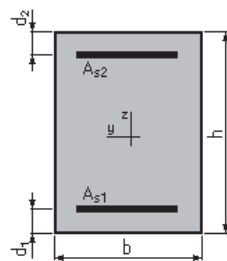
#### 1. Hypotheses:

**Béton:  $f_{c28} = 40,0 \text{ (MPa)}$**

**Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ | $M_{\min} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ |
|------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 74,50                                | 0,00                                 |
| Etat Limite de Service             | 54,91                                | 0,00                                 |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00                                 | 0,00                                 |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |   |                   |                                      |
|-------------------|---|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 8,4 \text{ (cm}^2\text{)}$            | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \text{ min}} = 8,4 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $r = 0,13 \text{ (\%)}\text{)}$                 |                   |                                      |
| minimum           | $r_{\text{min}} = 0,13 \text{ (\%)}\text{)}$    |                   |                                      |

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 74,50 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

|                           |   |          |
|---------------------------|---|----------|
| Coefficient de sécurité:  | 3,14                                      | Pivot: A |
| Position de l'axe neutre: | $y = 2,0 \text{ (cm)}$                    |          |
| Bras de levier:           | $Z = 64,2 \text{ (cm)}$                   |          |
| Déformation du béton:     | $\epsilon_b = 0,32 \text{ (\%)}\text{)}$  |          |
| Déformation de l'acier:   | $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$ |          |
| Contrainte de l'acier:    |   |          |
| tendue:                   | $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$               |          |

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 54,91 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

|                               |   |  |
|-------------------------------|---|--|
| Coefficient de sécurité:      | 2,33                                      |  |
| Position de l'axe neutre:     | $y = 11,6 \text{ (cm)}$                   |  |
| Bras de levier:               | $Z = 61,1 \text{ (cm)}$                   |  |
| Contrainte maxi du béton:     | $s_b = 0,7 \text{ (MPa)}$                 |  |
| Contrainte limite:            | $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$         |  |
| Contrainte de l'acier:        |   |  |
| tendue:                       | $s_s = 8,2 \text{ (MPa)}$                 |  |
| Contrainte limite de l'acier: |   |  |
|                               | $s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$ |  |

Soit 8HA12.

### Ferraillage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée) Calcul de Section en Flexion Composée

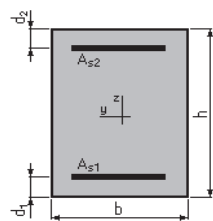
#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 40,0 \text{ (MPa)}$

**Acier:**  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



## ANNEXES C. FERRAILLAGE

---

b = 100,0 (cm)  
h = 50,0 (cm)  
d<sub>1</sub> = 5,0 (cm)  
d<sub>2</sub> = 5,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N <sup>o</sup> | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------------------|------|--------|----------|
| 1.                 | ELU  | 184,93 | 288,21   |
| 2.                 | ELS  | 136,99 | 217,59   |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |  |                   |   |
|-------------------|--|-------------------|---|
| Section théorique | A <sub>s1</sub> = 18,8 (cm <sup>2</sup> )    | Section théorique | A <sub>s2</sub> = 18,8 (cm <sup>2</sup> )     |
| Section minimum   | A <sub>s min</sub> = 12,0 (cm <sup>2</sup> ) | Section maximum   | A <sub>s max</sub> = 250,0 (cm <sup>2</sup> ) |
| théorique         | r = 0,75 (%)                                 |                   |   |
| minimum           | r <sub>min</sub> = 0,24 (%)                  | maximum           | r <sub>max</sub> = 5,00 (%)                   |

#### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELU**      N = 184,93 (kN)    M = 288,21 (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,41      Pivot: A  
Position de l'axe neutre: y = 5,6 (cm)  
Bras de levier: Z = 42,8 (cm)  
Déformation de l'acier: e<sub>s</sub> = 10,00 (‰)  
Déformation du béton: e<sub>b</sub> = 1,43 (‰)  
Contrainte de l'acier:

tendue: s<sub>s</sub> = 434,8 (MPa) comprimée: s<sub>s</sub>' = 31,5 (MPa)

**Cas N<sup>o</sup> 2: Type ELS**      N = 136,99 (kN)    M = 217,59 (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre: y = 13,5 (cm)  
Bras de levier: Z = 40,5 (cm)  
Contrainte maxi du béton: s<sub>b</sub> = 7,1 (MPa)  
Contrainte limite: 0,6 f<sub>cj</sub> = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s<sub>s</sub> = 250,0 (MPa)

comprimée: s<sub>s</sub>' = 67,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: s<sub>s lim</sub> = 250,0 (MPa)

## Ferrailage LONG PILLE

### Calcul de Section en Flexion Composée

#### 1. Hypothèses:

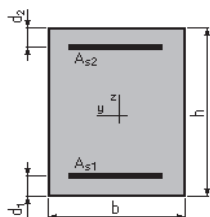
**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)**

**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:



$$\begin{aligned} b &= 400,0 & (\text{cm}) \\ h &= 100,0 & (\text{cm}) \\ d_1 &= 5,0 & (\text{cm}) \\ d_2 &= 5,0 & (\text{cm}) \end{aligned}$$

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN)   | M (kN*m) |
|--------|------|----------|----------|
| 1.     | ELA  | 50304,96 | 713,59   |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                           |  |                   |  |
|---------------------------|--|-------------------|--|
| Section théorique         | $A_{s1} = 40,0 \text{ (cm}^2\text{)}$            | Section théorique | $A_{s2} = 40,0 \text{ (cm}^2\text{)}$              |
| Section minimum théorique | $A_{s \text{ min}} = 80,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ | Section maximum   | $A_{s \text{ max}} = 2000,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| minimum                   | $\rho = 0,20 \text{ (\%)}$                       | maximum           | $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$            |
|                           | $\rho_{\text{min}} = 0,20 \text{ (\%)}$          |                   |  |

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA    N = 50304,96    (kN)    M = 713,59    (kN\*m)

|                                  |                                    |          |
|----------------------------------|------------------------------------|----------|
| Coefficient de sécurité:         | 2,36                               | Pivot: C |
| Position de l'axe neutre:        | $y = 122,8 \text{ (cm)}$           |          |
| Bras de levier:                  | $Z = 45,9 \text{ (cm)}$            |          |
| Déformation de l'acier:          | $\epsilon_s = 0,00 \text{ (\%)}_0$ |          |
| Déformation du béton:            | $\epsilon_b = 3,07 \text{ (\%)}_0$ |          |
| Contrainte de l'acier comprimée: | $\sigma_s' = 500,0 \text{ (MPa)}$  |          |

## Ferrailage TRAN PILLE

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

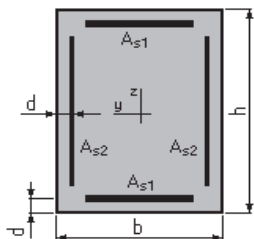
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40,0 \text{ (MPa)}$

Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 400,0$  (cm)

$h = 3420,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

| Cas N° | Type | N (kN)   | $M_y$ (kN*m) | $M_z$ (kN*m) |
|--------|------|----------|--------------|--------------|
| 1.     | ELA  | 50304,96 | 1662,81      | 713,59       |

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 855,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 513,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 2736,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\ max} = 68400,0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,20$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELA    N = 50304,96 (kN)     $M_y = 1662,81$  (kN\*m)     $M_z = 713,59$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 77,60    Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = 680,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 253,4$  (cm)

## ANNEXES C. FERRAILLAGE

---

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,97$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

### Ferraillage. face 5.22 trans

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

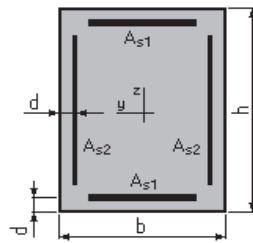
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 522,0$  (cm)

$h = 3420,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN)   | M <sub>y</sub> (kN*m) | M <sub>z</sub> (kN*m) |
|--------|------|----------|-----------------------|-----------------------|
| 1.     | ELA  | 50304,96 | 1662,81               | 713,59                |

#### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 1115,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 669,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3570,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum  $A_{s \text{ max}} = 89262,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\rho = 0,20 \text{ (\%)}$

minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

maximum  $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELA**     **$N = 50304,96 \text{ (kN)}$**      **$M_y = 1662,81 \text{ (kN*m)}$**      **$M_z = 713,59 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 101,39                      Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = 1152,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 350,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,72 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma'_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

## FERRAILLAGE DE LA CULEE

### MUR FRONTAL

### Calcul de Section en Flexion Composée

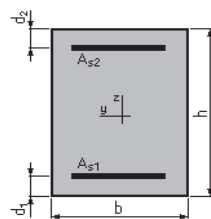
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$**

**Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



## ANNEXES C. FERRAILLAGE

---

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 200,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN)  | M (kN*m) |
|--------|------|---------|----------|
| 1.     | ELS  | 3303,45 | 4257,73  |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                           |  |                   |  |
|---------------------------|--|-------------------|--|
| Section théorique         | $A_{s1} = 38,9$ (cm <sup>2</sup> )     | Section théorique | $A_{s2} = 38,9$ (cm <sup>2</sup> )       |
| Section minimum théorique | $A_{s\ min} = 40,0$ (cm <sup>2</sup> ) | Section maximum   | $A_{s\ max} = 1000,0$ (cm <sup>2</sup> ) |
|                           | $r = 0,39$ (%)                         |                   |  |
| minimum                   | $r_{\min} = 0,20$ (%)                  | maximum           | $r_{\max} = 5,00$ (%)                    |

#### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS      N = 3303,45 (kN)    M = 4257,73 (kN\*m)

Coefficient de sécurité:            1,00  
Position de l'axe neutre:             $y = 73,7$  (cm)  
Bras de levier:                         $Z = 170,4$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:     $s_b = 10,1$  (MPa)  
Contrainte limite:                     $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:                                 $s_s = 250,0$  (MPa)  
comprimée:                         $s_s' = 141,4$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $s_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## MGG

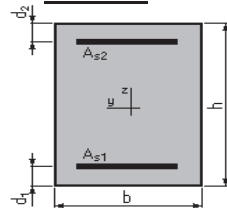
### Calcul de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (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 Limite Ultime ( fondamental ) | 222,36            | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 166,11            | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |                                       |                   |                                   |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 16,3$ (cm <sup>2</sup> )    | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> ) |
| Section minimum   | $A_{s\ min} = 4,5$ (cm <sup>2</sup> ) |                   |                                   |
| théorique         | $r = 0,36$ (%)                        |                   |                                   |
| minimum           | $r_{\min} = 0,10$ (%)                 |                   |                                   |

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 222,36$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 6,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 42,5$  (cm)  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,61$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 166,11$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 12,6$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 40,8$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $s_b = 6,5$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $s_s = 250,0$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $s_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## DDT

### Calcul de Section en Flexion Simple

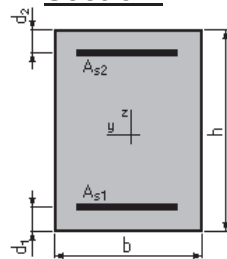
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

## 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 209,41            | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 155,79            | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

|                   |  |                   |                                      |
|-------------------|--|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 29,2 \text{ (cm}^2\text{)}$    | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 1,17 \text{ (\%)}$               |                   |                                      |
| minimum           | $\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$        |                   |                                      |

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 209,41 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 11,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 20,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 4,31 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\max} = 155,79 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 11,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 21,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

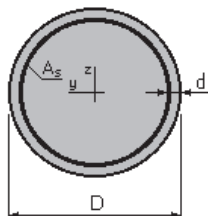
Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Pieux**Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. Hypothèses:**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

**3. Efforts appliqués:**

| Cas N° | Type | N (kN)  | M <sub>y</sub> (kN*m) | M <sub>z</sub> (kN*m) |
|--------|------|---------|-----------------------|-----------------------|
| 1.     | ELS  | 78,87   | 301,08                | 0,00                  |
| 2.     | ELU  | 108,37  | 413,69                | 0,00                  |
| 3.     | ELA  | 1397,66 | 5335,34               | 0,00                  |

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**Section théorique  $A_s = 231,5$  (cm<sup>2</sup>)Section minimum  $A_{s_{min}} = 22,6$  (cm<sup>2</sup>)Section maximum  $A_{s_{max}} = 565,5$  (cm<sup>2</sup>)théorique  $r = 2,05$  (%)minimum  $r_{min} = 0,10$  (%)maximum  $r_{max} = 5,00$  (%)**Analyse par Cas:**Cas N° 1: Type ELS  $N = 78,87$  (kN)  $M_y = 301,08$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 6,57

Position de l'axe neutre:  $y = 45,3$  (cm)Bras de levier:  $Z = 95,8$  (cm)Contrainte maxi du béton:  $s_b = 1,2$  (MPa)Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

## ANNEXES C. FERRAILLAGE

---

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 15,2$  (MPa)

comprimée:  $s_s' = 16,8$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**  $N = 108,37$  (kN)  $M_y = 413,69$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 11,11 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 41,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 95,3$  (cm)

Déformation du béton:  $e_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $e_s = 6,28$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

comprimée:  $s_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**  $N = 1397,66$  (kN)  $M_y = 5335,34$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 39,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 96,1$  (cm)

Déformation du béton:  $e_b = 3,50$  (‰)

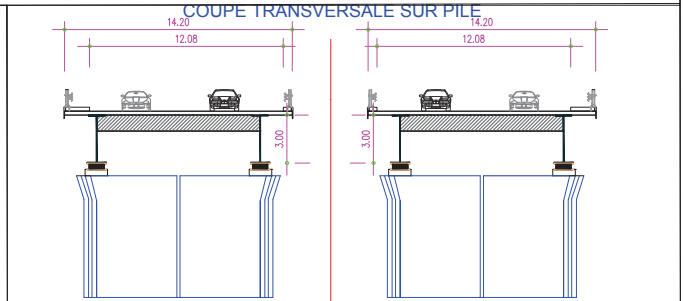
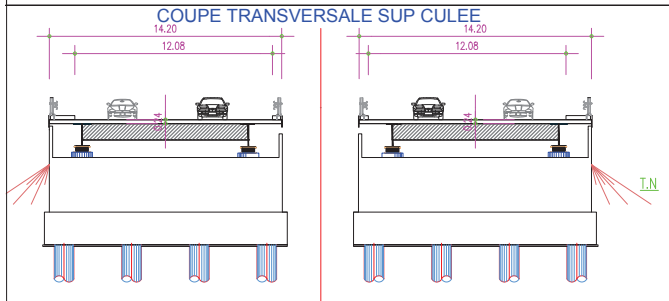
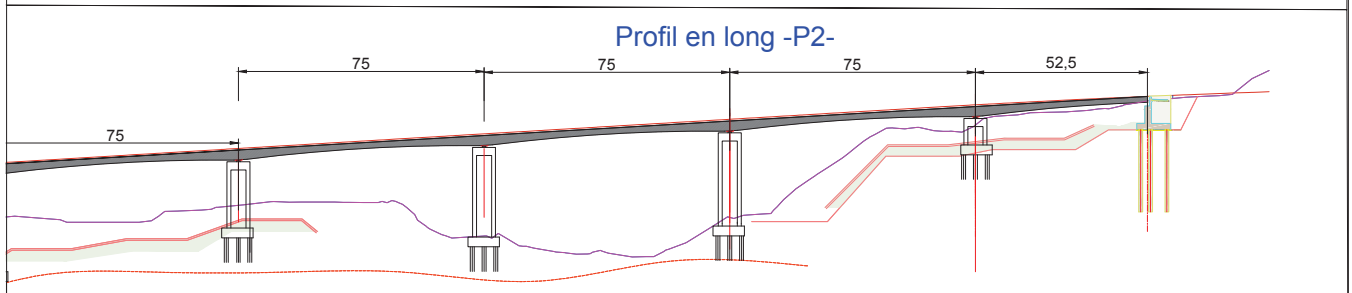
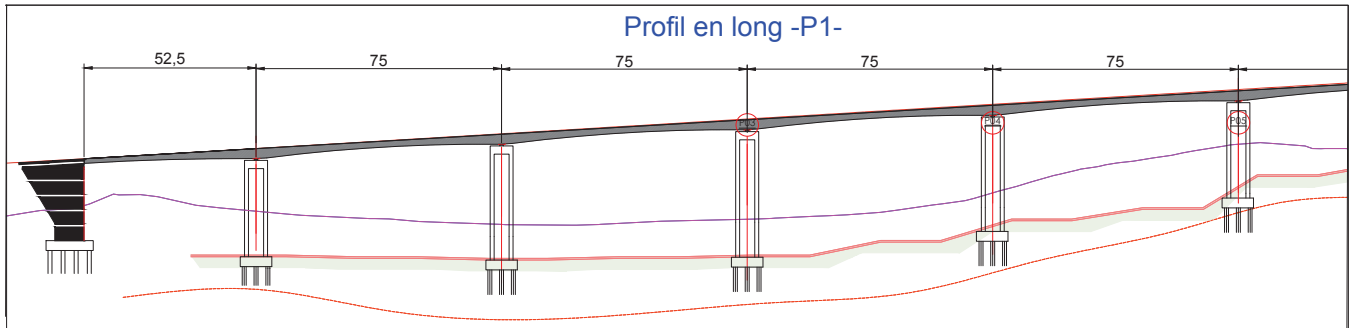
Déformation de l'acier:  $e_s = 6,69$  (‰)

Contrainte de l'acier:

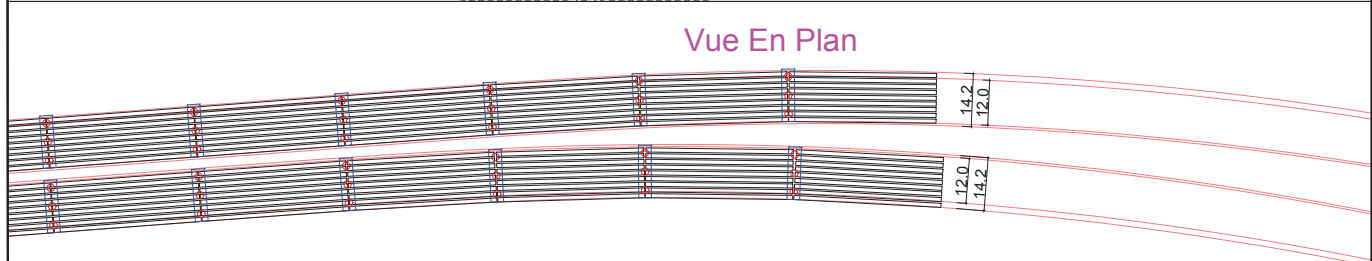
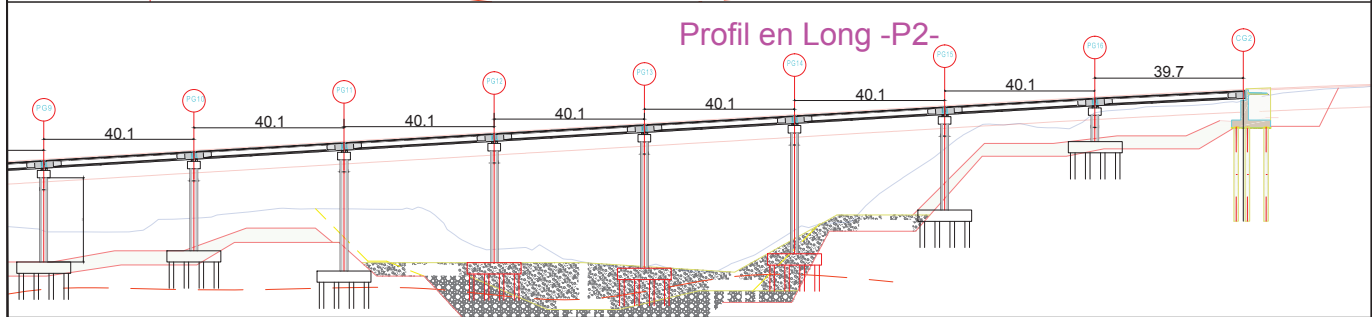
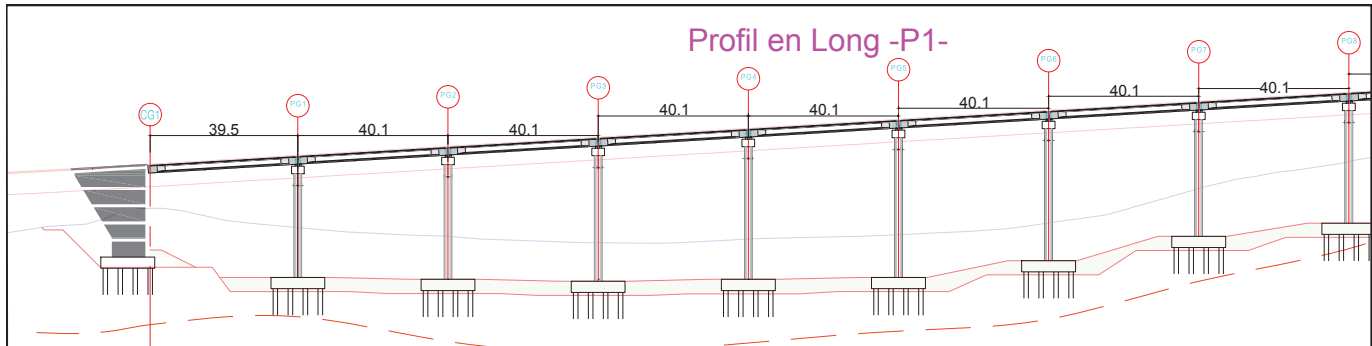
tendue:  $s_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $s_s' = 500,0$  (MPa)

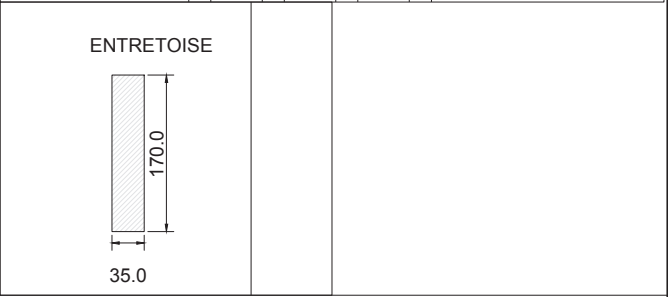
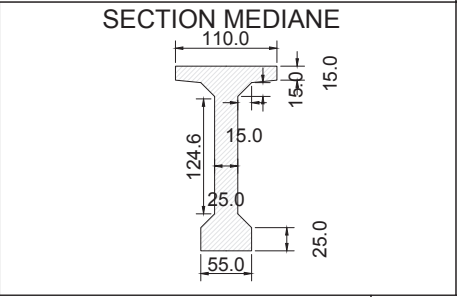
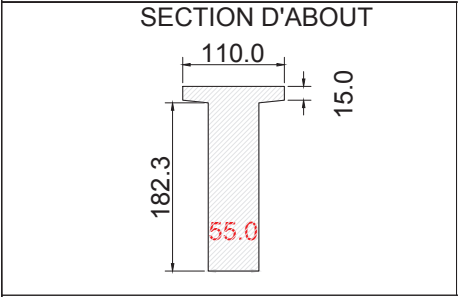
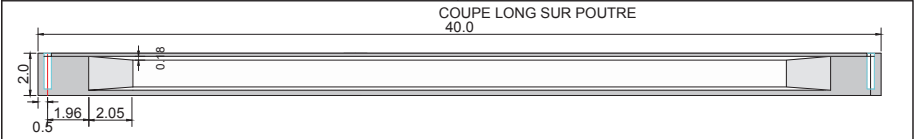
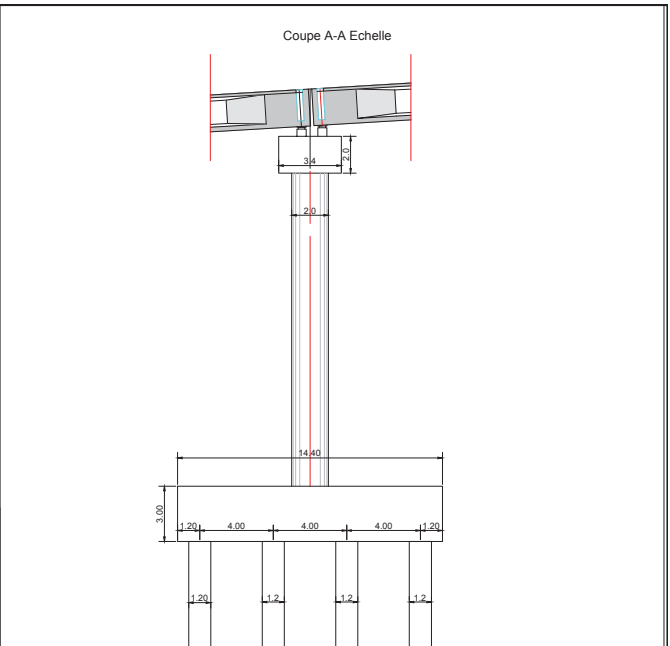
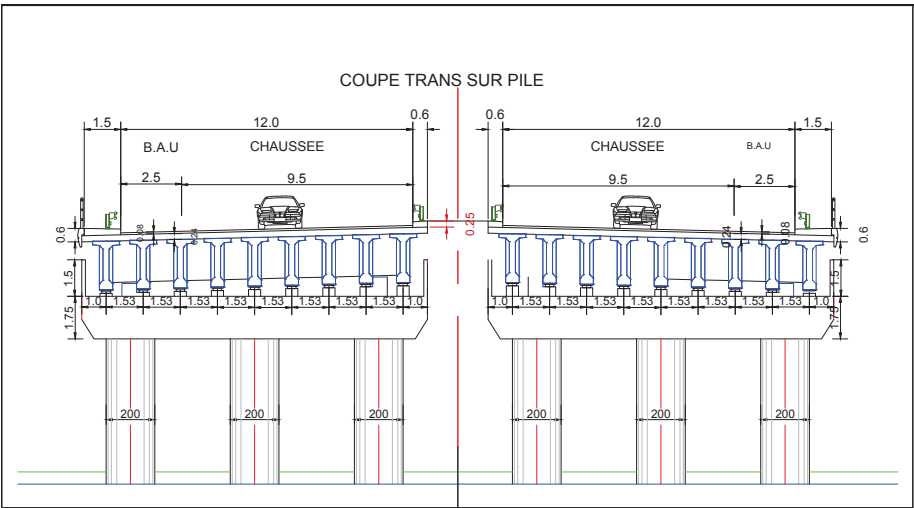




|                     |                  |                      |              |                     |           |         |            |
|---------------------|------------------|----------------------|--------------|---------------------|-----------|---------|------------|
| <b>Fait par:</b>    | Khalil/Boubekeur | Hadj Abdelkader/Achi | <b>ENSTP</b> | <b>Validé par:</b>  |           |         | <b>ADA</b> |
| <b>Vérifié par:</b> |                  |                      |              | <b>Encadré par:</b> | Mr.Nadjib | Zourgui |            |



|                     |                  |                      |              |                     |           |         |            |
|---------------------|------------------|----------------------|--------------|---------------------|-----------|---------|------------|
| <b>Fait par:</b>    | Khalil/Boubekeur | Hadj Abdelkader/Achi | <b>ENSTP</b> | <b>Validé par:</b>  |           |         | <b>ADA</b> |
| <b>Vérifié par:</b> |                  |                      |              | <b>Encadré par:</b> | Mr.Nadjib | Zourgui |            |

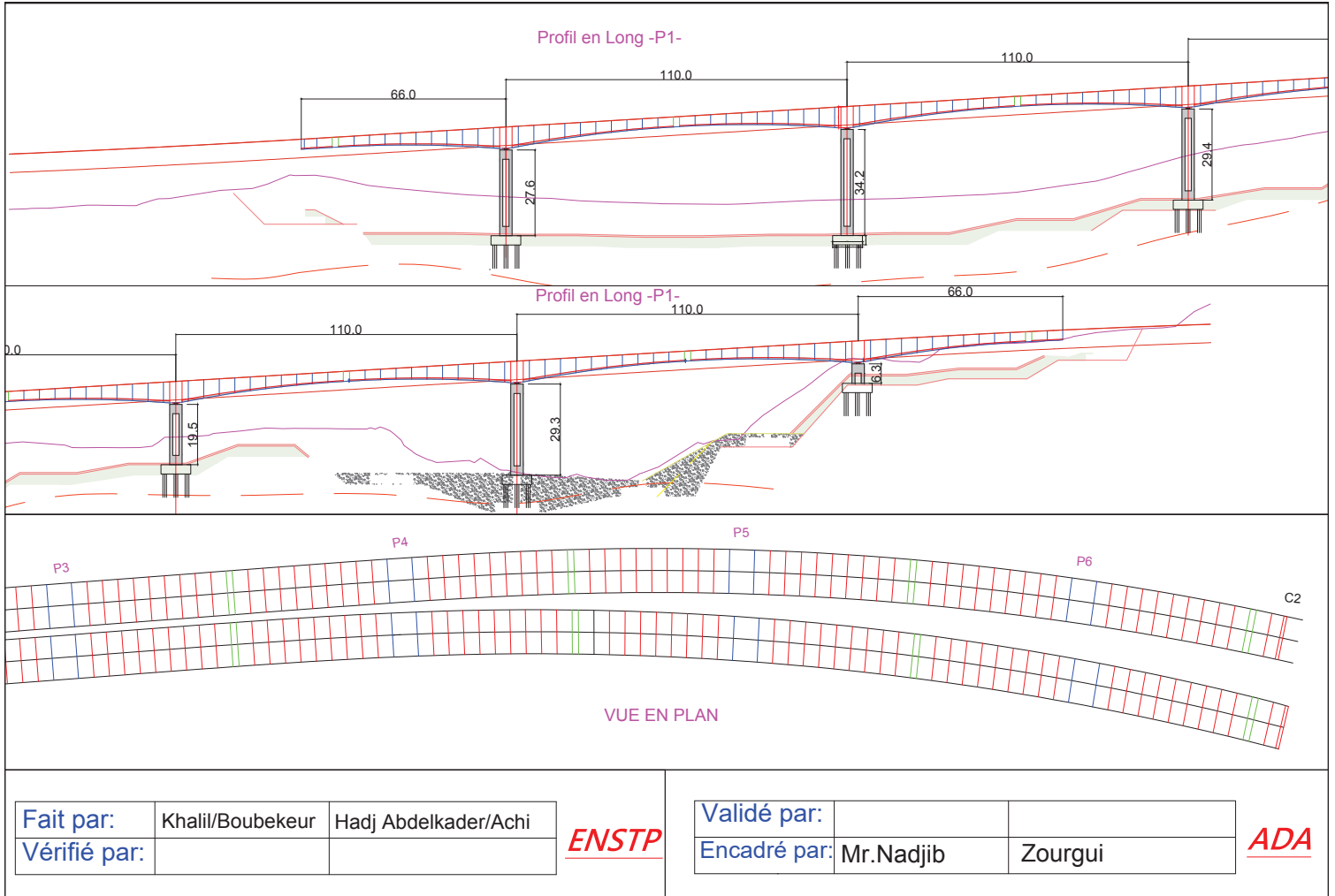


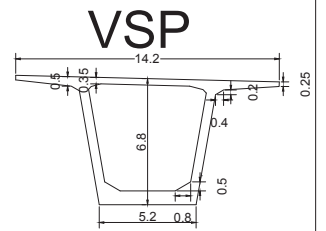
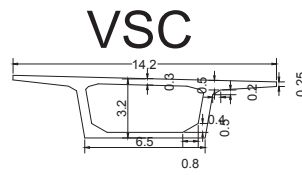
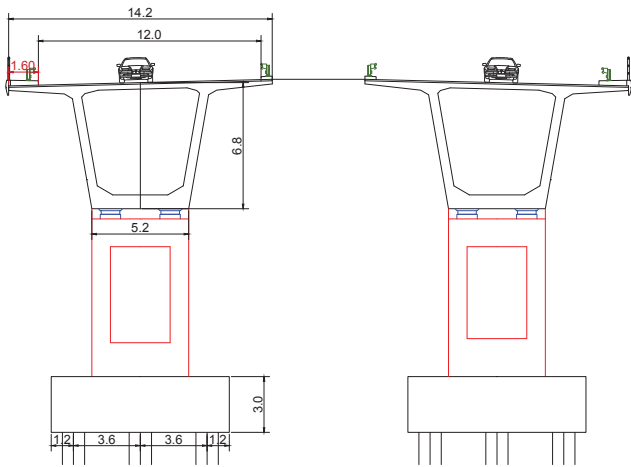
|              |                  |                      |
|--------------|------------------|----------------------|
| Fait par:    | Khalil/Boubekeur | Hadj Abdelkader/Achi |
| Vérifié par: |                  |                      |

**ENSTP**

|              |           |         |
|--------------|-----------|---------|
| Validé par:  |           |         |
| Encadré par: | Mr.Nadjib | Zourgui |

**ADA**



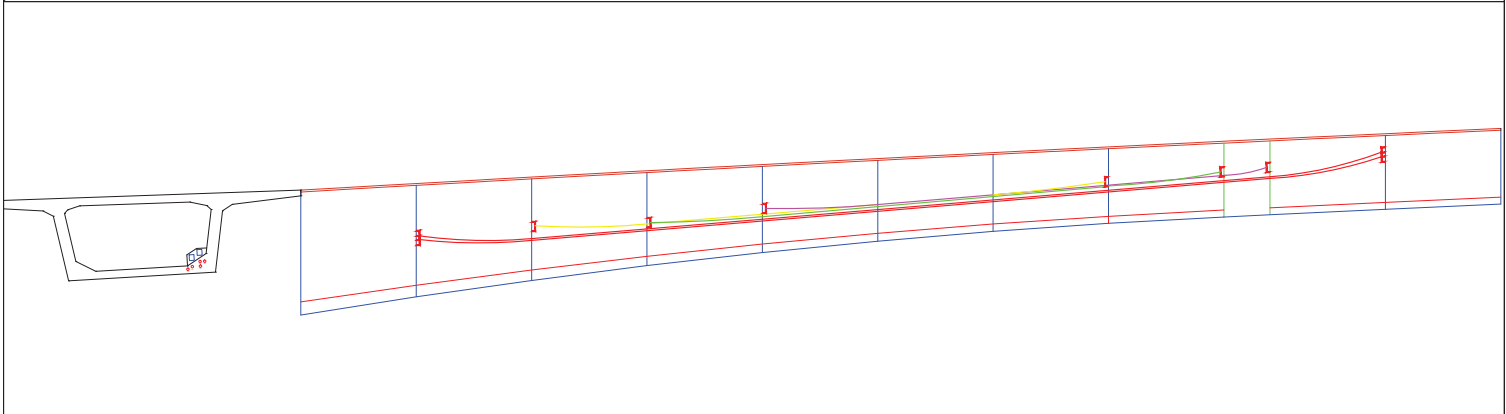
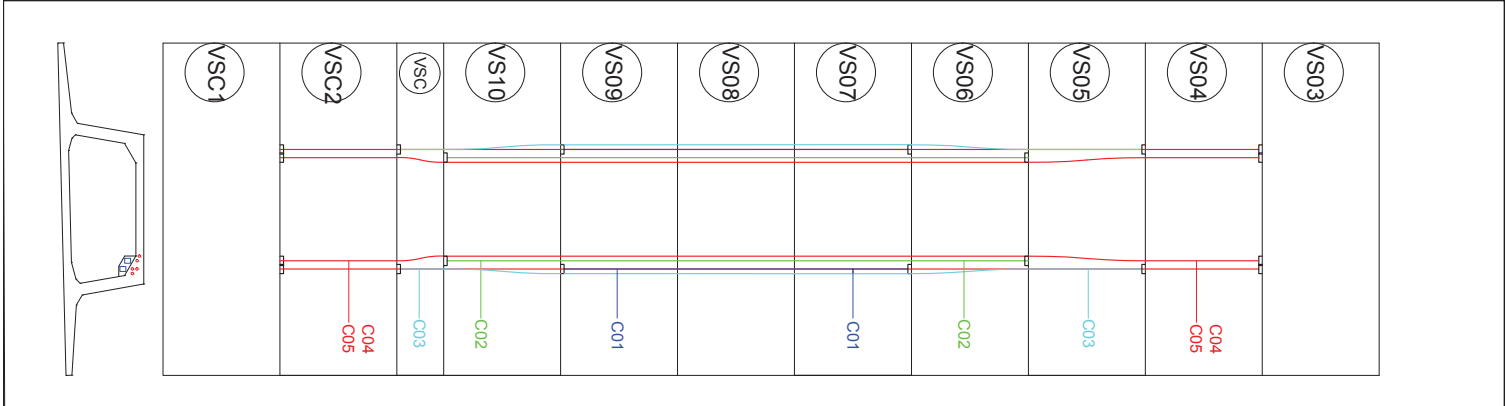


|              |                  |                      |
|--------------|------------------|----------------------|
| Fait par:    | Khalil/Boubekeur | Hadj Abdelkader/Achi |
| Vérifié par: |                  |                      |

**ENSTP**

|              |           |         |
|--------------|-----------|---------|
| Validé par:  |           |         |
| Encadré par: | Mr.Nadjib | Zourgui |

**ADA**

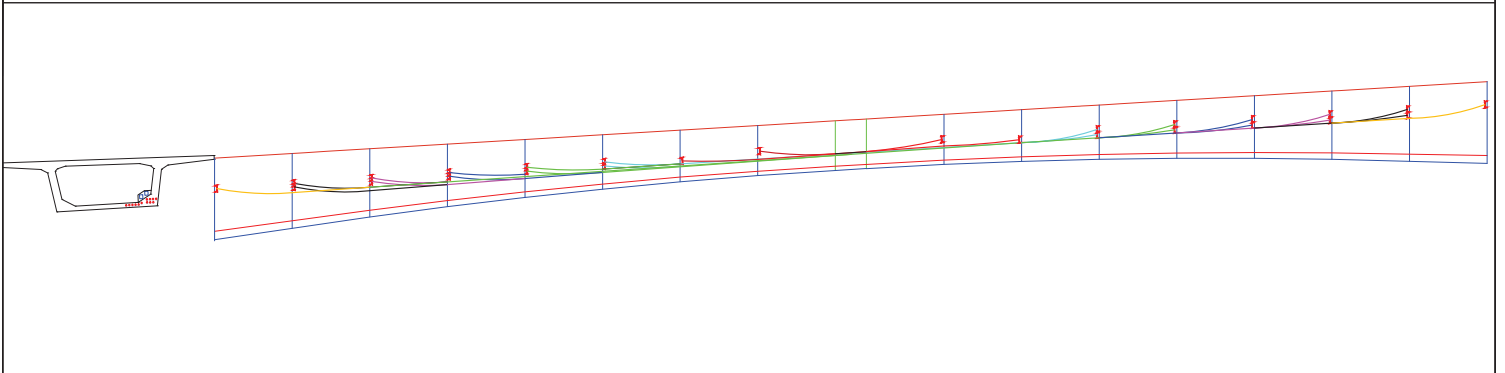
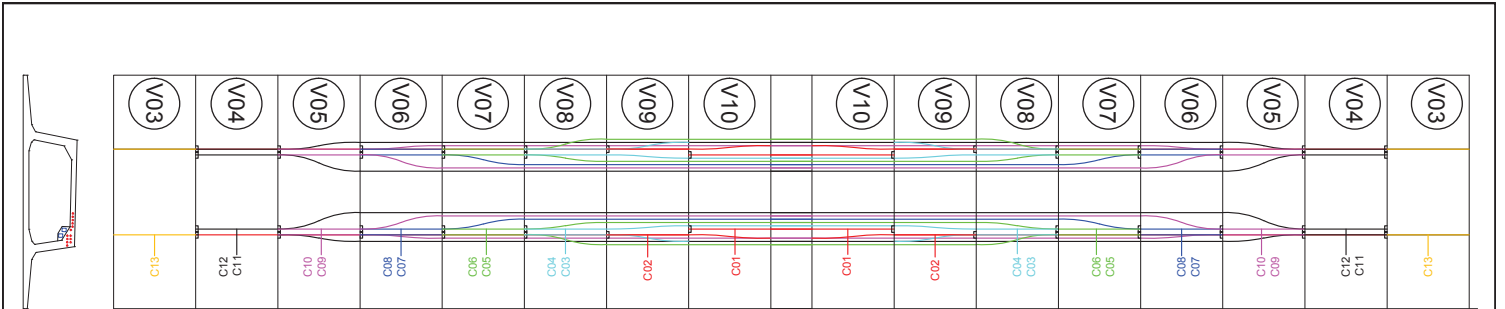


|              |                  |                      |
|--------------|------------------|----------------------|
| Fait par:    | Khalil/Boubekeur | Hadj Abdelkader/Achi |
| Vérifié par: |                  |                      |

**ENSTP**

|              |           |         |
|--------------|-----------|---------|
| Validé par:  |           |         |
| Encadré par: | Mr.Nadjib | Zourgui |

**ADA**



|  |                  |                      |                  |                      |              |  |  |                     |  |  |             |  |  |              |           |         |                   |
|--|------------------|----------------------|------------------|----------------------|--------------|--|--|---------------------|--|--|-------------|--|--|--------------|-----------|---------|-------------------|
| <table border="1"> <tr> <td>Fait par:</td> <td>Khalil/Boubekeur</td> <td>Hadj Abdelkader/Achi</td> </tr> <tr> <td>Vérifié par:</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> |                  | Fait par:            | Khalil/Boubekeur | Hadj Abdelkader/Achi | Vérifié par: |  |  | <b><i>ENSTP</i></b> | <table border="1"> <tr> <td>Validé par:</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Encadré par:</td> <td>Mr.Nadjib</td> <td>Zourgui</td> </tr> </table> |  | Validé par: |  |  | Encadré par: | Mr.Nadjib | Zourgui | <b><i>ADA</i></b> |
| Fait par:  | Khalil/Boubekeur | Hadj Abdelkader/Achi |                  |                      |              |  |  |                     |  |  |             |  |  |              |           |         |                   |
| Vérifié par:   |                  |                      |                  |                      |              |  |  |                     |  |  |             |  |  |              |           |         |                   |
| Validé par:  |                  |                      |                  |                      |              |  |  |                     |  |  |             |  |  |              |           |         |                   |
| Encadré par:   | Mr.Nadjib        | Zourgui              |                  |                      |              |  |  |                     |  |  |             |  |  |              |           |         |                   |